

Reglamento INPRES-CIRSOC 103

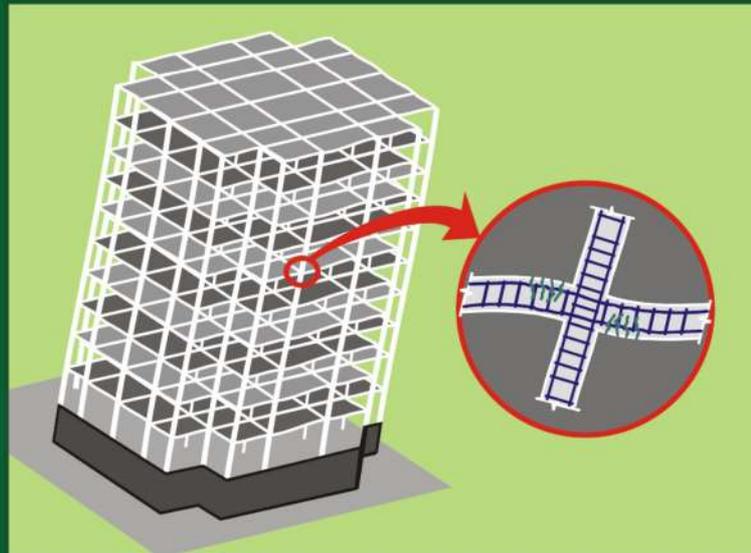
Ministerio de Planificación Federal,
Inversión Pública y Servicios
Secretaría de Obras Públicas de la Nación



INTI
Instituto Nacional de
Tecnología Industrial



CIRSOC
Centro de Investigación de los
Reglamentos Nacionales de
Seguridad para las Obras Civiles

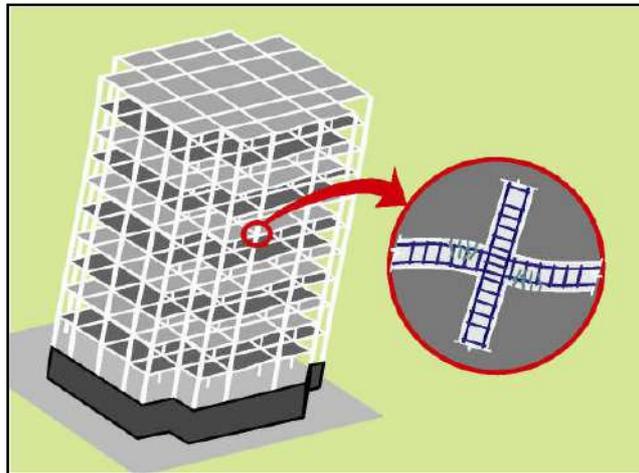


EJEMPLO DE DISEÑO SÍSMICO DE UN EDIFICIO ESTRUCTURADO CON PÓRTICOS DE HORMIGÓN ARMADO

*según el Reglamento INPRES-CIRSOC 103-Parte II
Construcciones de Hormigón Armado*

Julio 2005

**EJEMPLO DE DISEÑO SÍSMICO DE UN EDIFICIO
ESTRUCTURADO CON PÓRTICOS DE HORMIGÓN ARMADO**



**SEGÚN EL REGLAMENTO ARGENTINO
PARA CONSTRUCCIONES SISMORRESISTENTES
INPRES-CIRSOC 103, PARTE II, edición 2005**

Autor: Ing. Jorge Alejandro Amado

1º edición 2003

Agradecimientos:

El autor desea agradecer profundamente:

Al señor Oscar Santos Escudero por la paciente e incondicional colaboración demostrada, durante estos largos meses, en la compaginación y edición del presente documento.

Al señor ME Marcelo Martínez por la minuciosa revisión de este trabajo y sus valiosas observaciones.

Abril de 2003

2º edición 2013

Colaborador: Ing. Daniel Alejandro Yañez

Julio de 2013

INPRES

**Rogert Balet N° 47 Norte
(5400) San Juan
Tel.: (54 264) 4239016 – 4239010 – PBX
FAX: (54 264) 4234463
e-mail: giuliano@inpres.gov.ar**

Internet: www.inpres.gov.ar

**DIRECTOR NACIONAL:
ING. ALEJANDRO P. GIULIANO**

**SUBDIRECTOR NACIONAL:
ING. MARIO BUFALIZA**

CIRSOC

**Av. Cabildo 65 – Subsuelo Ala Savio
(C1426AAA) Buenos Aires
Telefax: (54 11) 4779-5271 / 4779-5273
e-mail: cirsoc@inti.gov.ar
cirsoc@ffmm.gov.ar**

Internet: www.inti.gov.ar/cirsoc

**DIRECTOR TÉCNICO:
ING. MARTA S. PARMIGIANI**

© 2005

**Editado por INTI
INSTITUTO NACIONAL DE TECNOLOGÍA INDUSTRIAL
Av. Leandro N. Alem 1067 7° piso – Buenos Aires**

**Queda hecho el depósito que fija la ley 11.723. Todos los derechos reservados. Prohibida la reproducción parcial o total sin autorización escrita del editor. Impreso en la Argentina.
Printed in Argentina.**

C I R S O C

ORGANISMOS PROMOTORES

Secretaría de Obras Públicas de la Nación
Subsecretaría de Vivienda de la Nación
Instituto Nacional de Tecnología Industrial
Instituto Nacional de Prevención Sísmica
Consejo Interprovincial de Ministros de Obras Públicas
Ministerio de Hacienda, Finanzas y Obras Públicas de la Provincia del Neuquén
Gobierno de la Ciudad de Buenos Aires
Dirección Nacional de Vialidad
Vialidad de la Provincia de Buenos Aires
Cámara Argentina de la Construcción
Consejo Profesional de Ingeniería Civil
Cámara Industrial de Cerámica Roja
Asociación de Fabricantes de Cemento Pórtland
Instituto Argentino de Normalización
Techint
Acindar
Consejo Vial Federal

MIEMBROS ADHERENTES

Asociación Argentina de Tecnología del Hormigón
Asociación Argentina de Hormigón Estructural
Asociación Argentina de Hormigón Elaborado
Asociación Argentina del Bloque de Hormigón
Asociación de Ingenieros Estructurales
Centro Argentino de Ingenieros
Instituto Argentino de Siderurgia
Transportadora Gas del Sur
Telefónica de Argentina
Quasdam Ingeniería
Sociedad Central de Arquitectos
Sociedad Argentina de Ingeniería Geotécnica
Colegio de Ingenieros de la Provincia de Buenos Aires
Cámara Argentina del Aluminio y Metales Afines
Cámara Argentina de Empresas de Fundaciones de Ingeniería civil

PRÓLOGO 2º edición - 2013

La nueva generación de los reglamentos argentinos de seguridad para las obras civiles, se gestó bajo la premisa de acompañar cada cuerpo reglamentario con sus correspondientes comentarios, y con ejemplos de aplicación práctica que ayuden al profesional a entender los alcances y los criterios de aplicación de las prescripciones contenidas en ellos.

Esta publicación se enmarca dentro de esta premisa y está dirigida prioritariamente a los profesionales usuarios del nuevo **Reglamento Argentino para Construcciones Sismorresistentes de Hormigón Armado, INPRES-CIRSOC 103, Parte II**. Adicionalmente, es también nuestra pretensión que sirva como complemento en los cursos de ingeniería civil que se dictan en las distintas facultades, de manera que el futuro profesional adquiera una sólida formación en el tema.

El documento que se presenta, no pretende ser solo una enumeración de los pasos a seguir en el diseño sísmico de una estructura de hormigón armado, sino, más bien, una guía comprensiva que permita interpretar cabalmente el contenido de las prescripciones reglamentarias, en el entendimiento de que es esta la única forma posible de concebir y diseñar una estructura sismorresistente que reúna los requisitos de desempeño esperados.

Para ello, se ha preferido presentar un ejemplo concreto y detallado de un caso real, que usualmente se presenta en la práctica profesional del ingeniero estructural, en vez de presentar ejemplos didácticos que ayudan a comprender aspectos parciales, pero que se alejan de la realidad cotidiana.

Se incluyen, además, algunos comentarios relativos al fundamento de las prescripciones, y se indica cada artículo del Reglamento que sustenta cada uno de los pasos del proceso de diseño.

Es nuestra intención que esta publicación sea una herramienta útil y de indispensable consulta para el profesional.

Inga. Marta S. PARMIGIANI
Directora Técnica CIRSOC

Ing. Alejandro P. GIULIANO
Director Nacional INPRES

ÍNDICE GENERAL

	<i>Página</i>
I. INTRODUCCIÓN	<i>i</i>
II. DIAGRAMACIÓN Y CONTENIDO	<i>ii</i>
III. EJEMPLO NUMÉRICO	<i>iii</i>
1. EJEMPLO	1
1.a. Descripción General	1
1.b. Características del Edificio	1
1.c. Propiedades de los Materiales	1
1.d. Características de losas	5
1.e. Consideraciones de durabilidad del hormigón	6
1.1. MÉTODO DE ANÁLISIS	7
1.1.1. Análisis sísmico estático del edificio	7
1.1.1.a. Introducción	7
1.1.1.b. Límites de aplicación del método estático	8
1.1.1.c. Evaluación de las fuerzas sísmicas laterales	8
1.1.1.c.1. Cargas gravitatorias a considerar	8

1.1.1.c.2. <i>Periodo fundamental de vibración de la estructura</i>	10
1.1.1.c.3. <i>Ductilidad global de la estructura</i>	13
1.1.1.c.4. <i>Determinación del coeficiente sísmico de diseño</i>	14
1.1.1.c.5. <i>Fuerzas sísmicas horizontales</i>	14
1.1.1.c.6. <i>Esfuerzo de corte en la base de la construcción</i>	15
1.1.1.c.7. <i>Distribución en altura del esfuerzo de corte en la base</i>	15
1.1.1.c.8. <i>Distribución del esfuerzo de corte entre los elementos resistentes verticales de cada piso</i>	17
1.1.1.d. <i>Control de deformaciones</i>	18
1.1.1.d.1. <i>Control de la distorsión horizontal de piso</i>	18
1.2. MÉTODO DE DISEÑO	20
1.2.1. <i>Rigidez</i>	22
1.2.2. <i>Análisis estructural</i>	27
1.2.2.a. <i>Sección de diseño</i>	29
1.2.2.b. <i>Mecanismo de colapso</i>	53
1.2.2.c. <i>Verificación de las dimensiones de vigas y columnas</i>	57
1.2.2.c.1. <i>Vigas</i>	57
1.2.2.c.2. <i>Columnas</i>	58

1.3. REDISTRIBUCIÓN DE MOMENTOS EN VIGAS	63
1.3.1. Comentarios	75
1.4. DISEÑO FLEXIONAL DE VIGAS	76
1.4.1. Cuantía mínima en la zona de formación potencial de rótulas plásticas	86
1.4.2. Cuantía máxima en la zona de formación potencial de rótulas plásticas	87
1.4.3. Sobrerresistencia flexional de vigas	87
1.4.4. Sobrerresistencia flexional a ejes de columnas	89
1.4.5. Factor de sobrerresistencia flexional de vigas	96
1.4.6. Interrupción, anclaje y empalme de barras longitudinales	114
1.4.7. Armadura Transversal	118
1.4.7.a. Pandeo y Confinamiento	118
1.4.7.b. Esfuerzo de corte	125
1.5. DISEÑO DE COLUMNAS	145
1.5.1. Limitaciones dimensionales	145
1.5.2. Rigidez	150
1.5.3. Acciones de Diseño	151
1.5.3.a. Solicitaciones de diseño para las secciones de base de las columnas del primer piso, donde se prevé rótulas plásticas	151

1.5.3.b. Solicitaciones de diseño para las secciones de columnas donde no se prevé rótulas plásticas	152
1.5.3.c. Esfuerzos axiales inducidos por las acciones sísmicas	161
1.5.3.d. Esfuerzos axiales provocados por los estados de cargas gravitatorias mayoradas	167
1.5.3.e. Esfuerzos axiales de diseño	168
1.5.3.f. Esfuerzos axiales de diseño provocados por las cargas gravitatorias puras.	173
1.5.4. Diseño de las secciones de armadura longitudinal	173
1.5.4.a. Cuantía de la armadura longitudinal	179
1.5.4.b. Carga axial máxima de diseño en compresión	180
1.5.4.c. Longitud de la zona de formación potencial de rótulas plásticas	181
1.5.5. Diseño de la sección de armadura transversal	185
1.5.5.a. Resistencia al corte	191
1.5.5.a.1. Contribución del hormigón a la resistencia al corte.	191
1.5.5.a.2. Diseño armadura transversal de corte en zona crítica. Columna C3 (sección capitel)	192
1.5.5.a.3. Diseño armadura transversal de corte en zona normal. Columna C3 (sección capitel)	194
1.5.5.a.4. Diseño armadura transversal de corte en zona crítica Columna C403 (sección capitel)	197

1.5.5.a.5. Diseño armadura transversal en zona normal. Columna C403 (sección capitel)	200
1.5.5.a.6. Diseño armadura transversal de corte en zona crítica. Columna C903 (sección capitel)	204
1.5.5.a.7. Diseño armadura transversal de corte en zona normal. Columna C903 (sección capitel)	206
1.5.5.a.8. Diseño armadura transversal de corte en zona de rótula plástica. Columna C3 (sección base)	209
1.5.5.a.9. Diseño armadura transversal de corte en zona normal. Columna C3 (sección base)	218
1.5.6. Empalmes	224
1.6. DISEÑO DE NUDOS VIGA-COLUMNA	227
1.6.1. Ancho efectivo del nudo	227
1.6.2. Limitación de la tensión nominal horizontal de corte	228
1.6.3. Anclaje	229
1.6.4. Armadura transversal	230
1.6.5. Armadura vertical	234
Bibliografía	235

Índice de figuras

	Página
Fig. 1: TIPOLOGÍA ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO	2
Fig. 2: ESQUEMA ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO	3
Fig. 3: DIMENSIONES DE VIGAS Y COLUMNAS	4
Fig. 4: ANCHOS EFECTIVOS DE VIGAS CON ALAS	23
Fig. 5: DETERMINACIÓN DE MOMENTOS DE INERCIA EFECTIVOS (I_e) DE VIGAS	24
Fig. 6: DETERMINACIÓN DE MOMENTOS DE INERCIA EFECTIVOS (I_e) DE COLUMNAS	25
Fig. 7: MOMENTOS DE INERCIA I_g DE SECCIONES "T"	26
Fig. 8: ELEMENTOS ESTRUCTURALES A DISEÑAR	30
Fig. 9: DENOMINACIÓN DE VIGAS Y COLUMNAS	31
Fig. 10: MOMENTOS Y CORTES SÍSMICOS DE VIGAS A EJES DE COLUMNAS (Sismo izquierda: \vec{E}_H)	32
Fig. 11: MOMENTOS Y CORTES SÍSMICOS DE COLUMNAS A EJES DE VIGAS (Sismo izquierda: \vec{E}_H)	33
Fig. 12: MOMENTOS Y CORTES SÍSMICOS A EJES DE COLUMNAS Y VIGAS (Sismo izquierda: \vec{E}_H)	34

DIAGRAMAS DE MOMENTOS DE FLEXIÓN EN VIGAS

<i>VIGAS 100(1): Nivel 1 – Pórtico X1 Estados de cargas puros (STAAD III)</i>	35
<i>VIGAS 100(2): Nivel 1 – Pórtico X1 Estados combinados de cargas permanentes, sobrecargas y sismo vertical (STAAD III)</i>	36
<i>VIGAS 100(3): Nivel 1 – Pórtico X1 Estados combinados de cargas permanentes, sobrecargas, sismo horizontal y sismo vertical (STAAD III)</i>	37
<i>VIGAS 500(1): Nivel 5 – Pórtico X1 Estados de cargas puros (STAAD III)</i>	38
<i>VIGAS 500(2): Nivel 5 – Pórtico X1 Estados combinados de cargas permanentes, sobrecargas y sismo vertical (STAAD III)</i>	39
<i>VIGAS 500(3): Nivel 5 – Pórtico X1 Estados combinados de cargas permanentes, sobrecargas, sismo horizontal y sismo vertical (STAAD III)</i>	40
<i>VIGAS 1000(1): Nivel 10 – Pórtico X1 Estados de cargas puros (STAAD III)</i>	41
<i>VIGAS 1000(2): Nivel 10 – Pórtico X1 Estados combinados de cargas permanentes, sobrecargas y sismo vertical (STAAD III)</i>	42
<i>VIGAS 1000(3): Nivel 10 – Pórtico X1 Estados combinados de cargas permanentes, sobrecargas, sismo horizontal y sismo vertical (STAAD III)</i>	43
<i>VIGAS 100(1): Nivel 1 – Pórtico Y4 Estados de cargas puros (STAAD III)</i>	44
<i>VIGAS 100(2): Nivel 1 – Pórtico Y4 Estados combinados de cargas permanentes, sobrecargas y sismo vertical (STAAD III)</i>	45

VIGAS 100(3): Nivel 1 – Pórtico Y4 Estados combinados de cargas permanentes, sobrecargas, sismo horizontal y sismo vertical (STAAD III)	46
VIGAS 500(1): Nivel 5 – Pórtico Y4 Estados de cargas puros (STAAD III)	47
VIGAS 500(2): Nivel 5 – Pórtico Y4 Estados combinados de cargas permanentes, sobrecargas y sismo vertical (STAAD III)	48
VIGAS 500(3): Nivel 5 – Pórtico Y4 Estados combinados de cargas permanentes, sobrecargas, sismo horizontal y sismo vertical (STAAD III)	49
VIGAS 1000(1): Nivel 10 – Pórtico Y4 Estados de cargas puros (STAAD III)	50
VIGAS 1000(2): Nivel 10 – Pórtico Y4 Estados combinados de cargas permanentes, sobrecargas y sismo vertical (STAAD III)	51
VIGAS 1000(3): Nivel 10 – Pórtico Y4 Estados combinados de cargas permanentes, sobrecargas, sismo horizontal y sismo vertical (STAAD III)	52
Fig. A: Mecanismo de colapso en edificios aporricados de varios pisos	55
Fig. B: Mecanismo de colapso adoptado	56
Fig. 13: REDISTRIBUCIÓN DE MOMENTOS DE FLEXIÓN ESTADO DE CARGA: $(1.2D + 0.5L + E_V + \vec{E}_H)$ [Sismo izquierda Vigas Nivel 1]	69
Fig. 14: CONSTRUCCIÓN DE DIAGRAMAS DE MOMENTOS DE FLEXIÓN Y ESFUERZOS DE CORTE (Viga 148)	71
Fig.(I): VALORES ADOPTADOS PARA EL DISEÑO FLEXIONAL DE VIGAS	76

Fig. C: Momentos de flexión a caras de columnas [kNm]	82
Fig. D: Diagrama envolvente de momentos de flexión nominales “ M_n ” [kNm] (Sismo izquierda – $\overline{E_H}$)	83
Fig. E: Diagrama de envolvente de flexión nominales “ M_n ” [kNm] (Sismo derecha – $\overline{E_H}$)	84
Fig. F: Diagrama de envolvente de flexión nominales “ M_n ” [kNm]	85
ESTADOS DE CARGAS: ($1,2D + 0,5L + E_V + \overline{E_H}$); ($0,9D - E_V + \overline{E_H}$) [Sismo izquierda]	
ESTADOS DE CARGAS: ($1,2D + 0,5L + E_V - \overline{E_H}$); ($0,9D - E_V - \overline{E_H}$) [Sismo derecha]	
Fig. 15: MOMENTOS DE SOBRERRESISTENCIA (Viga 148)	94
Fig.16: ENVOLVENTE DE MOMENTO DE FLEXIÓN NOMINALES $M_n^{(+)} ; M_n^{(-)}$ [kNm] Y DE SOBRERRESISTENCIA $M_c^{(+)\circ} ; M_c^{(-)\circ}$ [kNm] A CARAS DE COLUMNAS	116
Fig.17: INTERRUPCIÓN Y LONGITUD DE ANCLAJE DE LAS ARMADURAS FLEXIONALES (Viga 148) [mm]	117
Fig.18: ENVOLVENTE DE MOMENTOS DE FLEXIÓN DE DISEÑO (ϕM_n) (Vigas Nivel 1, Pórtico Y4)	121
Fig.19: ENVOLVENTE DE MOMENTOS DE FLEXIÓN DE DISEÑO (ϕM_n) (Viga 148, Pórtico Y4)	122
Fig.20: LONGITUD DE LAS ZONAS DE FORMACIÓN POTENCIAL DE RÓTULAS PLÁSTICAS [mm] – (Zonas críticas) (Vigas Pórtico Y4)	123
Fig.21: LONGITUD DE LAS ZONAS DE FORMACIÓN POTENCIAL DE RÓTULAS PLÁSTICAS [mm] – (Zonas críticas) (Vigas Pórtico X1)	124

Fig.22: DETERMINACIÓN ESFUERZOS DE CORTE DE DISEÑO	131
Fig.23: DETALLE DE ARMADO DE VIGAS (Vigas Nivel 1-Pórtico Y4)	139
Fig.24: DETALLE DE ARMADO DE VIGAS (Vigas Nivel 5-Pórtico Y4)	140
Fig.25: DETALLE DE ARMADO DE VIGAS (Vigas Nivel 10-Pórtico Y4)	141
Fig.26: DETALLE DE ARMADO DE VIGAS (Vigas Nivel 1-Pórtico X1)	142
Fig.27: DETALLE DE ARMADO DE VIGAS (Vigas Nivel 5-Pórtico X1)	143
Fig.28: DETALLE DE ARMADO DE VIGAS (Vigas Nivel 10-Pórtico X1)	144
Fig. (II): VARIACIÓN EN ALTURA DEL FACTOR DE AMPLIFICACIÓN DINÁMICA " ω " Línea de columna 3	160
Fig. 29: ESFUERZOS DE CORTE " V_u " Y MOMENTOS DE FLEXIÓN " M_u " DE DISEÑO - COLUMNAS "C903 – C403 – C3" (Pórtico Y4 – Estado de carga $1,2 D + 0,5 L + E_V + E_H$)	162
Fig. 30: ESFUERZOS DE CORTE " V_u " Y MOMENTOS DE FLEXIÓN " M_u " DE DISEÑO - COLUMNAS "C903 – C403 – C3" (Pórtico X1 – Estado de carga $1,2 D + 0,5 L + E_V + E_H$)	163
Fig. 31: ESFUERZOS AXIALES " P_x " COLUMNAS "C903 – C403 – C3" (Pórtico X1 – Estado de carga $1,2 D + 0,5 L + E_V + E_H$)	170
Fig. 32: ESFUERZOS AXIALES " P_y " COLUMNAS "C903 – C403 – C3" (Pórtico Y4 – Estado de carga $1,2 D + 0,5 L + E_V + E_H$)	171
Fig. 33: ESFUERZOS AXIALES " P_u " COLUMNAS "C903 – C403 – C3" (Pórtico Y4; X1 – Estado de carga $1,2 D + 0,5 L + E_V + E_H$)	172

Fig. 34: LONGITUD DE LA ZONAS DE FORMACIÓN POTENCIAL DE RÓTULAS PLÁSTICAS [mm] Línea de columna 3	186
Fig. 35: DETALLE DE ARMADO COLUMNA 3 (Nivel 1 – Pórticos X1 – Y4) [mm]	196
Fig. 36: DETALLE DE ARMADO COLUMNA 3 (Nivel 5 – Pórticos X1 – Y4) [mm]	203
Fig. 37: DETALLE DE ARMADO COLUMNA 3 (Nivel 10 – Pórticos X1 – Y4) [mm]	210
Fig. 38: ZONAS DE EMPALMES DE ARMADURAS LONGITUDINALES EN COLUMNAS	224

Índice de planillas

	Página
PLANILLA CÁLCULOS AUXILIARES (Vigas Nivel 1 - Pórtico Y4) (ESTADO DE CARGA: 1,2 D + 0,5 L + E _V + E _H ; sismo izquierda)	66
Planilla R 1.1: REDISTRIBUCIÓN DE MOMENTOS (Vigas Nivel 1 - Pórtico Y4)	77
Planilla C1.1: CAPACIDAD FLEXIONAL REAL DE VIGAS ($M_n^{(-)}$; $M_n^{(+)}$) A CARAS DE COLUMNAS (Vigas Nivel 1 - Pórtico Y4)	79
Planilla S1.1: SOBRERRESISTENCIA FLEXIONAL DE VIGAS ($M_e^{(-)0}$; $M_e^{(+)0}$) A EJES DE COLUMNAS (Vigas Nivel 1 - Pórtico Y4)	91
Planilla F1.1: FACTORES DE SOBRERRESISTENCIA ϕ^0 (Vigas Nivel 1 - Pórtico Y4)	98
PLANILLA CÁLCULOS AUXILIARES (Vigas Nivel 1 - Pórtico Y4) (ESTADO DE CARGA: 0,9 D - E _V + E _H ; sismo izquierda)	99
Planilla R 1.2: REDISTRIBUCIÓN DE MOMENTOS (Vigas Nivel 1 - Pórtico Y4)	100
Planilla C1.2: CAPACIDAD FLEXIONAL REAL DE VIGAS ($M_n^{(-)}$; $M_n^{(+)}$) A CARAS DE COLUMNAS (Vigas Nivel 1 - Pórtico Y4)	101
Planilla S1.2: SOBRERRESISTENCIA FLEXIONAL DE VIGAS ($M_e^{(-)0}$; $M_e^{(+)0}$) A EJES DE COLUMNAS (Vigas Nivel 1 - Pórtico Y4)	102

Planilla F1.2:	103
FACTORES DE SOBRRRESISTENCIA ϕ^0 (Vigas Nivel 1 - Pórtico Y4)	
PLANILLA CÁLCULOS AUXILIARES	104
(Vigas Nivel 1 - Pórtico Y4) (ESTADO DE CARGA: 1,2 D + 0,5 L + E _V - E _H ; sismo derecha)	
Planilla R 1.3:	105
REDISTRIBUCIÓN DE MOMENTOS (Vigas Nivel 1 - Pórtico Y4)	
Planilla C1.3:	106
CAPACIDAD FLEXIONAL REAL DE VIGAS ($M_n^{(-)}$; $M_n^{(+)}$) A CARAS DE COLUMNAS (Vigas Nivel 1 - Pórtico Y4)	
Planilla S1.3:	107
SOBRRRESISTENCIA FLEXIONAL DE VIGAS ($M_e^{(-)0}$; $M_e^{(+)0}$) A EJES DE COLUMNAS (Vigas Nivel 1 - Pórtico Y4)	
Planilla F1.3:	108
FACTORES DE SOBRRRESISTENCIA ϕ^0 (Vigas Nivel 1 - Pórtico Y4)	
PLANILLA CÁLCULOS AUXILIARES	109
(Vigas Nivel 1 - Pórtico Y4) (ESTADO DE CARGA: 0,9 D - E _V - E _H ; sismo derecha)	
Planilla R 1.4:	110
REDISTRIBUCIÓN DE MOMENTOS (Vigas Nivel 1 - Pórtico Y4)	
Planilla C1.4:	111
CAPACIDAD FLEXIONAL REAL DE VIGAS ($M_n^{(-)}$; $M_n^{(+)}$) A CARAS DE COLUMNAS (Vigas Nivel 1 - Pórtico Y4)	
Planilla S1.4:	112
SOBRRRESISTENCIA FLEXIONAL DE VIGAS ($M_e^{(-)0}$; $M_e^{(+)0}$) A EJES DE COLUMNAS (Vigas Nivel 1 - Pórtico Y4)	

Planilla F1.4:	113
<i>FACTORES DE SOBRERRESISTENCIA ϕ^0</i>	
<i>(Vigas Nivel 1 - Pórtico Y4)</i>	
Planilla Pc.1:	126
<i>Pandeo y Confinamiento</i>	
<i>ARMADURA TRANSVERSAL DE VIGAS</i>	
<i>EN ZONAS DE FORMACIÓN POTENCIAL DE RÓTULAS PLÁSTICAS</i>	
<i>(Vigas Nivel 1 - Pórtico Y4)</i>	
Planilla Pc.1:	127
<i>Pandeo y Confinamiento</i>	
<i>ARMADURA TRANSVERSAL DE VIGAS</i>	
<i>EN ZONAS DE FORMACIÓN POTENCIAL DE RÓTULAS PLÁSTICAS</i>	
<i>(Vigas Nivel 1 - Pórtico X1)</i>	
PLANILLAS RESUMEN	129
<i>(Vigas Nivel 1 - Pórtico Y4)</i>	
<i>Capacidad de sobrerresistencia flexional en rotulas plásticas de vigas</i>	
<i>Esfuerzos de corte provenientes de la capacidad de sobrerresistencia flexional de vigas</i>	
<i>Esfuerzos de corte provocados por las cargas gravitatorias</i>	
PLANILLAS RESUMEN	130
<i>(Vigas Nivel 1 - Pórtico X1)</i>	
<i>Capacidad de sobrerresistencia flexional en rotulas plásticas de vigas</i>	
<i>Esfuerzos de corte provenientes de la capacidad de sobrerresistencia flexional de vigas</i>	
<i>Esfuerzos de corte provocados por las cargas gravitatorias</i>	
Planilla Ce.1:	133
<i>Esfuerzos de corte y tensiones nominales "v_n" a ejes de columnas</i>	
Planilla Cc.1:	133
<i>Esfuerzos de corte y tensiones nominales "v_n" a caras de columnas</i>	
Planilla Ch.1:	134
<i>Esfuerzos de corte y tensiones nominales "v_n" a $2h_b$ de la cara de las columnas</i>	
Planilla Ct.1:	134
<i>Esfuerzos de corte y tensiones nominales totales "v_n" a $2h_b$ de la cara de las columnas</i>	

Planilla Cx.1: Verificación de armaduras en "X" en zonas de formación potencial de rótulas plásticas	136
Planilla Ec.1: Esfuerzo de Corte (Vigas Nivel 1 - Pórtico Y4) ARMADURA TRANSVERSAL DE VIGAS EN ZONAS DE FORMACIÓN POTENCIAL DE RÓTULAS PLÁSTICAS Y ZONAS NORMALES	138
Planillas Resumen FACTORES DE SOBRESRESISTENCIA FLEXIONAL DE VIGAS " ϕ^0_b " Vigas Nivel 1 - Pórtico Y4 Vigas Nivel 5 - Pórtico Y4 Vigas Nivel 10 - Pórtico Y4	146
Planillas Resumen FACTORES DE SOBRESRESISTENCIA FLEXIONAL DE VIGAS " ϕ^0_b " Vigas Nivel 1 - Pórtico X1 Vigas Nivel 5 - Pórtico X1 Vigas Nivel 10 - Pórtico X1	147
Planilla 1.S: SOBRESRESISTENCIA EN RÓTULAS PLÁSTICAS DE VIGAS Capacidad Flexional * Esfuerzo de Corte * Factor de Sobresresistencia	148
Planilla 1C: Columna "C3" (sección capitel) ESFUERZOS AXIALES Y MOMENTOS DE FLEXIÓN DE DISEÑO DE COLUMNAS	157
Planilla auxiliar: Columna "C3" (sección capitel) Determinación del esfuerzo axial máximo de diseño, provocado por las fuerzas sísmicas horizontales	157
Planilla 2C: Columna "C403" (sección capitel) ESFUERZOS AXIALES Y MOMENTOS DE FLEXIÓN DE DISEÑO DE COLUMNAS	158
Planilla auxiliar: Columna "C403" (sección capitel) Determinación del esfuerzo axial máximo de diseño, provocado por las fuerzas sísmicas horizontales	158

Planilla 3C:	159
Columna "C903" (sección capitel) ESFUERZOS AXIALES Y MOMENTOS DE FLEXIÓN DE DISEÑO DE COLUMNAS	
Planilla auxiliar:	159
Columna "C903" (sección capitel) Determinación del esfuerzo axial máximo de diseño, provocado por las fuerzas sísmicas horizontales	
Planilla 1.A:	174
Columna "C3" (sección base) ARMADURA LONGITUDINAL DE COLUMNAS	
Planilla 2.A:	175
Columna "C3" (sección capitel) ARMADURA LONGITUDINAL DE COLUMNAS	
Planilla 3.A:	176
Columna "C403" (sección capitel) ARMADURA LONGITUDINAL DE COLUMNAS	
Planilla 4.A:	177
Columna "C903" (sección capitel) ARMADURA LONGITUDINAL DE COLUMNAS	
Planilla 1.V:	179
Verificación cuantías mínimas y máximas en columnas	
Planilla CM.1:	182
Columna C ₃ (sección base)	
Planilla CM.2:	182
Columna C ₃ (sección capitel)	
Planilla CM.3:	183
Columna C ₄₀₃ (sección capitel)	
Planilla CM.4:	183
Columna C ₉₀₃ (sección capitel)	
Planilla LP:	185
Longitud de plastificación en columnas	

Planilla EP: <i>Integración armadura transversal (pandeo)</i>	188
Planilla EC: <i>Integración armadura transversal (confinamiento)</i>	189
Planilla 1.V <i>Columna "C3" (sección capitel)</i> ARMADURA TRANSVERSAL DE COLUMNAS	211
Planilla 2.V <i>Columna "C403" (sección capitel)</i> ARMADURA TRANSVERSAL DE COLUMNAS	212
Planilla 3.V <i>Columna "C903" (sección capitel)</i> ARMADURA TRANSVERSAL DE COLUMNAS	213
Planilla 4.V <i>Columna "C3" (sección base)</i> ARMADURA TRANSVERSAL DE COLUMNAS	222
Tabla A: Resumen de los criterios principales para el diseño de la armadura transversal (estribos) en columnas	223
Planilla N1: <i>Verificación de la tensión nominal horizontal de corte</i> NUDOS VIGA – COLUMNA <i>(Niveles 1; 5 y 10 – Pórtico Y4)</i>	231
Planilla N2: <i>Verificación de la tensión nominal horizontal de corte</i> NUDOS VIGA – COLUMNA <i>(Niveles 1; 5 y 10 – Pórtico X1)</i>	232

I. INTRODUCCIÓN

Es importante que el diseñador de estructuras en zona sísmica conozca cuál de las tipologías disponibles, tanto desde el punto de vista constructivo como del económico, es la adecuada para conformar un determinado edificio, aunque, bajo ningún aspecto debe descuidar cual de ellas es la más indicada desde el punto de vista sismorresistente. Este último criterio debe primar sobre los anteriores, y para que ello ocurra, el diseñador, debe poseer un amplio conocimiento del trabajo estructural de cada tipología.

La filosofía del diseño sismorresistente tiene como premisa “salvaguardar la vida humana durante la ocurrencia de un terremoto destructivo”, por sobre el más adecuado método constructivo o la mayor conveniencia económica.

El objetivo del diseño sismorresistente es el de analizar, diseñar y detallar las estructuras de manera que su comportamiento durante la ocurrencia del “terremoto de diseño”, como lo establecen los diferentes códigos o reglamentos, permita que las mismas, incursionen en el campo inelástico con una adecuada performance, para cumplir con la filosofía básica del diseño sismorresistente. Es por ello, que tiene suma importancia efectuar un excelente detallamiento de las armaduras para asegurar que la estructura se deforme adecuadamente, disipando energía en los elementos que se diseñaron para tal fin.

Esto significa que, sin conocimientos adecuados de los aspectos mencionados anteriormente, el diseñador no está preparado para realizar estructuras en zonas sísmicas. Por ello, los reglamentos actuales tienden a conducirlo para que sus estructuras sean las más convenientes desde el punto de vista sismorresistente, anexando comentarios de las prescripciones y ejemplos prácticos para visualizar detalladamente la problemática de las construcciones a emplazarse en zonas sísmicas.

Este Documento pretende orientar a los ingenieros estructuralistas en la aplicación práctica de la Parte II, “Construcciones de Hormigón Armado”, del Reglamento INPRES-CIRSOC 103, Reglamento Argentino para

Construcciones Sismorresistentes, edición 2005, en lo concerniente al Análisis, Diseño y Detallamiento de estructuras de hormigón armado, cuya tipología esté conformada por pórticos sismorresistentes.

II. DIAGRAMACIÓN Y CONTENIDO

Se elabora un ejemplo numérico de diseño, que comprende un edificio de varios niveles estructurado con pórticos sismorresistentes de hormigón armado, cuyo emplazamiento se realizará en la zona sísmica 4 establecida en la Parte I, “Construcciones en General”, del Reglamento INPRES-CIRSOC 103, edición 1991.

El procedimiento empleado por simplicidad y mejor interpretación, consiste en elegir diferentes elementos estructurales típicos de distintos niveles del edificio, y en ellos aplicar los requisitos reglamentarios.

Para complementar el ejemplo se incluye, además, una serie ordenada de tablas y figuras en las que se resumen las principales prescripciones normativas correspondientes a pórticos de hormigón armado, tipología estructural que integra la estructura sismorresistente del edificio.

Cabe destacar que en el texto del diseño y detallamiento del ejemplo, y en las tablas y figuras se indican los artículos correspondientes establecidos en la Parte II, “Construcciones de Hormigón Armado” del Reglamento INPRES-CIRSOC 103, Reglamento Argentino para Construcciones Sismorresistentes, edición 2005.

Se realizan comentarios y sugerencias prácticas del ejemplo, estableciendo comparaciones útiles para el ingeniero estructuralista.

III. EJEMPLO NUMÉRICO

*El ejemplo del edificio que se presenta, pretende analizar la tipología estructural de **pórticos sismorresistentes de hormigón armado** establecida en la Parte II, “Construcciones de Hormigón Armado” del Reglamento INPRES-CIRSOC 103, Reglamento Argentino para Construcciones Sismorresistentes, edición 2005, de manera independiente. Es decir, que el edificio se estructura sólo con esa tipología.*

Otro de los aspectos que se podrá observar en el ejemplo que se presenta, es que la estructura proyectada posee dos ejes de simetría en planta, lo que conduce a respuestas sumamente adecuadas desde el punto de vista sismorresistente, ya que se minimizan los efectos torsionales. Éste es un aspecto fundamental que no debe descuidar el estructuralista en sus continuas reuniones con los proyectistas arquitectónicos, para inducirlos a que esa premisa sea un condicionante más que deben tener en cuenta.

En el ejemplo, las referencias a los artículos del Reglamento INPRES-CIRSOC 103, Parte I, edición 1991, se indican como “R.I.”, mientras las correspondientes al Reglamento INPRES-CIRSOC 103, edición 2005, como “R.II.”

1. EJEMPLO

Se trata de un edificio destinado a viviendas en propiedad horizontal, que consta de 10 niveles, con una altura máxima de 32,5 m y una superficie cubierta aproximada de 6785,00 m², siendo la tipología estructural elegida "Pórticos Sismorresistentes de Hormigón Armado", según el Reglamento INPRES-CIRSOC 103, edición 2005.

Este edificio se ubicará en las zona sísmica 4 del territorio nacional, en el departamento de Godoy Cruz de la provincia de Mendoza.

1.a. Descripción general

(Cap. 3, R.I.) Lugar de Emplazamiento: **Zona Sísmica 4**

(Tabla 3, R.I.) Terreno de Fundación: **Suelo Tipo II**

(Cap. 5, R.I.) Destino y Funciones: **Edificio privado de habitación, Grupo B**

(Tabla 2, R.I.) Factor de Riesgo: $\gamma_d = 1$

1.b. Características del edificio

Número de Pisos: **10 (diez)**

(Cap. 2, R.II.) Tipología Estructural: **Pórticos Sismorresistentes de Hormigón Armado**

(1.2., R.II.) 1.c. Propiedades de los materiales

(1.2.1., R.II.) Hormigón: $f'_c = 25 \text{ MPa}$ (Para zona sísmica 4: $20 \text{ MPa} \leq f'_c \leq 45 \text{ MPa}$)

(1.2.2., R.II.) Acero: $f_y = 420 \text{ MPa}$; $f_{yt} = 420 \text{ MPa}$ (Para todas las zonas sísmicas: $f_y \leq 420 \text{ MPa}$; $f_{yt} \leq 420 \text{ MPa}$ o $f_{yt} \leq 500 \text{ MPa}$)

Entrepisos y Techo: **Sistemas de losas macizas armadas en dos direcciones**

En la **Fig.1** se ilustra la perspectiva del edificio observándose la tipología estructural, es decir pórticos sismorresistentes de hormigón armado.

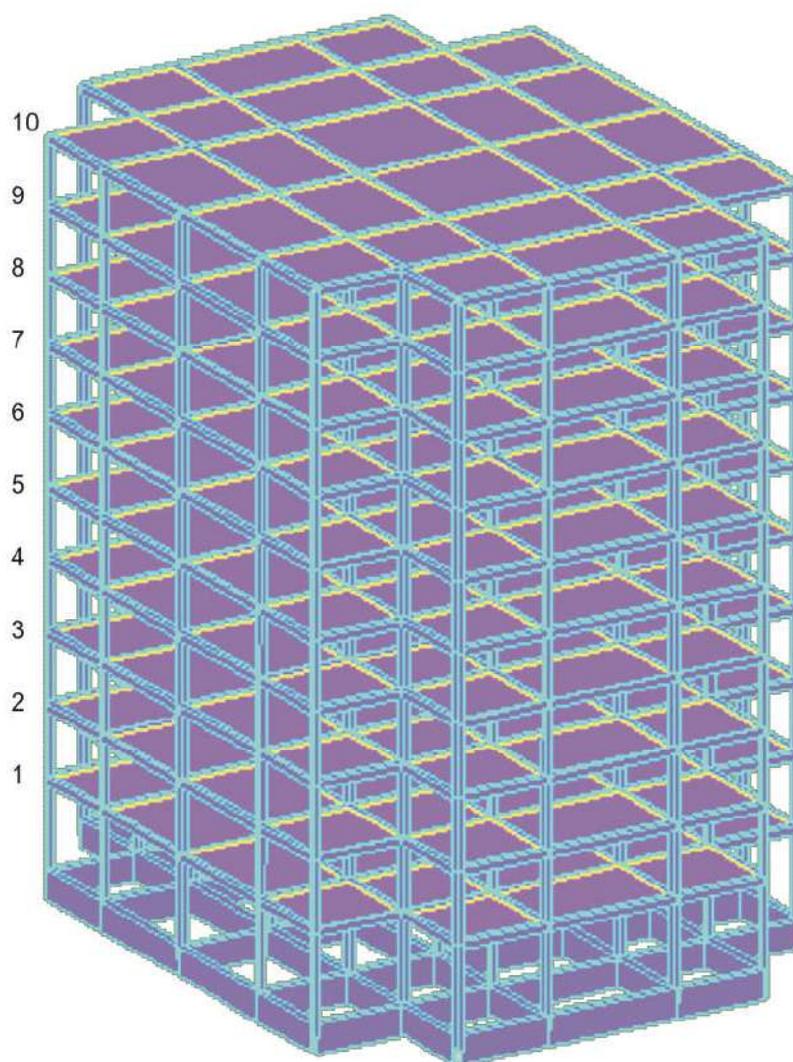
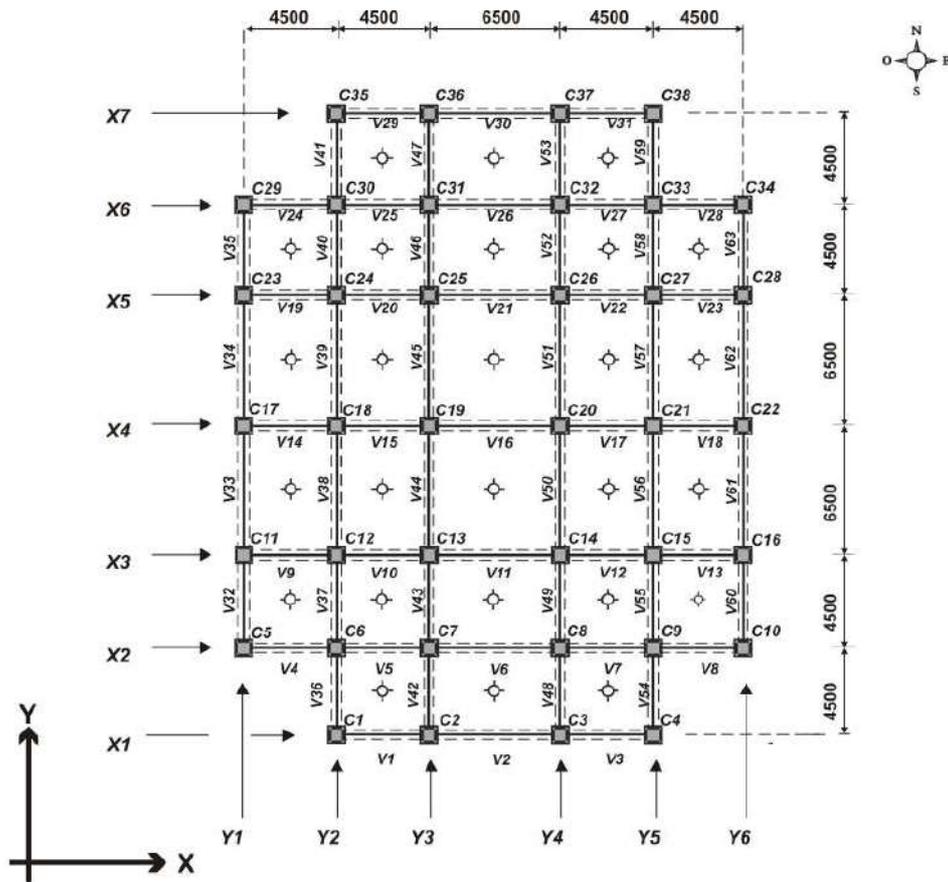


Fig. 1: TIPOLOGÍA ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO

En la **Fig.2** se muestran la planta de estructura tipo, correspondiente a los pisos 1° a 10° y las vistas sur y oeste (elevaciones).

En las planillas de la **Fig.3**, se indican las dimensiones transversales de vigas y columnas para los diferentes niveles del edificio. Además, se especifica el tipo a que pertenece cada columna.



PLANTA ESTRUCTURA TIPO (1° - 10° Piso)

NOTA: La numeración de vigas y columnas se incrementa en cien unidades por nivel

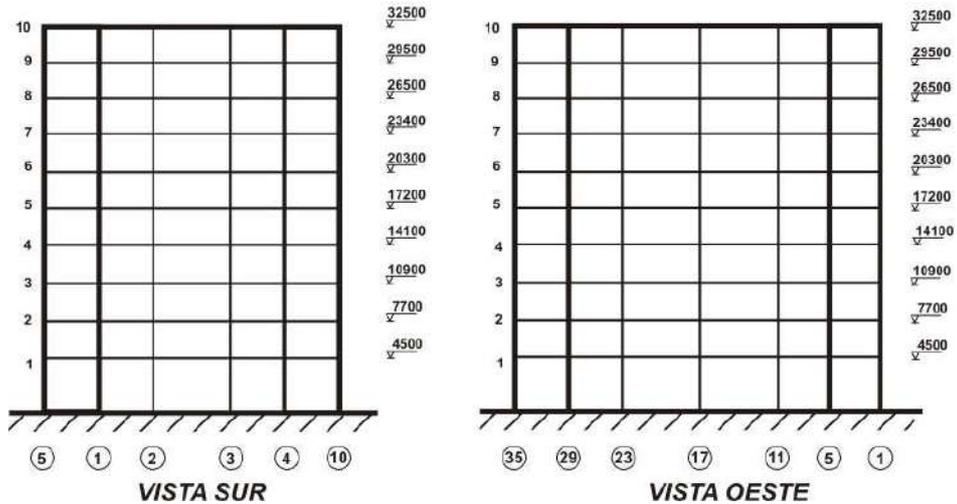


Fig. 2: ESQUEMA ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO

NIVEL	VIGAS		
	b_w [mm]	d [mm]	h_b [mm]
1° a 4°	400	770	800
5° a 7°	350	670	700
8° a 10°	300	570	600

NIVEL	COLUMNAS		
	Tipo	b_c [mm]	h_c [mm]
1° a 4°	1	750	750
	2	850	850
	3	950	950
5° a 7°	1	700	700
	2	800	800
	3	850	850
8° a 10°	1	550	550
	2	650	650
	3	700	700

TIPO	COLUMNAS
1	1-2-3-4-5-10-11-16-17-22-23-28-29-34-35-36-37-38
2	6-7-8-9-12-15-18-21-24-27-30-31-32-33
3	13-14-19-20-25-26

Fig. 3: DIMENSIONES DE VIGAS Y COLUMNAS

1.d. Características de losas

Las losas de entresijos y techo del edificio serán macizas de hormigón armado y apoyadas según las dos direcciones principales.

Análisis de Cargas

Se distinguen tres tipos de análisis de cargas considerando el destino de los diferentes locales, es decir:

I - Oficinas

1)	Peso propio (e = 0,15 m)	3,60 kN/m ²
2)	Contrapiso (Hº simple; e = 0,05 m, promedio)	1,10 kN/m ²
3)	Piso cerámico	0,25 kN/m ²
4)	Cielorraso	0,15 kN/m ²
	Sobrecarga	2,50 kN/m ²



Detalle losa I

$$Q = 7,60 \text{ kN/m}^2$$

II – Rellanos, corredores y escaleras

1)	Peso propio (e = 0,15 m)	3,60 kN/m ²
2)	Contrapiso (Hº simple; e = 0,05 m, promedio)	1,10 kN/m ²
3)	Piso cerámico	0,25 kN/m ²
4)	Cielorraso	0,15 kN/m ²
	Sobrecarga	4,00 kN/m ²

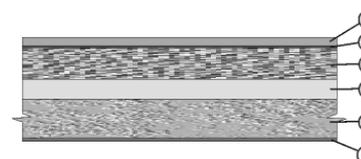


Detalle losa II

$$Q = 9,10 \text{ kN/m}^2$$

III - Techo

1)	Peso propio (e = 0,15 m)	3,60 kN/m ²
2)	Contrapiso (Hº simple; e = 0,05 m, promedio)	1,10 kN/m ²
3)	Aislación térmica (e = 0,10m, promedio)	1,00 kN/m ²
4)	Aislación hidrófuga (membrana asfáltica)	0,05 kN/m ²
5)	Baldosa cerámica y mezcla	0,60 kN/m ²
6)	Cielorraso	0,15 kN/m ²
	Sobrecarga	2,50 kN/m ²



Detalle losa III

$$Q = 9,00 \text{ kN/m}^2$$

1.e. Consideraciones de durabilidad del hormigón

Con el propósito de establecer el recubrimiento de las armaduras de los diferentes elementos que conforman la estructura resistente del edificio, es necesario determinar los requisitos mínimos de durabilidad del hormigón a emplear.

De las tablas 2.1 y 2.5 del Reglamento CIRSOC 201 - 2005, se determinan respectivamente la clase de exposición que produce corrosión en las armaduras y la resistencia mínima especificada del hormigón, es decir:

Clase de exposición : A_1
 f'_c (mínima) : H – 20

Para este ejemplo el tipo de hormigón y clase de exposición a emplear es: H – 25 / A_1 .

De acuerdo con lo prescrito en el artículo 7.7. (CIRSOC 201 - 2005), para la condición c) “hormigón no expuesto al aire libre ni en contacto con el suelo”, resulta para el edificio del ejemplo:

Clase de Exposición: A_1

Elemento estructural	Recubrimiento mínimo [mm]
Losas Para barras longitudinales: $d_b < 32mm$	20mm ó $\geq d_b$
Vigas * Armadura principal * Estribos	d_b; $20mm \leq d_b \leq 40mm$ 20mm
Columnas * Armadura principal * Estribos	2º piso a 10º piso d_b; $20mm \leq d_b \leq 40mm$ 20mm
Columnas * Armadura principal $d_b > 16mm$ $d_b < 16mm$	1º piso (planta baja) 35mm 30mm

Nota: Es necesario que los recubrimientos de las armaduras cumplan con las especificaciones relativas a la resistencia al fuego del hormigón.

(1.4., R.II.) **1.1. MÉTODO DE ANÁLISIS**

Si bien son de aplicación los métodos generales de análisis especificados en el Capítulo 14 de la Parte I “CONSTRUCCIONES EN GENERAL”, resulta necesario introducir algunas modificaciones en el análisis modal espectral para su aplicación al diseño por capacidad.

Originalmente el diseño por capacidad fue desarrollado para aplicarlo con el método estático. Como en este caso las solicitaciones en la estructura están en equilibrio, es lícito amplificar los momentos en las columnas en proporción al factor de sobrerresistencia de las vigas, ϕ_b^o , en los ejes de los nudos. Es claro que los momentos derivados de las fuerzas estáticas equivalentes se utilizan como valores de referencia.

(1.4.2., R.II.) *Las solicitaciones obtenidas con el análisis modal espectral, para cada modo de vibración, están en equilibrio. Sin embargo, no lo están las solicitaciones que provienen de la superposición modal. La envolvente obtenida, representa solicitaciones que pueden ocurrir en diferentes instantes de tiempo. Por lo tanto, estas solicitaciones combinadas no están en equilibrio y no pueden utilizarse como valores de referencia.*

Teniendo en cuenta que el análisis estático representa, en forma aproximada, la contribución del primer modo de vibración, es lógico utilizar los valores reales correspondientes a ese modo, como valores de referencia.

El método de análisis empleado en este ejemplo, en función de los comentarios anteriores es el estático.

(Cap. 14, R.I.) **1.1.1. Análisis sísmico estático del edificio**

1.1.1.a. Introducción

Según las características de regularidad en planta y elevación de la estructura resistente de las construcciones, el Reglamento INPRES-CIRSOC 103 prescribe métodos de análisis basados en el criterio de sustituir la acción sísmica por un sistema de fuerzas estáticas considerado equivalente a dicha acción. En el capítulo 14 de la Parte I se especifican el procedimiento y los límites de aplicación del método estático para construcciones en general.

(14.1.6., R.I.) 1.1.1.b. Límites de aplicación del método estático

Debido a que el método estático es un procedimiento aproximado que se basa fundamentalmente en la forma modal asociada al primer modo de vibración de la estructura, el Reglamento establece, en su artículo 14.1.6. (R.I.), limitaciones para su aplicación, controlando de tal manera la influencia de los modos superiores de vibración en la respuesta estructural a la excitación sísmica.

Dichas restricciones consisten principalmente en acotar la altura total del edificio en función de la zona sísmica de emplazamiento y del grupo al que aquel pertenece según su destino y funciones, y en limitar el periodo fundamental T_0 a un valor no mayor que tres veces el periodo T_2 de fin de plafón del espectro de diseño correspondiente.

Por otra parte, el Reglamento limita la aplicación del método estático a estructuras que posean regularidad en la distribución de masas y rigideces tanto en planta como en elevación.

Se transcribe a continuación la Tabla 12 de la PARTE I, relativa a las limitaciones de altura de los edificios para la aplicación del método estático:

Zona sísmica	Construcción según destino y funciones		
	Grupo A_0	Grupo A	Grupo B
4 y 3	12m	30m	40m
2 y 1	16m	40m	55m

La estructura sismorresistente del edificio del ejemplo posee regularidad de masas y rigideces tanto en planta como en elevación, siendo la altura total de 32,50 m. El grupo al que pertenece la construcción según destino y funciones es "B", por lo que es totalmente lícito realizar el análisis sísmico mediante el Método Estático.

(14.1.1, R.I.) 1.1.1.c. Evaluación de las fuerzas sísmicas laterales

(Cap. 9, R.I.) 1.1.1.c.1. Cargas gravitatorias a considerar

A los efectos de evaluar las fuerzas sísmicas laterales, las cargas gravitatorias de la construcción, constituidas por las cargas permanentes y una fracción de las sobrecargas de servicio (R.I.-Cap.9), se reemplazan por un sistema de cargas concentradas aplicadas

en los niveles correspondientes a los entrepisos y techo de la construcción. Es decir, la carga gravitatoria W_k , que se supone concentrada en un nivel genérico k de la construcción, se obtiene sumando a las cargas correspondientes a dicho nivel (peso propio de vigas, losas, pisos, contrapisos, capas aislantes, cielorrasos, etc., y la fracción correspondiente de las sobrecargas de servicio), el peso propio de los elementos estructurales y no estructurales (muros, tabiques, columnas, etc.) que resulten comprendidos dentro del sector determinado por dos planos horizontales ubicados a la mitad de la altura de los dos pisos contiguos al nivel k considerado.

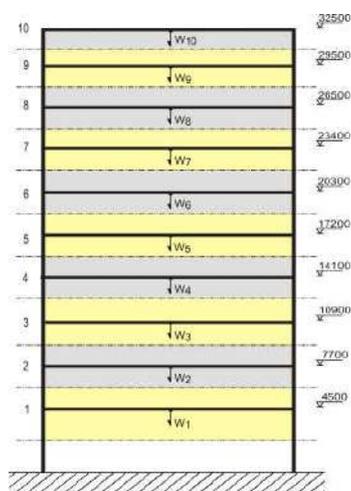
(9.1., R.I.) La carga gravitatoria que se supone concentrada en un nivel genérico k de la construcción se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$W_k = G_k + \eta L_k$$

donde G_k es la carga gravitatoria permanente, L_k las sobrecargas de servicio establecidas en el Reglamento CIRSOC 101 - 2005 y η es la fracción de las sobrecargas de servicio a considerar, cuyos valores mínimos se obtienen de la Tabla 6 (R.I.).

Los pesos de los apéndices y salientes del último nivel, a los fines del análisis global de la construcción deberán suponerse integrados a dicho nivel, siempre que su peso no supere el 25% de la carga gravitatoria correspondiente a ese nivel. De lo contrario, la construcción deberá considerarse con un nivel superior adicional.

(1.3., R.II.) Los valores de las cargas gravitatorias W_k de los diferentes niveles del edificio, empleando un coeficiente de participación de la sobrecarga de servicio $\eta = 0,50$, son los que se indican en la planilla siguiente:



NIVEL	W_k [kN]	h_k [m]
10	5900	32,50
9	6600	29,50
8	6600	26,50
7	6650	23,40
6	6700	20,30
5	6700	17,20
4	6750	14,10
3	6800	10,90
2	6800	7,70
1	7200	4,50

(12.2.1.,R.I.) 1.1.1.c.2.. **Periodo fundamental de vibración de la estructura**

El periodo fundamental de una estructura en la dirección de análisis considerada es el periodo que corresponde al primer modo o modo fundamental de vibración libre de aquella. Dicho periodo es una característica dinámica propia de la estructura.

Para estimar el periodo fundamental de vibración de un edificio, el Reglamento permite utilizar fórmulas aproximadas de la dinámica estructural, para cuyo uso admite que la discretización de masas se realice suponiéndolas concentradas en los niveles de entresijos y techo. Además, permite adoptar valores del periodo fundamental obtenidos mediante mediciones realizadas en construcciones con características estructurales similares; o bien mediante fórmulas empíricas.

(12.2.2., R.I.) En general, para edificios que puedan suponerse empotrados en su base, el Reglamento establece la siguiente expresión:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n W_i u_i^2}{g \sum_{i=1}^n \bar{F}_i u_i}} \quad (I)$$

donde W_i es la carga gravitatoria que se supone concentrada en el nivel i , g la aceleración de la gravedad, u_i el desplazamiento estático del nivel i provocado por el sistema de fuerzas horizontales normalizadas \bar{F}_i actuando simultáneamente en los n niveles del edificio.

Las fuerzas, \bar{F}_i expresadas en la misma unidad que las W_i , se determinan mediante la siguiente expresión:

$$\bar{F}_i = \frac{W_i h_i}{\sum_{i=1}^n W_i h_i}$$

siendo h_i la altura desde el nivel basal hasta el nivel i .

Para el caso de edificios estructuralmente regulares en elevación, es decir que posean una planta típica, el Reglamento considera suficientemente aproximada la siguiente expresión:

$$T_o = 2\pi \sqrt{\frac{W_n u_n}{g F_n}} \quad (II)$$

donde W_n ; u_n y F_n tienen, para el nivel n , los mismos significados descriptos anteriormente para el nivel i .

(12.2.3., R.I.) Por otra parte, en forma alternativa, el Reglamento permite utilizar, para la determinación del periodo fundamental T_o , la siguiente expresión empírica:

$$T_{oe} = \frac{h_n}{100} \sqrt{\frac{30}{l} + \frac{2}{1 + 30d}} \quad (III)$$

donde h_n , expresada en m, es la altura total del edificio medida desde el nivel basal hasta el último nivel típico, l la longitud, expresada en m, de la planta tipo según la dirección analizada y d la densidad de muros, la cual se obtiene como cociente entre la sección horizontal de los muros dispuestos según la dirección analizada y el área de la planta tipo. Deben considerarse sólo aquellos muros que están rigidamente vinculados a la estructura principal y que se prolonguen a lo largo de la altura total h_n del edificio.

Para este ejemplo, se utilizó la expresión (I). Las planillas siguientes permiten obtener los valores del periodo fundamental de vibración para cada una de las dos direcciones principales de análisis del edificio, es decir:

Dirección Y

NIVEL	W _i [KN]	h _i [m]	DIRECCIÓN Y-Y				T _o [seg]
			F _i [KN]	u _i [m]	W _i u _i ² [KNm ²]	F _i u _i [KNm]	
10	5900	32,50	0,157	8,0000E-06	3,7760E-07	1,2550E-06	1,10
9	6600	29,50	0,159	7,0000E-06	3,2340E-07	1,1151E-06	
8	6600	26,50	0,143	7,0000E-06	3,2340E-07	1,0017E-06	
7	6650	23,40	0,127	6,0000E-06	2,3940E-07	7,6388E-07	
6	6700	20,30	0,111	5,0000E-06	1,6750E-07	5,5639E-07	
5	6700	17,20	0,094	4,0000E-06	1,0720E-07	3,7714E-07	
4	6750	14,10	0,078	3,0000E-06	6,0750E-08	2,3360E-07	
3	6800	10,90	0,061	3,0000E-06	6,1200E-08	1,8192E-07	
2	6800	7,70	0,043	2,0000E-06	2,7200E-08	8,5677E-08	
1	7200	4,50	0,027	0,0000E+00	0,0000E+00	0,0000E+00	
Σ W _i h _i =		1222265			1,6877E-06	5,5704E-06	

Dirección x

NIVEL	W _i [KN]	h _i [m]	DIRECCIÓN X-X				T ₀ [seg]
			F _i [KN]	u _i [m]	W _i u _i ² [KNm ²]	F _i u _i [KNm]	
10	5900	32,50	0,157	8,0000E-06	3,7760E-07	1,2550E-06	1,14
9	6600	29,50	0,159	8,0000E-06	4,2240E-07	1,2744E-06	
8	6600	26,50	0,143	7,0000E-06	3,2340E-07	1,0017E-06	
7	6650	23,40	0,127	6,0000E-06	2,3940E-07	7,6388E-07	
6	6700	20,30	0,111	5,0000E-06	1,6750E-07	5,5639E-07	
5	6700	17,20	0,094	5,0000E-06	1,6750E-07	4,7142E-07	
4	6750	14,10	0,078	4,0000E-06	1,0800E-07	3,1147E-07	
3	6800	10,90	0,061	3,0000E-06	6,1200E-08	1,8192E-07	
2	6800	7,70	0,043	2,0000E-06	2,7200E-08	8,5677E-08	
1	7200	4,50	0,027	1,0000E-06	7,2000E-09	2,6508E-08	
Σ W _i h _i =		1222265			1,9014E-06	5,9283E-06	

Mediante el uso del programa **STAAD III**, se obtuvieron los desplazamientos u_i en cada nivel del edificio, resultantes de la aplicación del estado de cargas laterales \bar{F}_i en cada una de las direcciones principales de análisis.

(12.2.4., R.I.) Para tener en cuenta la influencia de los modos superiores de vibración, el Reglamento establece que para el análisis de edificios según el Método Estático, en la determinación del coeficiente sísmico no se podrán tomar valores del periodo fundamental mayores que $1,25T_{oe}$ en las zonas sísmicas 4 y 3, ni mayores que $1,50T_{oe}$ en las zonas restantes.

Los valores de los periodos propios T_{oe} , en cada una de las direcciones principales del edificio teniendo en cuenta lo expresado anteriormente resultaron:

$$T_{oex} = 0,58 \text{ seg} \Rightarrow 1,25 T_{oex} = 0,73 \text{ seg}$$

$$T_{oey} = 0,56 \text{ seg} \Rightarrow 1,25 T_{oey} = 0,70 \text{ seg}$$

Los valores de los periodos T_{oex} y T_{oey} se obtuvieron empleando la expresión (III).

Para la determinación de los coeficientes sísmicos en cada una de las direcciones principales del edificio, se empleará $T_{ox} = 0,73\text{seg}$ y $T_{oy} = 0,70\text{seg}$.

(8.2., R.I.) 1.1.1.c.3. Ductilidad global de la estructura

La estructura resistente de los edificios sujetos a la acción sísmica estará conformada por planos verticales sismorresistentes vinculados horizontalmente mediante diafragmas rígidos y resistentes a fuerzas contenidas en su plano, constituidos por las losas de entrepisos y techo. Dichos planos verticales pueden estar conformados por diferentes tipologías estructurales, siendo las de uso más frecuente:

** Pórticos sismorresistentes de hormigón armado.*

** Tabiques sismorresistentes de hormigón armado, en voladizo o acoplados.*

** Pórticos sismorresistentes de hormigón armado rigidizados con mampostería.*

** Muros de mampostería encadenada, constituidos por paneles de ladrillos cerámicos macizos o huecos, o bloques huecos de hormigón, confinados perimetralmente por vigas y columnas de hormigón armado.*

Otras tipologías estructurales que suelen utilizarse son: pórticos de acero, pórticos de acero u hormigón armado rigidizados mediante diagonales y muros de mampostería reforzada con armadura distribuida.

El valor de la ductilidad global μ , se obtiene en función de la posibilidad que la mayor parte de la estructura participe uniformemente en la disipación de energía mediante deformaciones anelásticas, evitando se produzcan deformaciones plásticas en zonas localizadas, es decir, que la estructura posea una distribución lo más uniforme posible de resistencia y rigidez en elevación.

(8.3., R.I.) *El Reglamento, en su artículo 8.3. (R.I.), establece valores de la ductilidad global μ , determinados teniendo en cuenta las propiedades de las diferentes tipologías estructurales y las características de los materiales que las constituyen.*

En función del grado de regularidad estructural en elevación, el Reglamento, en su artículo 8.2., establece diferentes casos que permiten obtener el valor de la ductilidad global μ , de la estructura.

(2.1.2., R.II.) *Para este ejemplo, los valores del factor de ductilidad global μ , para cada una de las direcciones principales de análisis se adoptaron igual a 6 (2.1.2.,R.II.), máxima ductilidad global permitida, considerando que el material y las características de la estructura del*

edificio son sumamente regulares tanto en planta como en elevación, siendo el tipo de deformación muy similar en ambas direcciones.

(14.1.1.2., R.I.) 1.1.1.c.4. Determinación del coeficiente sísmico de diseño

El coeficiente sísmico de diseño **C**, correspondiente a la dirección de análisis considerada, se determina mediante la siguiente expresión:

$$C = \frac{S_a \gamma_d}{R}$$

donde **S_a** es la pseudoaceleración elástica horizontal expresada como una fracción de la aceleración de la gravedad, la cual se determina según el artículo 7.2 (R.I.), **γ_d** es el factor de riesgo que se adopta de acuerdo con el artículo 5.2 (R.I.) y **R** es el factor de reducción por disipación de energía, cuyo valor se obtiene teniendo en cuenta lo prescripto en el artículo 8.1 (R.I.).

(14.1.6.c), R.I.) La siguiente planilla resume los valores de los coeficientes sísmicos obtenidos en cada una de las dos direcciones principales de análisis:

	Dirección X - X	Dirección Y - Y	
To [seg]	0,73	0,70	
T1 [seg]	0,3	0,3	Toex [seg] = 0,58 seg
T2 [seg]	0,6	0,6	
γ	1	1	Tox [seg] = 1,25 Toex
μ	6	6	
b	1,05	1,05	
Sa	0,92	0,95	Toey [seg] = 0,56 seg
R	6	6	
C	0,15	0,16	Toy [seg] = 1,25 Toey

Por lo tanto, para el ejemplo los valores de los coeficientes sísmicos en cada dirección resultaron **0,15** y **0,16** para la dirección X e Y, respectivamente.

(14.1.1., R.I.) 1.1.1.c.5. Fuerzas sísmicas horizontales

(11.2., R.I.) El artículo 11.2 (R.I.) establece que las estructuras se analizan considerando las acciones sísmicas horizontales actuando en forma independiente según dos direcciones ortogonales, las cuales se adoptarán de acuerdo con lo prescripto en el artículo 11.5.(R.I.).

Para determinar el sistema de fuerzas horizontales equivalente a la acción sísmica en la dirección de análisis considerada, es necesario determinar previamente la fuerza sísmica horizontal resultante o esfuerzo de corte en la base de la construcción, a partir del cual se obtienen las fuerzas sísmicas componentes del sistema. Estas fuerzas se suponen concentradas a nivel de los entrepisos y techo de la construcción, donde se asumieron aplicadas las cargas gravitatorias W_j .

(14.1.1.1., R.I.) 1.1.1.c.6. Esfuerzo de corte en la base de la construcción

El esfuerzo de corte V_o en la base de la construcción, actuante según cada dirección de análisis, se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$V_o = C W$$

donde C es el coeficiente sísmico de diseño correspondiente a la dirección analizada y W la carga gravitatoria total sobre el nivel de base de la construcción, la cual se determina sumando las cargas gravitatorias W_j , es decir:

$$W = \sum_{i=1}^n W_j$$

Para el ejemplo, los valores de V_o en cada una de las direcciones principales del edificio resultaron:

$$W = (5900 + 6600 + 6600 + 6650 + 6700 + 6700 + 6750 + 6800 + 6800 + 7200) \text{ kN}$$

$$W = 66700 \text{ kN}$$

$$V_{ox} = C_x W = 0,15333 \times 66700 \text{ kN} = 10227 \text{ kN}$$

$$V_{oy} = C_y W = 0,15833 \times 66700 \text{ kN} = 10561 \text{ kN}$$

(14.1.1.3., R.I.) 1.1.1.c.7. Distribución en altura del esfuerzo de corte en la base

El esfuerzo de corte en la base o fuerza sísmica horizontal resultante V_o que actúa sobre el edificio según la dirección de análisis considerada se distribuye en función de la altura, obteniéndose así un sistema de fuerzas horizontales que se considera equivalente a la acción sísmica. Estas fuerzas se aplican en los puntos en que se han

supuesto concentradas las cargas gravitatorias, es decir a nivel de los entrepisos y techo del edificio.

La fuerza horizontal F_k correspondiente al nivel genérico k de la construcción se determina según la siguiente expresión:

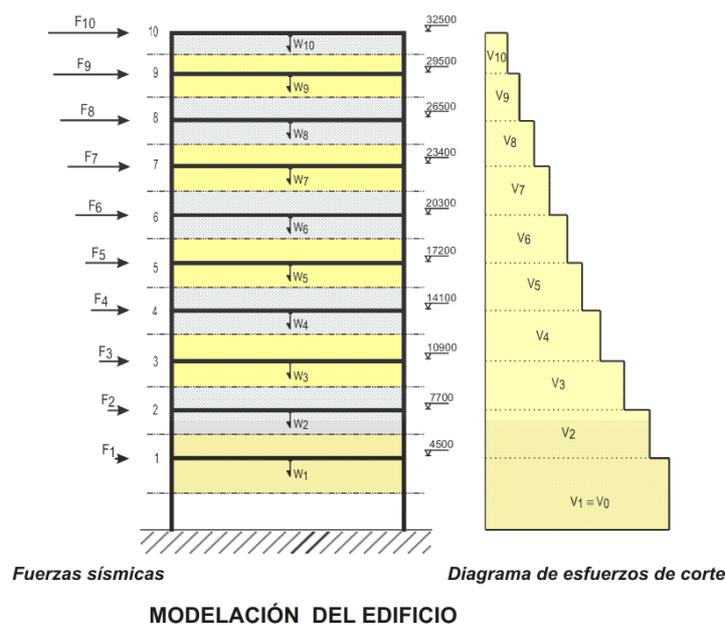
$$F_k = \frac{W_k h_k}{\sum_{i=1}^n W_i h_i} V_0$$

donde W_k y W_i son las cargas gravitatorias correspondientes a los niveles k e i respectivamente, h_k y h_i las alturas de dichos niveles medidas desde el nivel basal y V_0 el esfuerzo de corte en la base, actuante según la dirección de análisis.

(14.1.1.4., R.I.) Una vez determinadas las fuerzas sísmicas horizontales F_k , se puede obtener el esfuerzo de corte traslacional V_k en el nivel genérico k mediante la siguiente expresión:

$$V_k = \sum_{i=k}^n F_i$$

En la planilla siguiente se realiza la distribución en altura del esfuerzo de corte en la base para cada una de las direcciones principales de análisis, obteniéndose las fuerzas sísmicas y los cortes sísmicos en cada nivel del edificio del ejemplo.



Cargas gravitatorias - Fuerzas sísmicas - Esfuerzos de corte sísmicos

NIVEL	Wk [KN]	hk [m]	Dirección X - X			Dirección Y - Y		
			Vox [KN]	Fkx [KN]	Vkx [KN]	Voy [KN]	Fky [KN]	Vky [KN]
10	5900	32,50	10227	1604	1604	10561	1657	1657
9	6600	29,50		1629	3234		1682	3339
8	6600	26,50		1463	4697		1511	4850
7	6650	23,40		1302	5999		1345	6195
6	6700	20,30		1138	7137		1175	7370
5	6700	17,20		964	8102		996	8366
4	6750	14,10		796	8898		822	9188
3	6800	10,90		620	9518		640	9828
2	6800	7,70		438	9956		452	10281
1	7200	4,50		271	10227		280	10561
$\Sigma W_k \cdot h_k =$		1222265						

1.1.1.c.8. Distribución del esfuerzo de corte entre los elementos resistentes verticales de cada piso

El esfuerzo de corte que actúa según la dirección de análisis considerada, en un nivel genérico del edificio, se supone aplicado en el entrepiso correspondiente asumido como un diafragma rígido en su plano. Como consecuencia, el diafragma sufre movimientos de traslación y rotación, los cuales provocan deformaciones y consecuentemente esfuerzos en los elementos verticales sismorresistentes a él vinculados. Estos esfuerzos son proporcionales a las rigideces relativas de dichos elementos verticales.

(14.1.1.7., R.I.) Para evaluar los efectos rotacionales o torsionales, el Reglamento establece en el artículo 14.1.1.7.2. (R.I.) tres casos en función del grado de asimetría en planta y de la combinación de tipologías estructurales del edificio. Para dichos casos es aplicable el análisis sísmico estático.

Debe tenerse presente que el Reglamento, en su artículo 11.2. (R.I.) establece que las estructuras se analizarán considerando las acciones sísmicas horizontales actuando en forma independiente según dos direcciones ortogonales. Además, en el artículo 11.4. (R.I.), establece en función de la regularidad estructural en planta y elevación del edificio, con relación a la simultaneidad de efectos de las acciones sísmicas horizontales, que deberán considerarse para el diseño los valores más desfavorables que resulten de combinar los efectos de las cargas gravitatorias, la totalidad de la acción sísmica según una dirección de análisis y, cuando corresponda, un porcentaje de la misma según la dirección ortogonal. Es decir, en general:

$$\text{Gravitatoria} \pm \text{Sismo Dirección 1} \pm \alpha \% \text{Sismo Dirección 2}$$

$$\text{Gravitatoria} \pm \text{Sismo Dirección 2} \pm \alpha \% \text{Sismo Dirección 1}$$

Considerando las características del edificio del ejemplo en cuanto a su regularidad en planta y elevación, y teniendo en cuenta que la tipología estructural en ambas direcciones principales del edificio es aporticada (pórticos sismorresistentes de hormigón armado), la simultaneidad de los efectos de las acciones sísmicas horizontales que se han considerando son:

Gravitatoria ± Sismo Dirección 1

Gravitatoria ± Sismo Dirección 2

(Cap. 13., R.I.) 1.1.1.d. Control de deformaciones

Con el propósito de evitar daños a los denominados elementos no estructurales, asegurar las condiciones de estabilidad y resistencia de las estructuras sometidas a la acción sísmica y además, tener en cuenta el efecto de martilleo entre construcciones adyacentes, resulta necesario controlar las deformaciones laterales de las estructuras. A tal fin, el Reglamento prescribe en el Capítulo 13 (R.I.) valores límites de las distorsiones horizontales de piso, proporciona una forma aproximada de tener en cuenta los efectos P-Delta y establece como dimensionar las separaciones y juntas sísmicas.

(13.1., R.I.) 1.1.1.d.1. Control de la distorsión horizontal de piso

La distorsión horizontal de piso θ_{sk} originada por la excitación sísmica se define como el cociente entre la deformación horizontal relativa δ_{sk} entre dos niveles consecutivos y la distancia h_{sk} que los separa, es decir:

$$\theta_{sk} = \frac{\delta_k - \delta_{k-1}}{h_{sk}} = \frac{\Delta_{sk}}{h_{sk}}$$

donde δ_k , δ_{k-1} son los desplazamientos horizontales totales correspondientes a los niveles superior a inferior del piso considerado, respectivamente.

Los desplazamientos se obtienen multiplicando por la ductilidad global μ , los valores de los desplazamientos obtenidos considerando la acción de las fuerzas sísmicas reducidas por la capacidad de disipación de energía de la estructura.

El Reglamento establece los valores límites máximos de la distorsión horizontal de piso en función del Grupo (5.1.,R.I.) en que se encuadre la construcción y de las condiciones de dañabilidad (D) o no dañabilidad (ND) de los elementos denominados no estructurales, según estos se encuentren vinculados directamente a la estructura

resistente, o bien vinculados en forma indirecta, de manera que no resulten dañados por las deformaciones impuestas por aquella. Los valores límites se han adoptado teniendo en cuenta los niveles de las acciones sísmicas correspondientes al terremoto destructivo de diseño. Este control cubre, en forma implícita, las condiciones de servicio de la construcción, evitando tener que recurrir a verificaciones adicionales para sismos de menor periodo de ocurrencia.

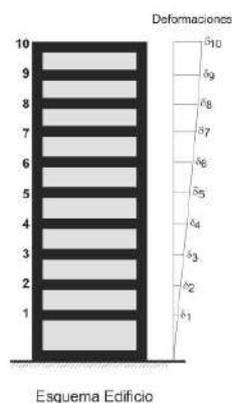
(13.1.1., R.I.) Los valores límites máximos de la distorsión horizontal de piso θ_{sk} , fijados por el Reglamento en su artículo 13.1.1. (R.I.) son:

Condición de	Grupo de la construcción		
	Ao	A	B
Dañabilidad (D)	0,010	0,011	0,014
No Dañabilidad (ND)	0,010	0,015	0,019

Los valores de las distorsiones de piso para cada nivel del edificio del ejemplo, en cada una de las direcciones principales de análisis resultaron:

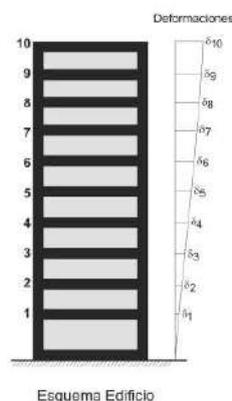
Dirección Y

NIVEL	h_{sk} [cm]	δ_k [cm]	$\Delta_{sk} = \delta_k - \delta_{k-1}$ [cm]	μ	θ_{sk}
10	300	8,50	0,40	6	0,0080
9	300	8,20	0,70	6	0,0140
8	300	7,50	0,80	6	0,0160
7	310	6,70	0,80	6	0,0155
6	310	5,90	0,90	6	0,0174
5	310	5,00	0,90	6	0,0174
4	320	4,10	1,00	6	0,0188
3	320	3,10	0,90	6	0,0169
2	320	2,20	1,00	6	0,0188
1	450	1,20	1,20	6	0,0160



Dirección X

NIVEL	h_{sk} [cm]	δ_k [cm]	$\Delta_{sk} = \delta_k - \delta_{k-1}$ [cm]	μ	θ_{sk}
10	300	8,80	0,40	6	0,0080
9	300	8,40	0,60	6	0,0120
8	300	7,80	0,90	6	0,0180
7	310	6,90	0,80	6	0,0155
6	310	6,10	1,00	6	0,0194
5	310	5,10	0,90	6	0,0174
4	320	4,20	1,00	6	0,0188
3	320	3,20	1,00	6	0,0188
2	320	2,20	0,90	6	0,0169
1	450	1,30	1,30	6	0,0173



Mediante el uso del programa STAAD III, se obtuvieron los desplazamientos δ_k en cada nivel del edificio, resultantes de la aplicación del estado de cargas laterales F_k en cada una de las direcciones principales de análisis. Se observa en las planillas correspondientes a cada dirección que los valores de las distorsiones de piso en cada nivel del edificio resultaron menores o iguales que los valores límites que establece el Reglamento.

(1.5., R.II.) **1.2. MÉTODO DE DISEÑO**

Las predicciones actuales de las características probables de los terremotos destructivos, no son sino estimaciones burdas. Así, por ejemplo, los terremotos recientes muestran demandas de resistencia mucho mayores – 3 a 4 veces – que las resistencias mínimas que especifican los reglamentos actuales. Esta crudeza en la estimación de la demanda, obliga a pensar en una estrategia de diseño que, dentro de ciertos límites, se independice de la demanda, y centre la atención en la capacidad que tienen las estructuras de disipar la energía sísmica mediante fuertes incursiones en el campo inelástico o deformaciones plásticas. Centrarse fundamentalmente en la capacidad, en el caso sísmico, significa crear estructuras que sean ampliamente tolerantes a las deformaciones impuestas, esto es, que tengan una capacidad de deformación inelástica muy superior a la máxima demanda esperada, la cual, como se expresó, es altamente incierta. En este marco, la resistencia mínima especificada por los reglamentos actuales (demanda), es sólo un valor razonable de referencia, que más tiene que ver con el comportamiento observado de estructuras ante terremotos destructivos, y con “herencias históricas”, que con las demandas reales.

Si bien, desde el punto de vista de la práctica profesional aceptada, se pretende estimar el comportamiento de una estructura que va a incursionar en el campo inelástico, mediante métodos de análisis elásticos, debe tenerse presente que esto es, en general, imposible. Esto no significa que no puedan diseñarse estructuras que se comporten satisfactoriamente ante un terremoto destructivo, sino que el análisis estructural elástico, aunque necesario, tiene una relativa importancia,

debiéndose poner énfasis en los procedimientos de diseño y detallado de las estructuras de hormigón armado.

Precisamente el denominado diseño por capacidad, es un procedimiento de diseño –no de análisis– determinístico, racional y relativamente simple, desarrollado en Nueva Zelanda durante los últimos veinte años que, ha sido adoptado, también por otros países. El procedimiento se caracteriza por lo siguiente:

Se definen claramente las zonas de formación potencial de rótulas plásticas (mecanismo de colapso), las que se diseñan para que tengan una resistencia nominal tan cercana como sea posible a la resistencia requerida que proviene de las combinaciones de estados de carga especificadas en 1.3 (Cap.1,R.II.). A continuación estas zonas se detallan cuidadosamente para asegurar que las demandas estimadas de ductilidad puedan acomodarse confiablemente. Esto se logra, principalmente, con armadura transversal con pequeña separación y bien anclada.

Se inhiben, en los elementos que tienen rótulas plásticas, los modos indeseables de deformación inelástica, tales como los que podrían originarse por fallas de corte o anclaje e inestabilidad, asegurando que la resistencia de estos modos sea mayor que la de las rótulas plásticas cuando éstas desarrollan su sobrerresistencia flexional (capacidad).

Las zonas potencialmente frágiles, o aquellas componentes que no puedan tener una disipación estable de energía, se protegen asegurando que su resistencia sea mayor que las demandas que se originan por la sobrerresistencia flexional de las rótulas plásticas. Por lo tanto, estas zonas se diseñan para que permanezcan elásticas independientemente de la intensidad del terremoto y de las magnitudes de las deformaciones inelásticas que pudieran ocurrir. Este enfoque posibilita que el detallado de estos elementos sea el convencional especificado en el Reglamento CIRSOC 201 - 2005.

(2.2.2.,R.II.) **1.2.1. Rigidez**

(2.2.2.1.,R.II.) *Para obtener predicciones reales de las deformaciones y de las solicitaciones internas en estructuras estáticamente indeterminadas, y para estimar el periodo de vibración, deben tenerse en cuenta los efectos del agrietamiento en la determinación de la rigidez de los elementos. Aunque los efectos de agrietamiento en la rigidez flexional, varían a lo largo del elemento de acuerdo con las características del diagrama de momentos, pueden adoptarse valores promedio de las propiedades efectivas de las secciones. Estos valores promedios deberán aplicarse a todas las secciones de los elementos prismáticos.*

(2.2.2.2.,R.II.) *Los valores recomendados para vigas y columnas se muestran en las Tablas 2-1;2-2 (R.II.), respectivamente.*

En este ejemplo, los valores adoptados de los momentos de inercia efectivos de la sección I_e , para los elementos estructurales son los que a continuación se detallan, en función de los momentos de inercia de la sección bruta I_g :

Vigas

$$I_e = 0,40I_g \text{ (secciones T o L)}$$

Columnas

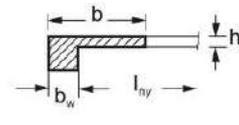
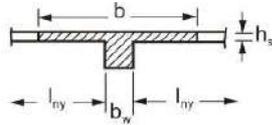
$$I_{e(\text{ext})} = 0,60I_g \text{ (exteriores)}$$

$$I_{e(\text{int})} = 0,80I_g \text{ (interiores)}$$

La determinación de los momentos de inercia efectivos I_e de vigas y columnas se muestran en las Figs.5 y 6, respectivamente. Por otro lado, de la Fig. 4 se obtienen los anchos efectivos de las vigas con alas.

Para la determinación de los momentos de inercia de las secciones T de las vigas se ha empleado el factor "f" que se obtiene de las curvas de la Fig.7, en función de la relación " α_b " entre el ancho de colaboración de la losa "b" y el ancho del alma " b_w "

(2.2.4.,R.II.)



Resistencia flexional	Rigidez
$\leq b_w + 16 h_s$	$\leq b_w + 8 h_s$
$\leq b_w + l_{ny}$	$\leq b_w + l_{ny}/2$
$\leq l_x/4$	$\leq l_x/8$

Resistencia flexional	Rigidez
$\leq b_w + 6 h_s$	$\leq b_w + 3 h_s$
$\leq b_w + l_{ny}/2$	$\leq b_w + l_{ny}/4$
$\leq b_w + l_x/12$	$\leq b_w + l_x/24$

l_x : luz de la viga (s/X)
 l_{ny} : distancia a viga adyacente

b : ancho de colaboración de la losa
 b_w : ancho del alma de la viga
 h_s : espesor de la losa

NIVEL	Forma Sección	Dimensiones		Rigidez	Res. Flexional	Observaciones
		b_w [m]	d [m]	b [m]	b [m]	
1° a 4°		0,40	0,80	0,85	1,30	$l_{ny} = 4,5m$ $l_x = 4,5m$
				1,53	2,65	
				0,59	0,78	
		0,40	0,80	0,85	1,30	$l_{ny} = 6,5m$ $l_x = 6,5m$
				2,03	3,65	
				0,67	0,94	
5° a 7°		0,35	0,70	1,60	2,80	$l_{ny} = 4,5m$ $l_x = 4,5m$
				2,25	4,90	
				0,56	1,13	
		0,35	0,70	1,60	2,80	$l_{ny} = 6,5m$ $l_x = 6,5m$
				3,65	6,90	
				0,81	1,63	
8° a 10°		0,30	0,60	0,80	1,25	$l_{ny} = 4,5m$ $l_x = 4,5m$
				1,48	2,60	
				0,54	0,73	
		0,30	0,60	0,80	1,25	$l_{ny} = 6,5m$ $l_x = 6,5m$
				1,98	3,60	
				0,62	0,89	
8° a 10°		0,30	0,60	1,55	2,75	$l_{ny} = 4,5m$ $l_x = 4,5m$
				2,25	4,85	
				0,56	1,13	
		0,30	0,60	1,55	2,75	$l_{ny} = 6,5m$ $l_x = 6,5m$
				3,60	4,85	
				0,81	1,63	
8° a 10°		0,30	0,60	0,75	1,20	$l_{ny} = 4,5m$ $l_x = 4,5m$
				1,43	2,55	
				0,49	0,68	
		0,30	0,60	0,75	1,20	$l_{ny} = 6,5m$ $l_x = 6,5m$
				1,93	3,55	
				0,57	0,84	
8° a 10°		0,30	0,60	1,50	2,70	$l_{ny} = 4,5m$ $l_x = 4,5m$
				2,25	4,80	
				0,56	1,13	
		0,30	0,60	1,50	2,70	$l_{ny} = 6,5m$ $l_x = 6,5m$
				3,55	6,80	
				0,81	1,63	

Fig. 4: ANCHOS EFECTIVOS DE VIGAS CON ALAS

(2.2.2.2.,R.II.)

NIVEL	Vigas	Forma de la Sección	Dimensiones [m]			b/b _w h _f /h _b f	Momento de inercia de la sección bruta I _g [m ⁴]	Momento de inercia efectivo de la sección I _e [m ⁴]
			b _w	h _b	b			
1º a 4º	1-2-3-4-8-24-28-29-30-31-32-33-34-35-36-41-54-59-60-61-62-63		0,40	0,80	0,59	1,47	0,0198	0,0069
						0,19		
						1,16		
	5-6-7-9-10-11-12-13-14-15-16-17-18-19-20-21-22-23-25-26-27-37-38-39-40-42-43-44-45-46-47-48-49-50-51-52-53-55-56-57-58		0,40	0,80	0,67	1,66	0,0210	0,0073
						0,19		
						1,23		
5º a 7º	1-2-3-4-8-24-28-29-30-31-32-33-34-35-36-41-54-59-60-61-62-63		0,35	0,70	0,54	1,54	0,0120	0,0042
						0,21		
						1,20		
	5-6-7-9-10-11-12-13-14-15-16-17-18-19-20-21-22-23-25-26-27-37-38-39-40-42-43-44-45-46-47-48-49-50-51-52-53-55-56-57-58		0,35	0,70	0,62	1,77	0,0127	0,0044
						0,21		
						1,27		
8º a 10º	1-2-3-4-8-24-28-29-30-31-32-33-34-35-36-41-54-59-60-61-62-63		0,30	0,60	0,49	1,63	0,0067	0,0023
						0,25		
						1,24		
	5-6-7-9-10-11-12-13-14-15-16-17-18-19-20-21-22-23-25-26-27-37-38-39-40-42-43-44-45-46-47-48-49-50-51-52-53-55-56-57-58		0,30	0,60	0,57	1,90	0,0071	0,0025
						0,25		
						1,32		
5-6-7-9-10-11-12-13-14-15-16-17-18-19-20-21-22-23-25-26-27-37-38-39-40-42-43-44-45-46-47-48-49-50-51-52-53-55-56-57-58		0,30	0,60	0,56	1,88	0,0071	0,0025	
					0,25			
					1,32			
5-6-7-9-10-11-12-13-14-15-16-17-18-19-20-21-22-23-25-26-27-37-38-39-40-42-43-44-45-46-47-48-49-50-51-52-53-55-56-57-58		0,30	0,60	0,81	2,71	0,0083	0,0029	
					0,25			
					1,53			

Fig. 5: DETERMINACIÓN DE MOMENTOS DE INERCIA EFECTIVOS (I_e) DE VIGAS

(2.2.2.2.,R.II.)

NIVEL	Columnas			Forma de la Sección	Ubicación	Momento de inercia de la sección bruta I_g [m ⁴]	Momento de inercia efectivo de la sección I_e [m ⁴]
	Tipo	b_c [m]	h_c [m]				
1° a 4°	1	0,75	0,75		exterior	0,0264	0,0158
	2	0,85	0,85		interior	0,0435	0,0348
	3	0,95	0,95		interior	0,0679	0,0543
5° a 7°	1	0,70	0,70		exterior	0,0200	0,0120
	2	0,80	0,80		interior	0,0341	0,0273
	3	0,85	0,85		interior	0,0435	0,0348
8° a 10°	1	0,55	0,55		exterior	0,0076	0,0046
	2	0,65	0,65		interior	0,0149	0,0119
	3	0,70	0,70		interior	0,0200	0,0160

Tipo	Columnas
1	1-2-3-4-5-10-11-16-17-22-23-28-29-34-35-36-37-38
2	6-7-8-9-12-15-18-21-24-27-30-31-32-33
3	13-14-19-20-25-26

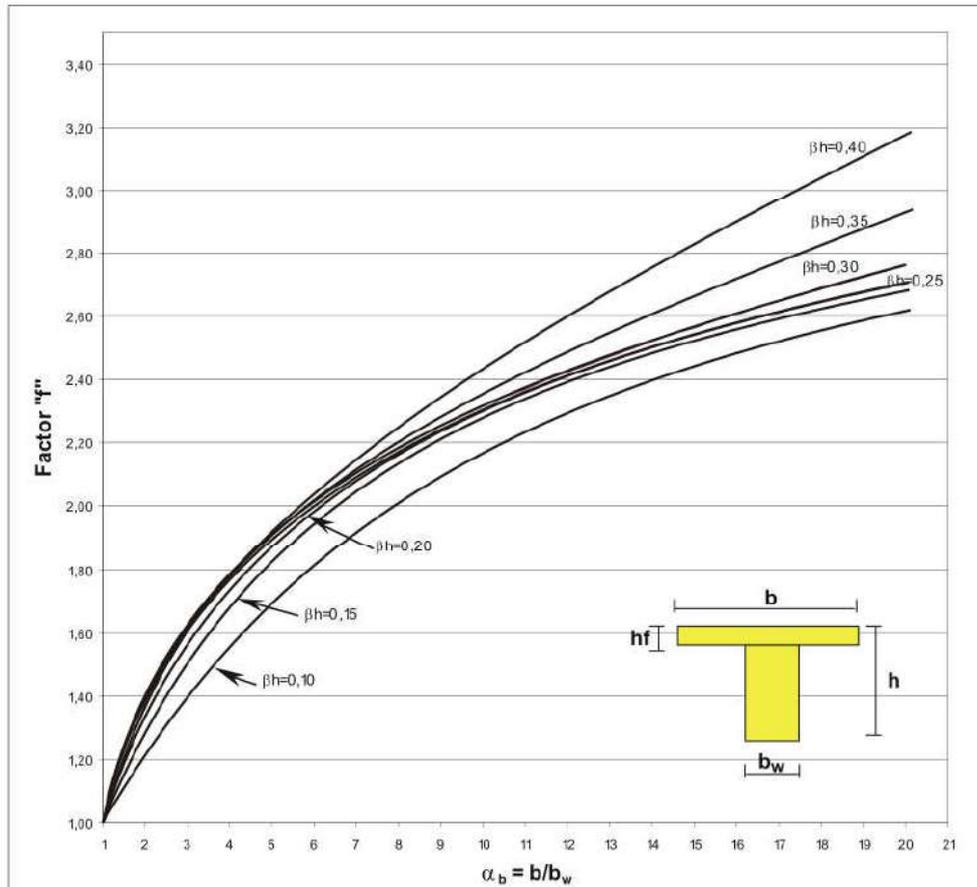
NOTA:

La numeración de columnas se incrementa en 100 unidades por nivel a partir del 1° piso

Fig. 6: DETERMINACIÓN DE MOMENTOS DE INERCIA EFECTIVOS (I_e) DE COLUMNAS

$$I_g = f (b_w h^3 / 12)$$

$$f = 1 + (\alpha_b - 1) \beta h^3 + \frac{3 (1 - \beta h)^2 \beta h (\alpha_b - 1)}{1 + \beta h (\alpha_b - 1)}$$



EJEMPLO: El momento de inercia I_g de la viga "T" (fig "A"), resulta:

$$\alpha_b = b/b_w = 1,4/0,35 = 4,00$$

$$\beta h = hf/h = 0,12/0,75 = 0,16$$

Interpolando entre las curvas para $\beta h = 0,15$ y $0,20$, se obtiene: $f = 1,70$

$$I_g = f (b_w h^3 / 12) = 1,70 [0,35(0,75)^3 / 12] = 0,0209 \text{ m}^2$$

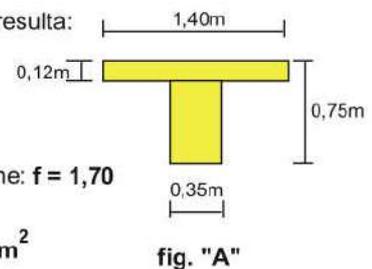


Fig. 7: MOMENTOS DE INERCIA I_g DE SECCIONES "T"

(1.3.,R.II.) **1.2.2. Análisis estructural**

(1.3.1.,R.II.) Además de lo establecido en los artículos 11.2 (R.I.) y 11.4. (R.I.), el Reglamento (1.3.1. R.II.), establece que deberá adoptarse la combinación más desfavorable de efectos correspondientes a las siguientes alternativas:

$$1,20D \pm 1,00E + f_1L + f_2S$$

$$0,90D \pm 1,00E$$

donde *D* representa las cargas permanentes debidas al peso de los elementos estructurales y de los elementos que actúan en forma permanente sobre la estructura; *E* el efecto provocado por las componentes horizontal y vertical de la acción sísmica; *L* la sobrecarga debida a la ocupación y a los equipos móviles y *S* la carga de nieve.

(1.3.2.,R.II.) Además, establece, que los efectos provocados por la acción sísmica (1.3.2. R.II.), se determinarán de la siguiente forma:

$$E = E_H \pm E_V$$

Siendo *E_H* la componente horizontal del efecto sísmico de acuerdo con lo especificado en el Capítulo 14 de la Parte I “CONSTRUCCIONES EN GENERAL”, tomando los valores de ductilidad global especificados en el Reglamento INPRES-CIRSOC 103 - 2005, Parte II y *E_V* la componente vertical del efecto sísmico que se determina según la expresión siguiente:

$$E_V = 0,20b D \gamma_d$$

(1.3.3.,R.II.) La estructura debe, además, verificarse con las combinaciones de estados de cargas pertinentes que no incluyan la acción sísmica de acuerdo con lo establecido en el artículo 9.2 del Reglamento CIRSOC 201 - 2005. Las combinaciones de estados de cargas que no incluyan la acción sísmica consideradas en este ejemplo son:

$$1,40D$$

$$1,20D + 1,60L$$

Para el análisis estructural tridimensional del edificio del ejemplo, se modeló la estructura (ver Fig.1) empleando el programa **STAAD III**.

Se definieron 5 estados de cargas puros, es decir:

ESTADO I : Cargas Permanentes " D "

ESTADO II : Sobrecargas " L "

ESTADO III : Sismo Horizontal " $E_H : s / X - X$ "

ESTADO IV : Sismo Horizontal " $E_H : s / Y - Y$ "

ESTADO V : Sismo Vertical " $E_V \downarrow$ "

Se realizaron las siguientes hipótesis de combinaciones de estados de cargas:

- 1) $1,40D$
- 2) $1,20D + 1,60L$
- 3) $1,20D + 0,50L + E_V$
- 4) $0,90D - E_V$
- 5) $1,20D + 0,50L + E_V + \vec{E}_H$
- 6) $1,20D + 0,50L - E_V + \vec{E}_H$
- 7) $0,90D + E_V + \vec{E}_H$
- 8) $0,90D - E_V + \vec{E}_H$
- 9) $1,20D + 0,50L + E_V - \vec{E}_H$
- 10) $1,20D + 0,50L - E_V - \vec{E}_H$
- 11) $0,90D + E_V - \vec{E}_H$
- 12) $0,90D - E_V - \vec{E}_H$

Estos estados combinados se realizaron para cada una de las dos direcciones principales del edificio, es decir: dir. X-X y dir. Y-Y.

En ambas direcciones principales los estados combinados que resultaron más desfavorables se indican a continuación:

Direcciones X-X e Y-Y (sismo izquierda)

$$(1) \quad 1,20D + 0,50L + E_V + \bar{E}_H$$

$$(2) \quad 0,90D - E_V + \bar{E}_H$$

Direcciones X-X e Y-Y (sismo derecha)

$$(3) \quad 1,20D + 0,50L + E_V - \bar{E}_H$$

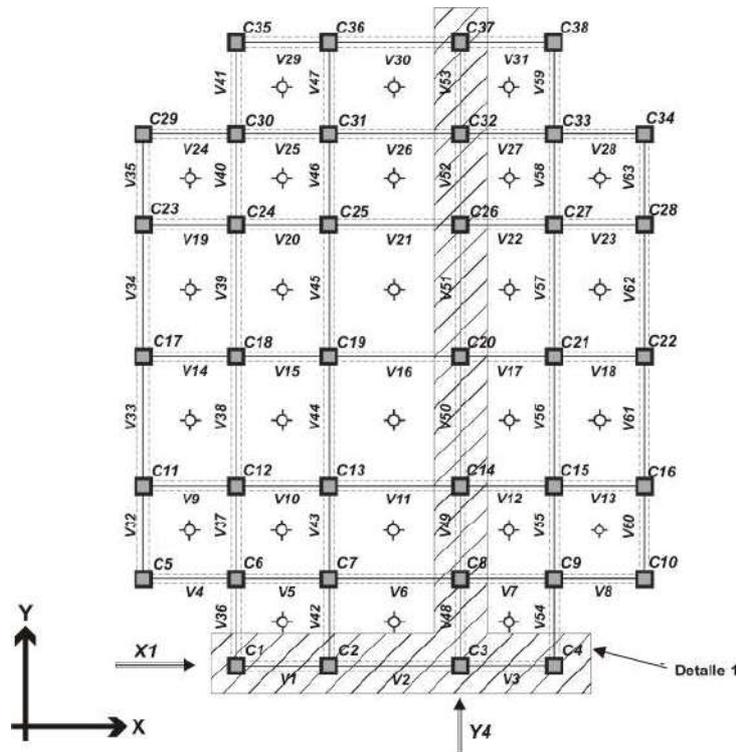
$$(4) \quad 0,90D - E_V - \bar{E}_H$$

1.2.2.a. Sección de diseño

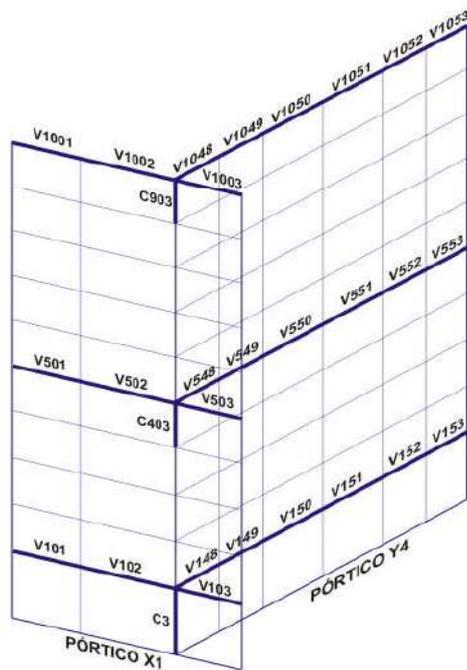
Con el propósito de establecer la metodología utilizada para el procedimiento de análisis y diseño de los diferentes elementos estructurales del edificio empleando el "Diseño por Capacidad", la sección sombreada indicada en la Fig.8 es la que se diseñará. Como puede observarse en la perspectiva, las vigas de los niveles 1º; 5º y 10º de los pórticos Y4 y X1, y la línea de columna 3, común a ambos pórticos, en los niveles correspondientes, serán los elementos estructurales a diseñar. En la Fig.9 se indica la denominación de vigas y columnas de los pórticos Y4 y X1.

En las Figs.10, 11 y 12 se muestran para los pórticos Y4 y X1, los diagramas de los momentos de flexión y esfuerzos de corte en vigas y columnas obtenidos con el programa STAAD III, para el estado de cargas sísmicas (sismo izquierda) solamente. Se ilustran sólo los correspondientes a sismo izquierda, debido a la simetría de la estructura.

Por otro lado, se muestran además, para los diferentes estados de cargas puros y combinaciones de ellos, los diagramas de momentos de flexión para las vigas de los niveles 1º; 5º y 10º, correspondientes a los pórticos Y4 y X1. Debido a la simetría de la estructura, se ilustran sólo las combinaciones considerando sismo izquierda.



PLANTA ESTRUCTURA TIPO



Detalle 1

Fig. 8 : ELEMENTOS ESTRUCTURALES A DISEÑAR

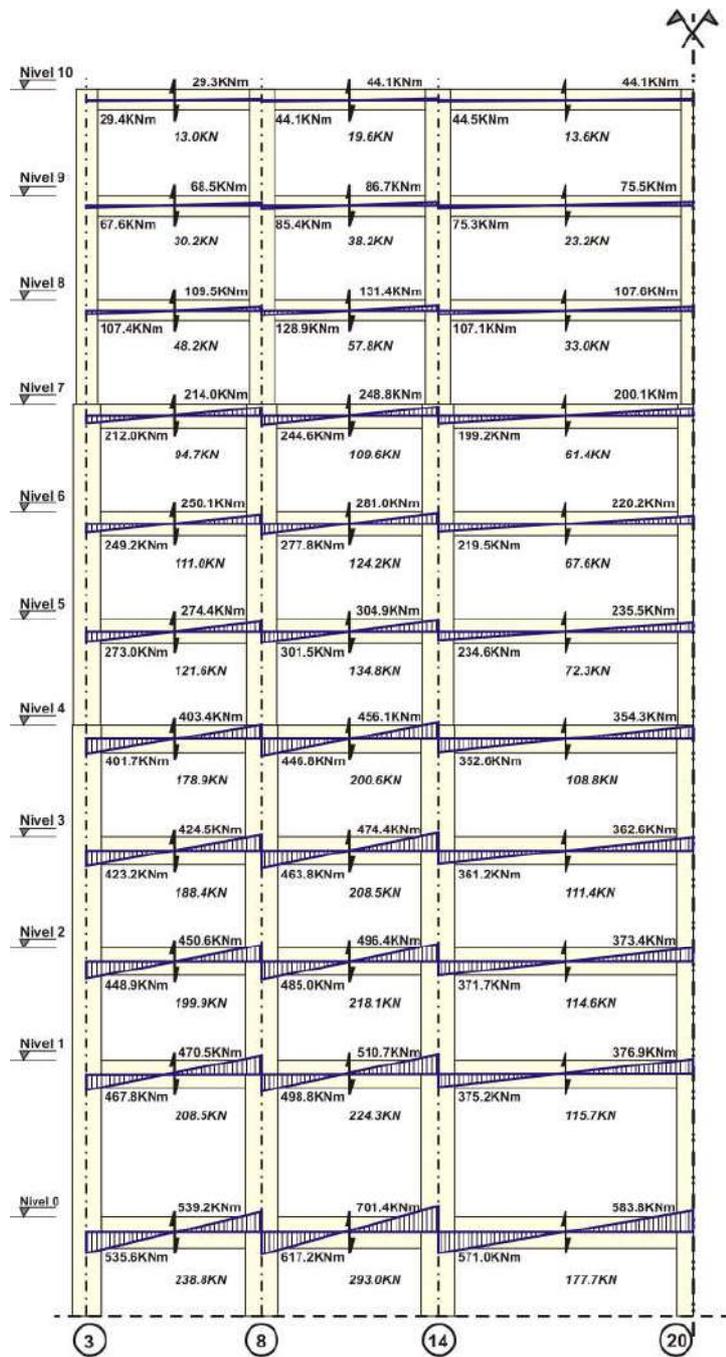
	V1048	V1049	V1050	V1051	V1052	V1053	
C903	C908	C914	C920	C926	C932	C937	
V948	V949	V950	V951	V952	V953		
C803	C808	C814	C820	C826	C832	C837	
V848	V849	V850	V851	V852	V853		
C703	C708	C714	C720	C726	C732	C737	
V748	V749	V750	V751	V752	V753		
C603	C608	C614	C620	C626	C632	C637	
V648	V649	V650	V651	V652	V653		
C503	C508	C514	C520	C526	C532	C537	
V548	V549	V550	V551	V552	V553		
C403	C408	C414	C420	C426	C432	C437	
V448	V449	V450	V451	V452	V453		
C303	C308	C314	C320	C326	C332	C337	
V348	V349	V350	V351	V352	V353		
C203	C208	C214	C220	C226	C232	C237	
V248	V249	V250	V251	V252	V253		
C103	C108	C114	C120	C126	C132	C137	
V148	V149	V150	V151	V152	V153		
C3	C8	C14	C20	C26	C32	C37	
V48	V49	V50	V51	V52	V53		

PÓRTICO Y4

V1001	V1002	V1003	
C901	C902	C903	C904
V901	V902	V903	
C801	C802	C803	C804
V801	V802	V803	
C701	C702	C703	C704
V701	V702	V703	
C601	C602	C603	C604
V601	V602	V603	
C501	C502	C503	C504
V501	V502	V503	
C401	C402	C403	C404
V401	V402	V403	
C301	C302	C303	C304
V301	V302	V303	
C201	C202	C203	C204
V201	V202	V203	
C101	C102	C103	C104
V101	V102	V103	
C1	C2	C3	C4
V1	V2	V3	

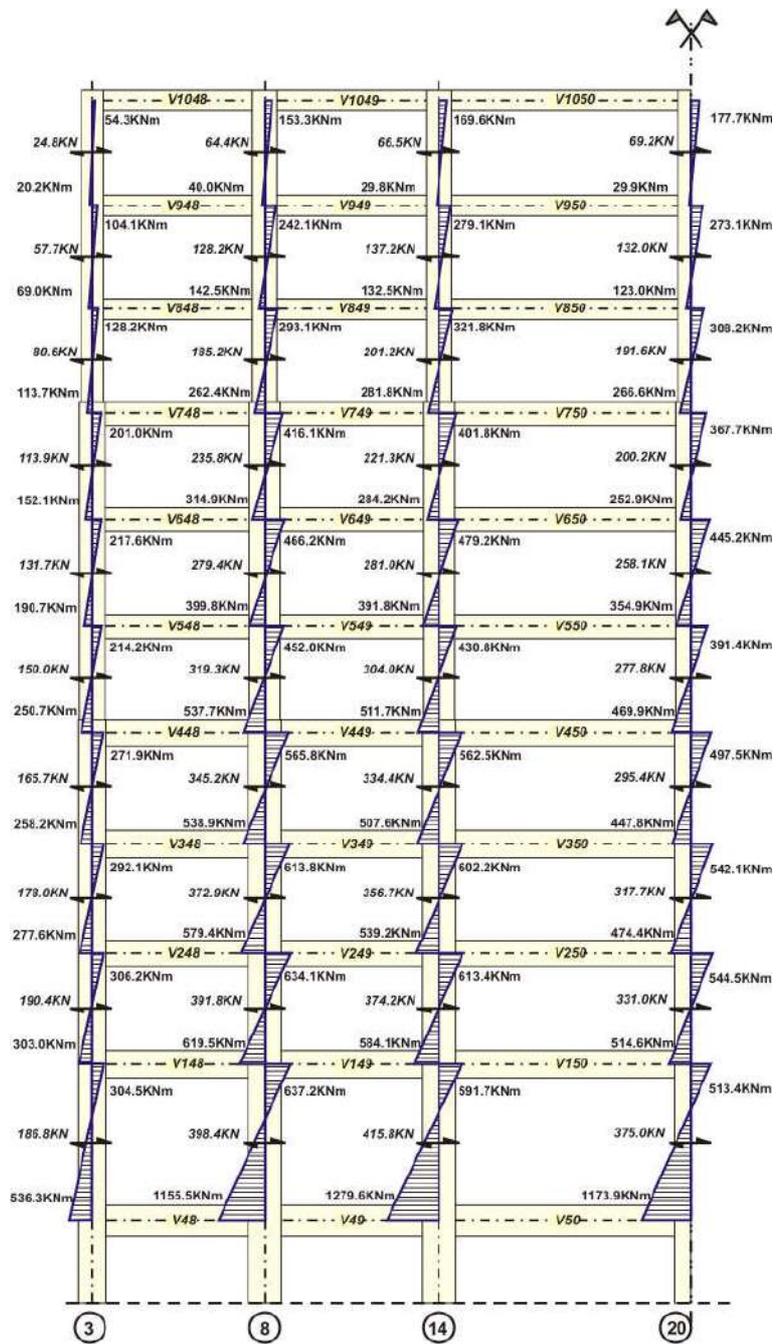
PÓRTICO X1

Fig. 9 : DENOMINACIÓN DE VIGAS Y COLUMNAS



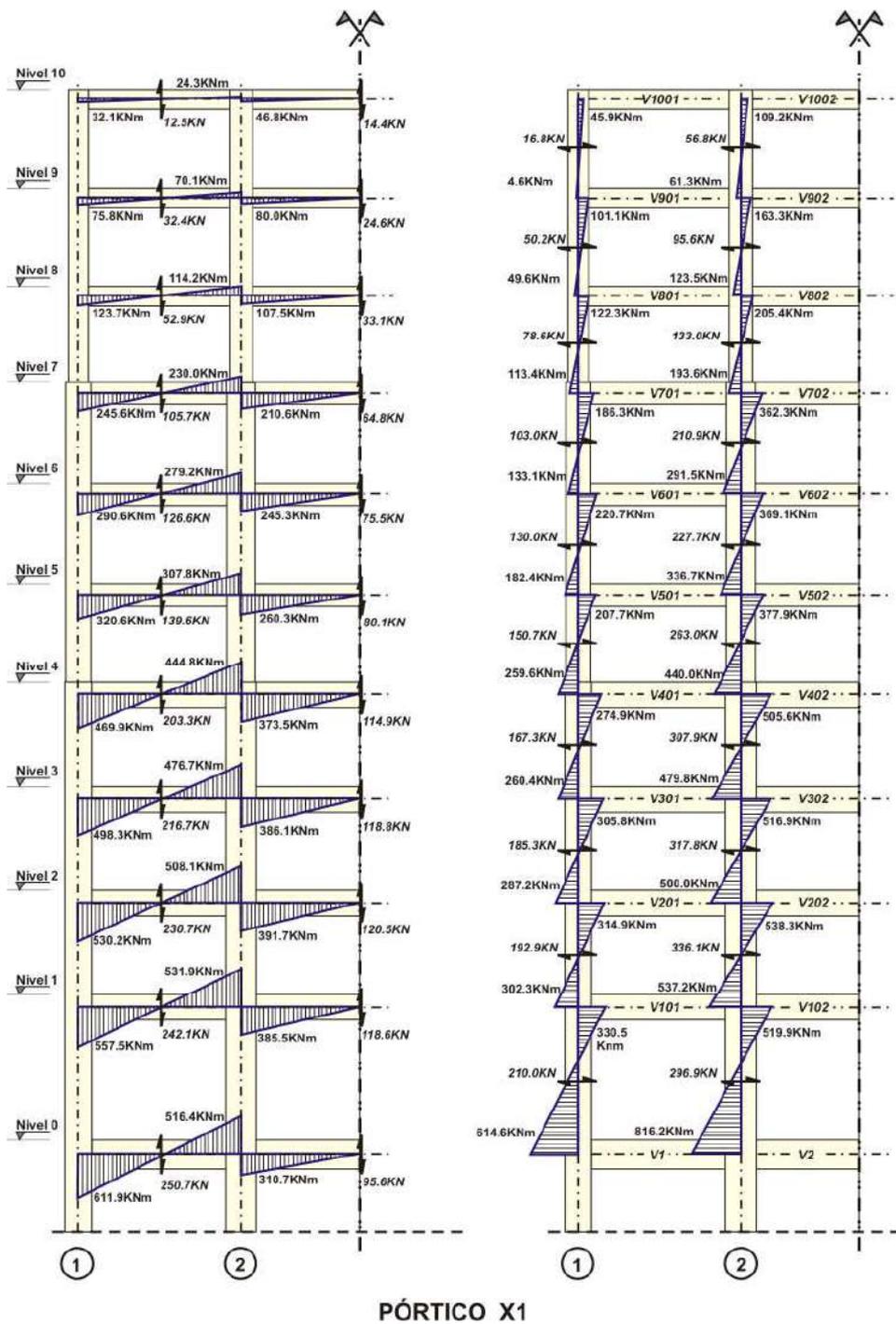
PÓRTICO Y4

Fig. 10 : MOMENTOS Y CORTES SÍSMICOS DE VIGAS A EJES DE COLUMNAS (Sismo izquierda: \vec{E}_H)



PÓRTICO Y4

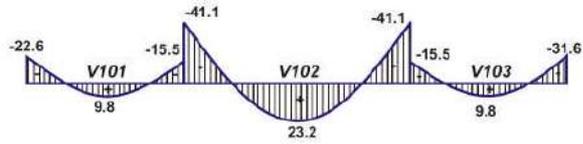
Fig. 11: MOMENTOS Y CORTES SÍSMICOS DE COLUMNAS A EJES DE VIGAS (Sismo izquierda: \vec{E}_H)



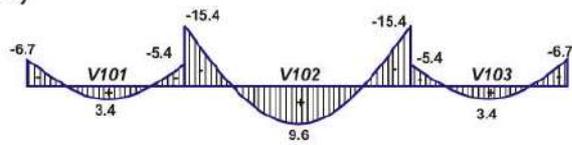
**Fig. 12: MOMENTOS Y CORTES SÍSMICOS
A EJES DE COLUMNAS Y VIGAS
(Sismo izquierda: \vec{E}_H)**

VIGAS 100(1): Nivel 1 - Pórtico X1

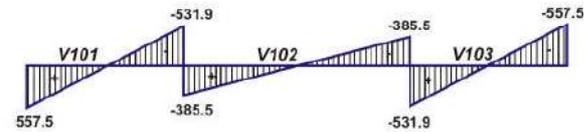
CARGAS PERMANENTES (D)



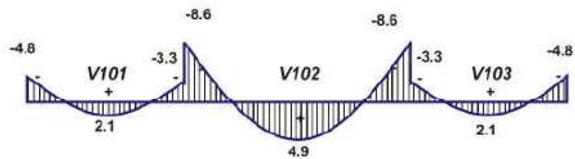
SOBRECARGAS (L)



SISMO HORIZONTAL (E_H ; → izq.)



SISMO VERTICAL (E_v ↓ +)

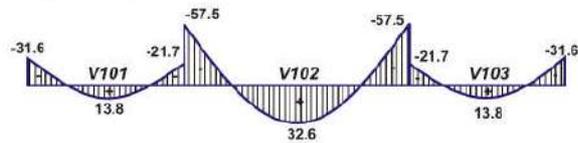


- D:** Cargas permanentes
- L:** Sobrecargas
- E_H :** Sismo horizontal
- E_v :** Sismo vertical

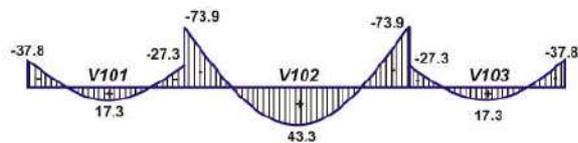
MOMENTOS DE FLEXIÓN [kNm]
Estados de cargas puros
(STAAD III)

VIGAS 100(2): Nivel 1 - Pórtico X1

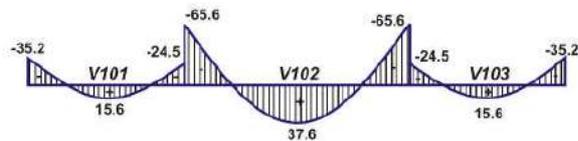
ESTADO DE CARGA (1.4 D)



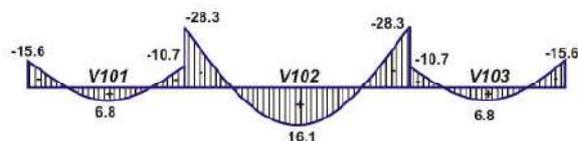
ESTADO DE CARGA (1.2 D + 1,6 L)



ESTADO DE CARGA (1.2 D + 0.5 L + Ev)



ESTADO DE CARGA (0.9 D - Ev)



D: Cargas permanentes

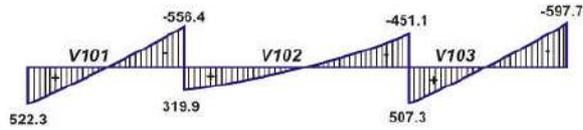
L: Sobrecargas

Ev: Sismo vertical

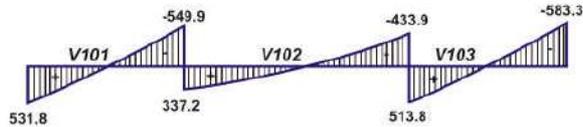
MOMENTOS DE FLEXIÓN [kNm]
Estados combinados de cargas permanentes,
sobrecargas y sismo vertical
(STAAD III)

VIGAS 100(3): Nivel 1 - Pórtico X1

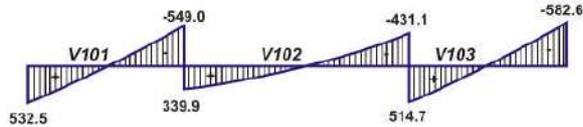
ESTADO DE CARGA (1.2 D + 0,5 L + E_H + E_v)



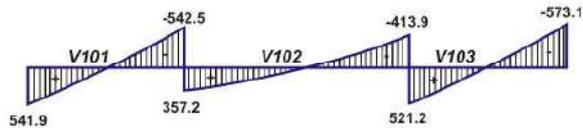
ESTADO DE CARGA (1.2 D + 0,5 L + E_H - E_v)



ESTADO DE CARGA (0.9 D + E_H + E_v)



ESTADO DE CARGA (0.9 D + E_H - E_v)

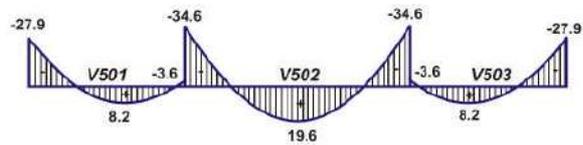


- D:** Cargas permanentes
- L:** Sobrecargas
- E_H:** Sismo horizontal
- E_v:** Sismo vertical

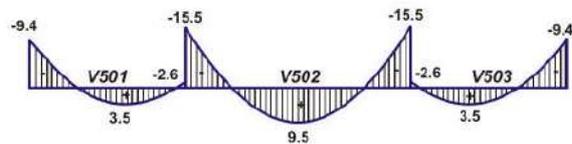
MOMENTOS DE FLEXIÓN [kNm]
Estados combinados de cargas permanentes, sobrecargas, sismo horizontal y sismo vertical (STAAD - III)

VIGAS 500(1): Nivel 5 - Pórtico X1

CARGAS PERMANENTES (D)



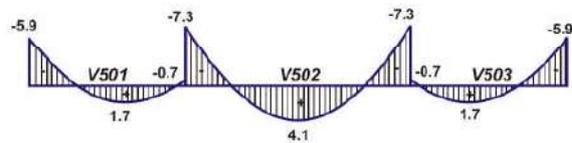
SOBRECARGAS (L)



SISMO HORIZONTAL (E_H ; → izq.)



SISMO VERTICAL (E_v ↓ +)



D: Cargas permanentes

L: Sobrecargas

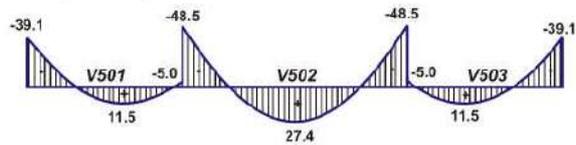
E_H : Sismo horizontal

E_v : Sismo vertical

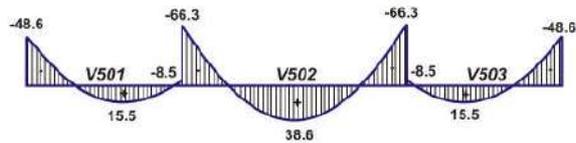
MOMENTOS DE FLEXIÓN [kNm]
Estados de cargas puros
(STAAD III)

VIGAS 500(2): Nivel 5 - Pórtico X1

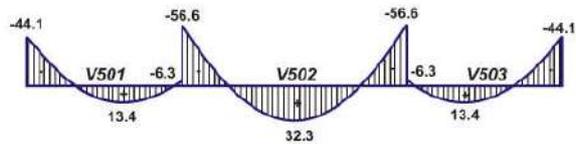
ESTADO DE CARGA (1.4 D)



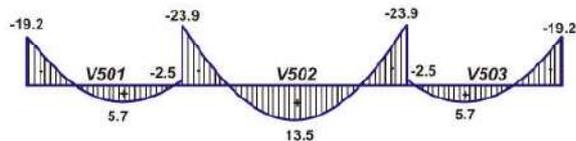
ESTADO DE CARGA (1.2 D + 1,6 L)



ESTADO DE CARGA (1.2 D + 0.5 L + Ev)



ESTADO DE CARGA (0.9 D - Ev)



D: Cargas permanentes
L: Sobrecargas
Ev: Sismo vertical

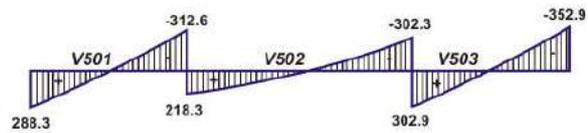
MOMENTOS DE FLEXIÓN [kNm]
 Estados combinados de cargas permanentes,
 sobrecargas y sismo vertical
 (STAAD III)

VIGAS 500(3): Nivel 5 - Pórtico X1

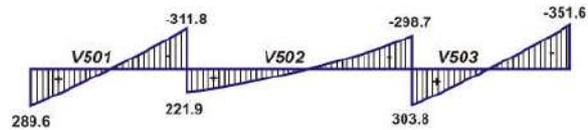
ESTADO DE CARGA (1.2 D + 0,5 L + E_H + E_v)



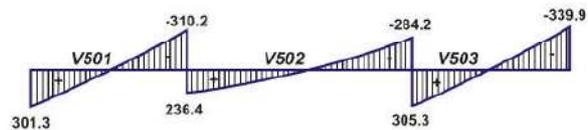
ESTADO DE CARGA (1.2 D + 0,5 L + E_H - E_v)



ESTADO DE CARGA (0.9 D + E_H + E_v)



ESTADO DE CARGA (0.9 D + E_H - E_v)

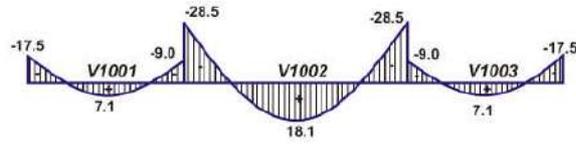


- D:** Cargas permanentes
- L:** Sobrecargas
- E_H:** Sismo horizontal
- E_v:** Sismo vertical

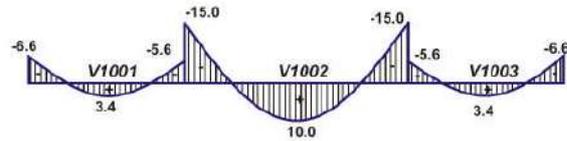
MOMENTOS DE FLEXIÓN [kNm]
Estados combinados de cargas permanentes, sobrecargas, sismo horizontal y sismo vertical (STAAD - III)

VIGAS 1000(1): Nivel 10 - Pórtico X1

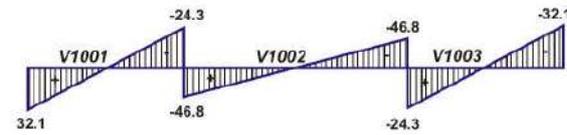
CARGAS PERMANENTES (D)



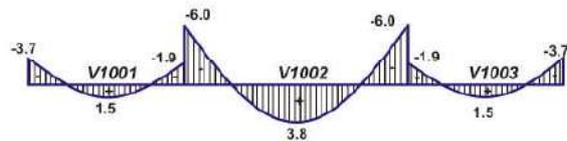
SOBRECARGAS (L)



SISMO HORIZONTAL (E_H ; → izq.)



SISMO VERTICAL (E_v ↓ +)

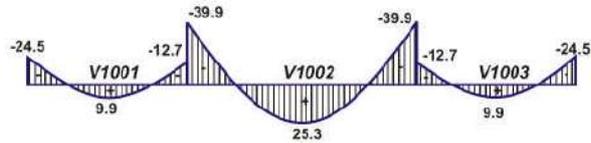


- D:** Cargas permanentes
- L:** Sobrecargas
- E_H :** Sismo horizontal
- E_v :** Sismo vertical

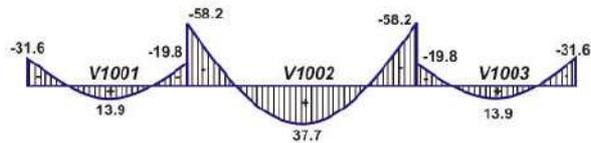
MOMENTOS DE FLEXIÓN [kNm]
Estados de cargas puros
(STAAD III)

VIGAS 1000(2): Nivel 10 - Pórtico X1

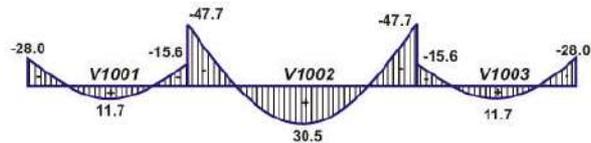
ESTADO DE CARGA (1.4 D)



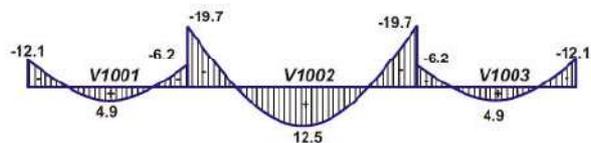
ESTADO DE CARGA (1.2 D + 1,6 L)



ESTADO DE CARGA (1.2 D + 0.5 L + Ev)



ESTADO DE CARGA (0.9 D - Ev)



D: Cargas permanentes

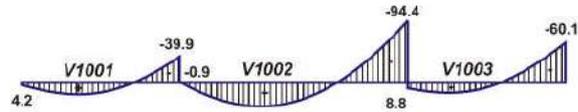
L: Sobrecargas

Ev: Sismo vertical

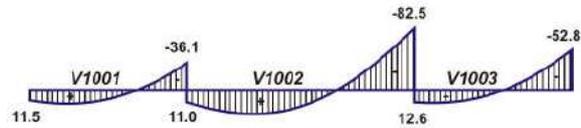
MOMENTOS DE FLEXIÓN [kNm]
Estados combinados de cargas permanentes,
sobrecargas y sismo vertical
(STAAD III)

VIGAS 1000(3): Nivel 10 - Pórtico X1

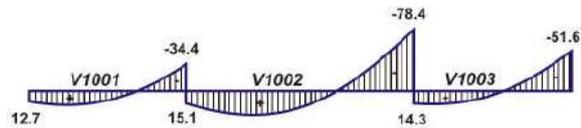
ESTADO DE CARGA (1.2 D + 0,5 L + E_H + E_v)



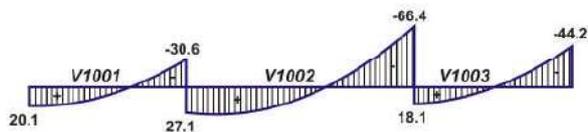
ESTADO DE CARGA (1.2 D + 0,5 L + E_H - E_v)



ESTADO DE CARGA (0.9 D + E_H + E_v)



ESTADO DE CARGA (0.9 D + E_H - E_v)

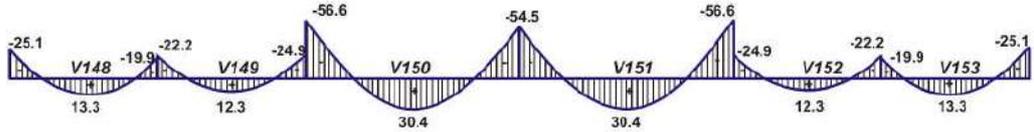


D: Cargas permanentes
L: Sobrecargas
E_H: Sismo horizontal
E_v: Sismo vertical

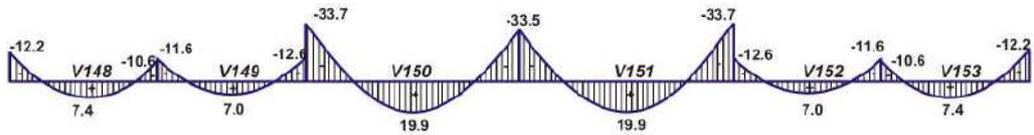
MOMENTOS DE FLEXIÓN [kNm]
Estados combinados de cargas permanentes, sobrecargas, sismo horizontal y sismo vertical (STAAD - III)

VIGAS 100(1): Nivel 1 - Pórtico Y4

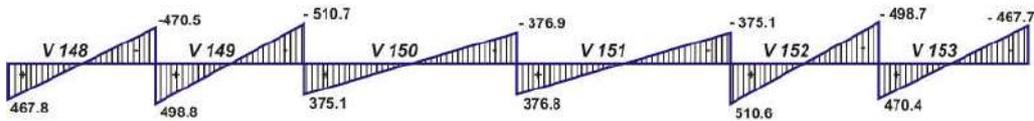
CARGAS PERMANENTES (D)



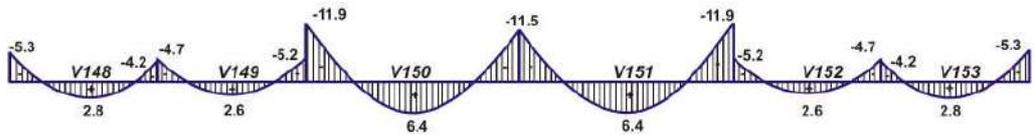
SOBRECARGAS (L)



SISMO HORIZONTAL (E_H ; → izq.)



SISMO VERTICAL (E_v ↓ +)

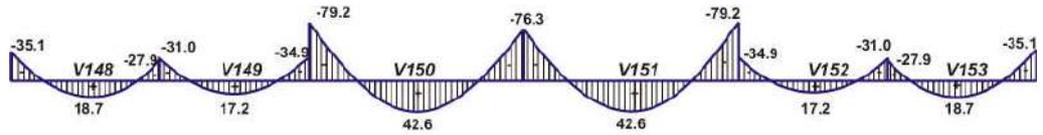


- D:** Cargas permanentes
- L:** Sobrecargas
- E_H :** Sismo horizontal
- E_v :** Sismo vertical

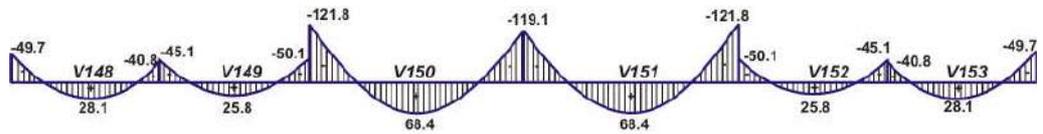
MOMENTOS DE FLEXIÓN [kNm]
Estados de cargas puros
(STAAD III)

VIGAS 100(2): Nivel 1 - Pórtico Y4

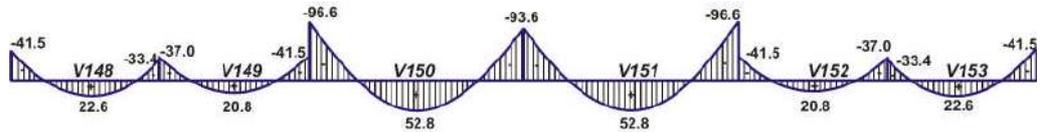
ESTADO DE CARGA (1.4 D)



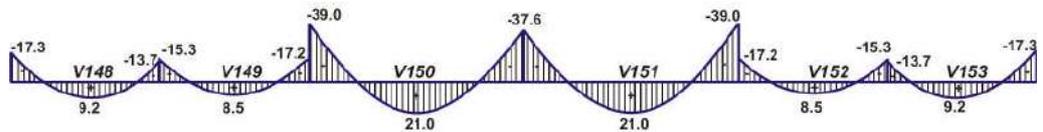
ESTADO DE CARGA (1.2 D + 1,6 L)



ESTADO DE CARGA (1.2 D + 0.5 L + Ev)



ESTADO DE CARGA (0.9 D - Ev)

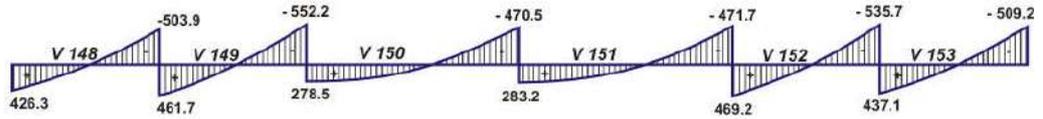


D: Cargas permanentes
L: Sobrecargas
Ev: Sismo vertical

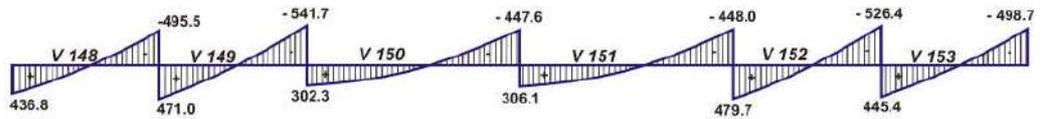
MOMENTOS DE FLEXIÓN [kNm]
Estados combinados de cargas permanentes,
sobrecargas y sismo vertical
(STAAD III)

VIGAS 100(3): Nivel 1 - Pórtico Y4

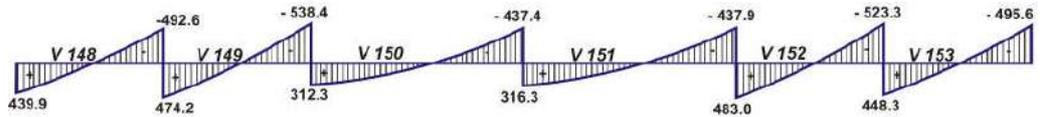
ESTADO DE CARGA (1.2 D + 0,5 L + E_H + E_v)



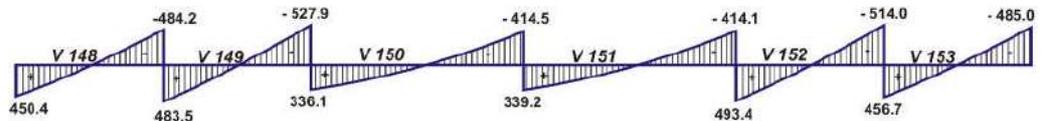
ESTADO DE CARGA (1.2 D + 0,5 L + E_H - E_v)



ESTADO DE CARGA (0.9 D + E_H + E_v)



ESTADO DE CARGA (0.9 D + E_H - E_v)

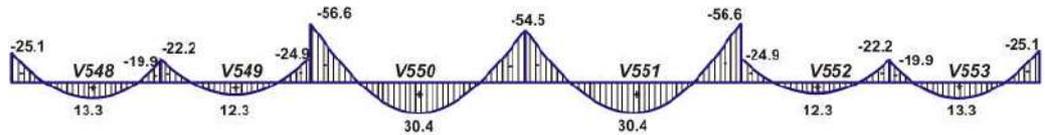


- D:** Cargas permanentes
- L:** Sobrecargas
- E_H:** Sismo horizontal
- E_v:** Sismo vertical

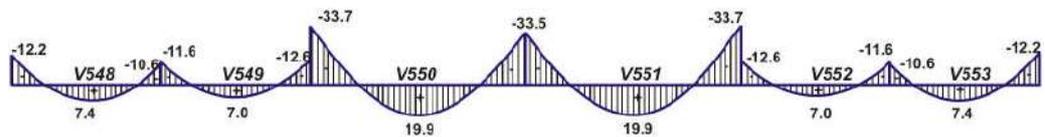
MOMENTOS DE FLEXIÓN [kNm]
Estados combinados de cargas permanentes,
sobrecargas, sismo horizontal y sismo vertical
(STAAD - III)

VIGAS 500(1): Nivel 5 - Pórtico Y4

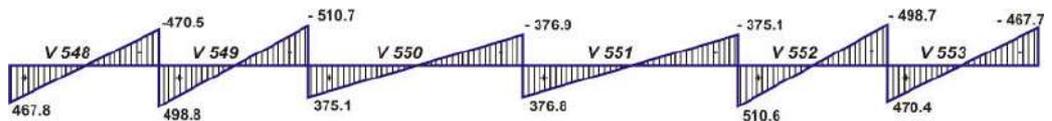
CARGAS PERMANENTES (D)



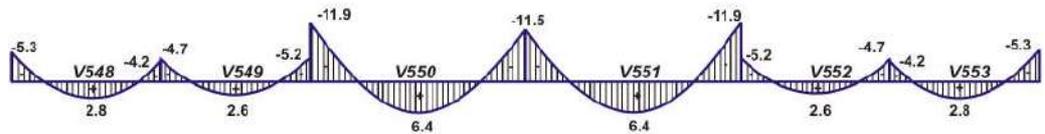
SOBRECARGAS (L)



SISMO HORIZONTAL (E_H ; → izq.)



SISMO VERTICAL (E_v ↓ +)

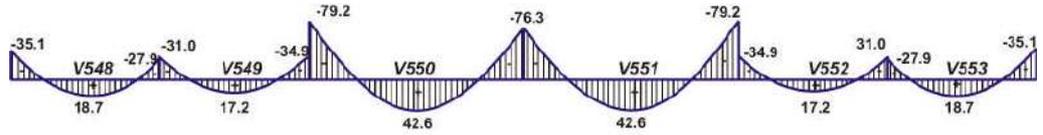


- D: Cargas permanentes
- L: Sobrecargas
- E_H : Sismo horizontal
- E_v : Sismo vertical

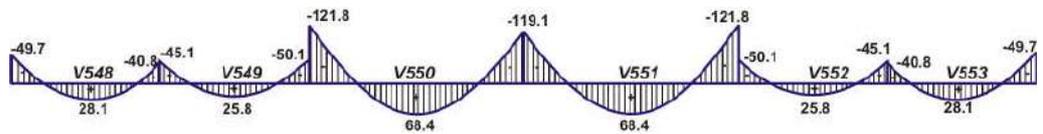
MOMENTOS DE FLEXIÓN [kNm]
Estados de cargas puros
(STAAD III)

VIGAS 500(2): Nivel 5 - Pórtico Y4

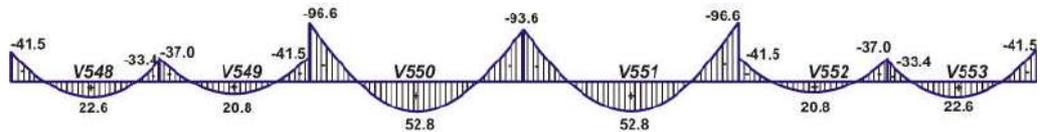
ESTADO DE CARGA (1.4 D)



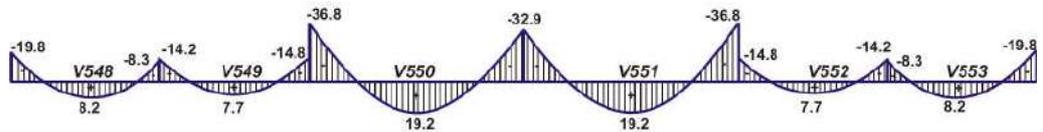
ESTADO DE CARGA (1.2 D + 1,6 L)



ESTADO DE CARGA (1.2 D + 0.5 L + Ev)



ESTADO DE CARGA (0.9 D - Ev)



D: Cargas permanentes

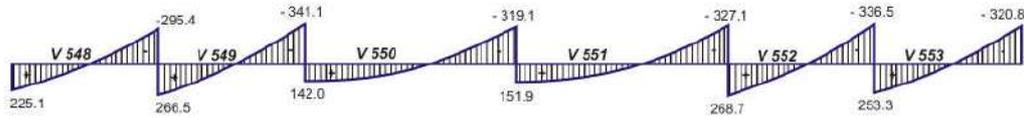
L: Sobrecargas

Ev: Sismo vertical

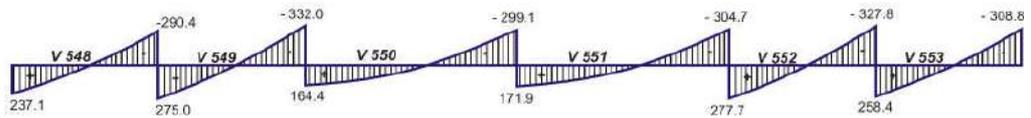
MOMENTOS DE FLEXIÓN [kNm]
Estados combinados de cargas permanentes,
sobrecargas y sismo vertical
(STAAD III)

VIGAS 500(3): Nivel 5 - Pórtico Y4

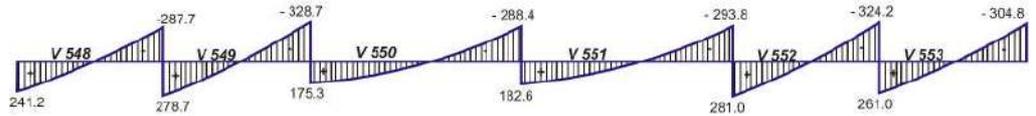
ESTADO DE CARGA (1.2 D + 0,5 L + E_H + E_v)



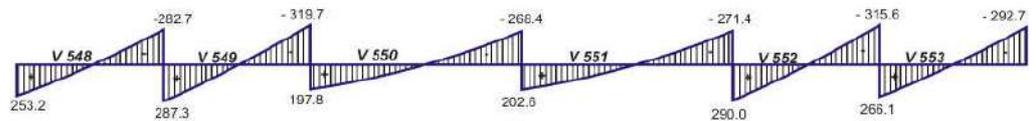
ESTADO DE CARGA (1.2 D + 0,5 L + E_H - E_v)



ESTADO DE CARGA (0.9 D + E_H + E_v)



ESTADO DE CARGA (0.9 D + E_H - E_v)

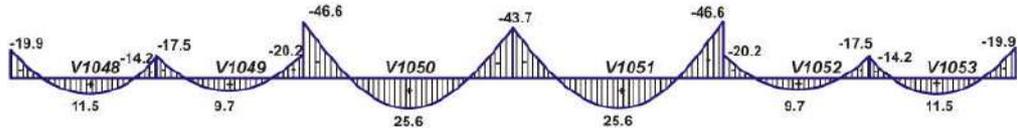


- D:** Cargas permanentes
- L:** Sobrecargas
- E_H:** Sismo horizontal
- E_v:** Sismo vertical

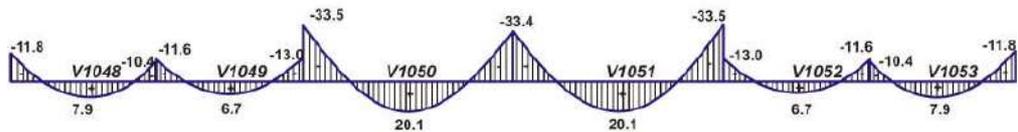
MOMENTOS DE FLEXIÓN [kNm]
Estados combinados de cargas permanentes,
sobrecargas, sismo horizontal y sismo vertical
(STAAD - III)

VIGAS 1000(1): Nivel 10 - Pórtico Y4

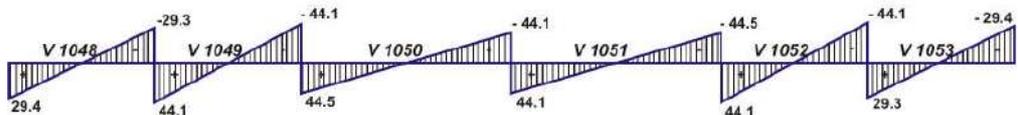
CARGAS PERMANENTES (D)



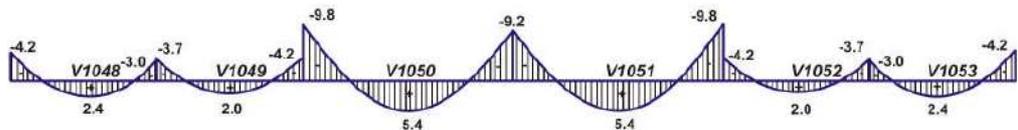
SOBRECARGAS (L)



SISMO HORIZONTAL (E_H ; → izq.)



SISMO VERTICAL (E_v ↓ +)

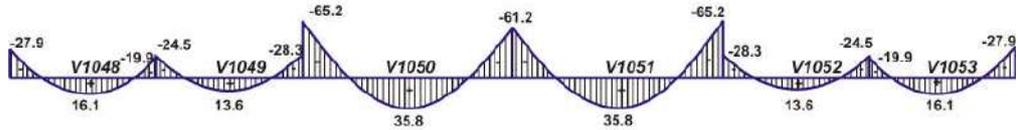


- D:** Cargas permanentes
- L:** Sobrecargas
- E_H :** Sismo horizontal
- E_v :** Sismo vertical

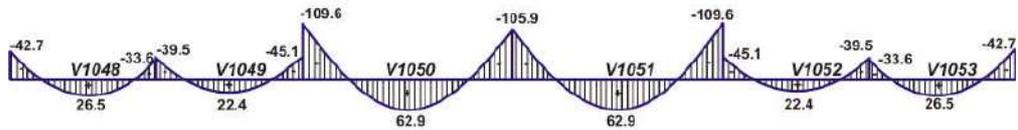
MOMENTOS DE FLEXIÓN [kNm]
Estados de cargas puros
(STAAD III)

VIGAS 1000(2): Nivel 10 - Pórtico Y4

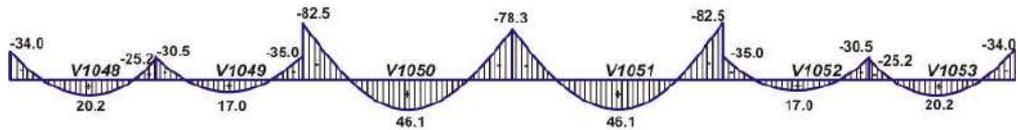
ESTADO DE CARGA (1.4 D)



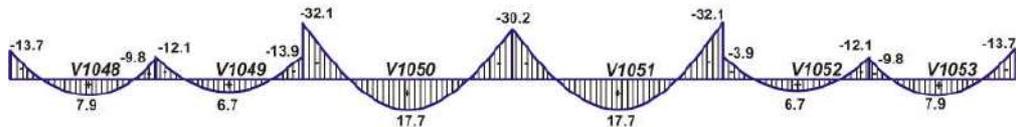
ESTADO DE CARGA (1.2 D + 1,6 L)



ESTADO DE CARGA (1.2 D + 0.5 L + Ev)



ESTADO DE CARGA (0.9 D - Ev)

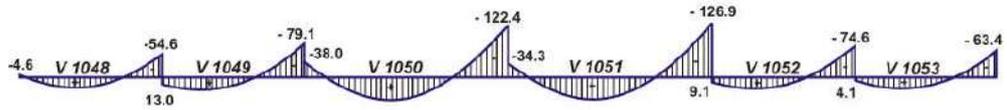


D: Cargas permanentes
L: Sobrecargas
Ev: Sismo vertical

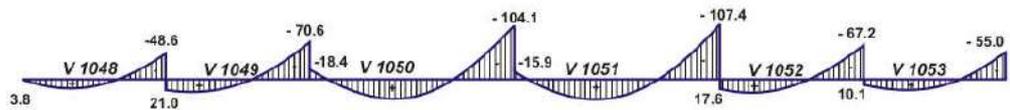
MOMENTOS DE FLEXIÓN [kNm]
Estados combinados de cargas permanentes,
sobrecargas y sismo vertical
(STAAD III)

VIGAS 1000(3): Nivel 10 - Pórtico Y4

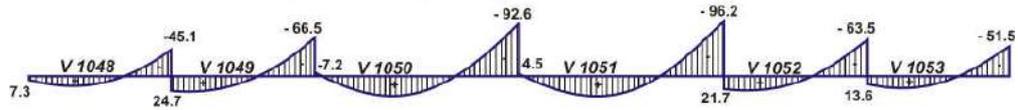
ESTADO DE CARGA (1.2 D + 0,5 L + E_H + E_v)



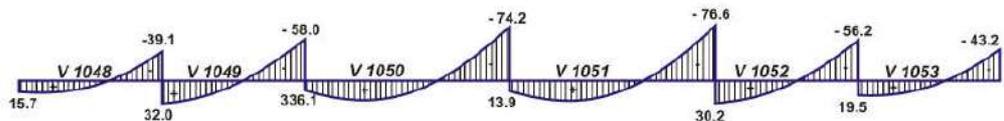
ESTADO DE CARGA (1.2 D + 0,5 L + E_H - E_v)



ESTADO DE CARGA (0.9 D + E_H + E_v)



ESTADO DE CARGA (0.9 D + E_H - E_v)



D: Cargas permanentes
L: Sobrecargas
E_H: Sismo horizontal
E_v: Sismo vertical

MOMENTOS DE FLEXIÓN [kNm]
**Estados combinados de cargas permanentes,
sobrecargas, sismo horizontal y sismo vertical
(STAAD - III)**

(2.1.1.,R.II.) **1.2.2.b. Mecanismo de colapso**

De acuerdo con principios ampliamente aceptados, con sólo muy pocas excepciones, el mecanismo de colapso en estructuras de hormigón armado debe basarse en la flexión como fuente de disipación de energía. Por lo tanto, definitivamente deben suprimirse los mecanismos asociados con deformaciones inelásticas por corte, transferencia de esfuerzos por adherencia entre la armadura y el hormigón, e inestabilidad de los elementos. El diseñador, por lo tanto, deberá elegir la ubicación de las rótulas plásticas potenciales en vigas y columnas que posibiliten la formación de un mecanismo de colapso cinemáticamente admisible en el sistema estructural dado. El principio más importante en esta selección es que, para una ductilidad global dada, las ductilidades de curvatura asociadas en las rótulas plásticas permanezcan dentro de límites admisibles. Estas consideraciones se muestran en la Fig. A, donde se exhiben mecanismos de colapso deseables o aceptables, y aquellos que deben evitarse. Se ha supuesto el mismo desplazamiento último, Δ_u , para todos los sistemas. Se conocen y se han aceptado las innumerables ventajas de un mecanismo tipo “columna fuerte–viga débil” en pórticos de varios pisos. Cuando se provee a las columnas con suficiente resistencia, se puede evitar la formación de rótulas plásticas en todos los niveles ubicados por encima del 2º, como se muestra en la Fig. A. (a). Cuando las columnas se detallan adecuadamente para que en sus extremos se formen rótulas plásticas, puede también aceptarse el mecanismo de la Fig. A. (b). Debe sin embargo recalcar, que no debe permitirse la posibilidad de formación simultánea de rótulas plásticas en capitel y base de todas las columnas de un mismo piso, mecanismo de colapso local conocido con el nombre de “piso blando”, tal como se muestra en la Fig. A. (c). Es evidente que, en este caso, las demandas de ductilidad de curvatura pueden llegar a ser excesivas.

El mecanismo de colapso mostrado en la Fig. A. (b), aunque puede aceptarse, requiere que los extremos de las columnas se confinen adecuadamente, de manera de conferirle a las secciones una capacidad de rotación plástica importante. Más aún, los empalmes por

yuxtaposición de la armadura longitudinal, deben ubicarse en el centro medio. Se sabe que la capacidad de los empalmes por yuxtaposición se deteriora rápidamente bajo deformaciones cíclicas inelásticas, a menos que se provea una armadura transversal importante que provea la fuerza de cierre necesaria. Otra razón para evitar ubicar empalmes por yuxtaposición en zonas de formación potencial de rótulas plásticas, aunque estén adecuadamente detallados, es la drástica reducción de la longitud sobre la cual las barras pueden fluir.

Por lo tanto, para una rotación plástica dada, se desarrollarán en la armadura longitudinal deformaciones de tracción mayores. El fenómeno puede conducir a una concentración del daño en una longitud corta de la columna y quizás aún a una fractura prematura de las barras.

El sistema ilustrado en la Fig. A. (a) permite una reducción de la armadura transversal en los extremos de las columnas por encima del nivel 2 y la ubicación de los empalmes inmediatamente por encima de la cara superior de la losa. Esta concesión se justifica porque no se espera la formación de rótulas plásticas con demandas de ductilidad importantes en dichas columnas.

Cuando las columnas exteriores de un pórtico, que absorben las solicitaciones transmitidas por sólo una viga, se diseñan lo suficientemente resistentes como para asegurar que no se formará un mecanismo tipo “piso blando”, se acepta la formación simultánea de capitel y base de todas las columnas interiores si todas las zonas de formación potencial de las rótulas plásticas en estas columnas se detallan adecuadamente.

Se aceptarán pórticos con mecanismos tipo “piso blando” solamente cuando la ductilidad global asignada sea limitada. Más aún, para una ductilidad global supuesta, será necesario evaluar las demandas de ductilidad locales en los extremos de las columnas del “piso blando”, siendo posible que las mismas tengan que detallarse con los requerimientos exigidos para elementos con ductilidad completa, aunque la estructura en su conjunto responda y haya sido diseñada con ductilidad limitada. La estructura mostrada en la Fig. A. (e) es un ejemplo

que ilustra la necesidad de evaluar las demandas de ductilidad locales en función de la ductilidad global asociada con el desplazamiento Δ_U .

Cuando se utilicen vigas de grandes luces, los requerimientos derivados de las cargas gravitatorias pueden ser más severos que los asociados con las demandas sísmicas. En estos casos, puede ser difícil o aun irracional diseñar las columnas interiores con resistencias mayores que las vigas. Como se muestra en la Fig. A. (f), la prevención de la formación de un “piso blando” se asigna a las columnas exteriores. Usualmente la ductilidad global de este tipo de estructuras debe ser limitada.

Cuando se eligen algunos de los mecanismos de colapso admisibles mostrados en la Fig. A., resulta evidente cuales son los elementos que deben permanecer elásticos de acuerdo con el diseño por capacidad. Todo lo que se necesita es evaluar la sobrerresistencia flexional de las rótulas plásticas seleccionadas, de acuerdo a cómo se las detalle y se construya. Las solicitaciones resultantes debidas al desarrollo de la ductilidad, conducen a las solicitaciones a utilizar para el diseño de los elementos o zonas que deben permanecer elásticos.

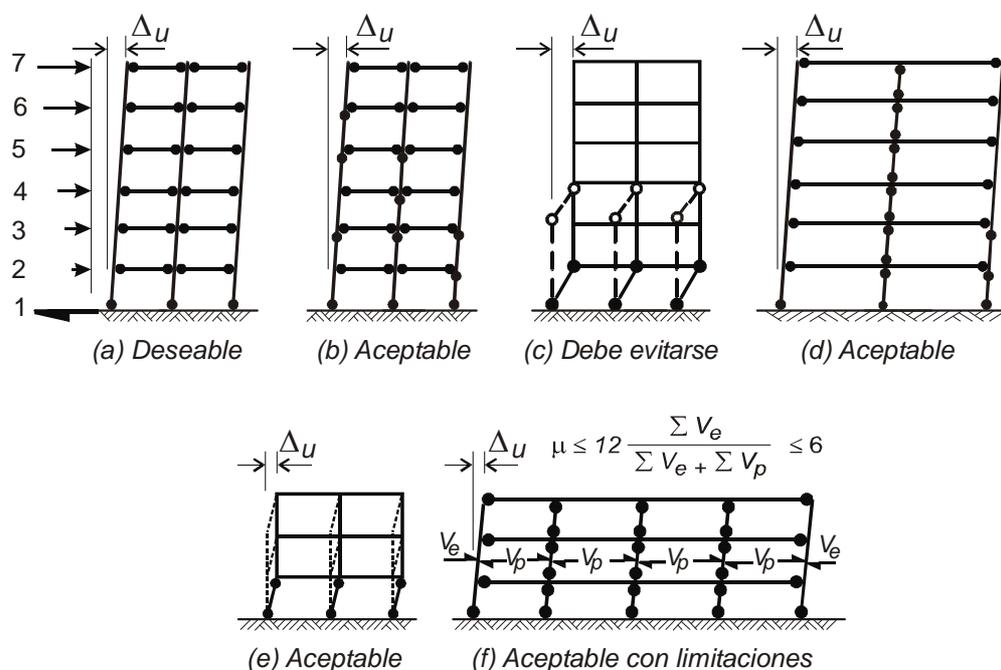
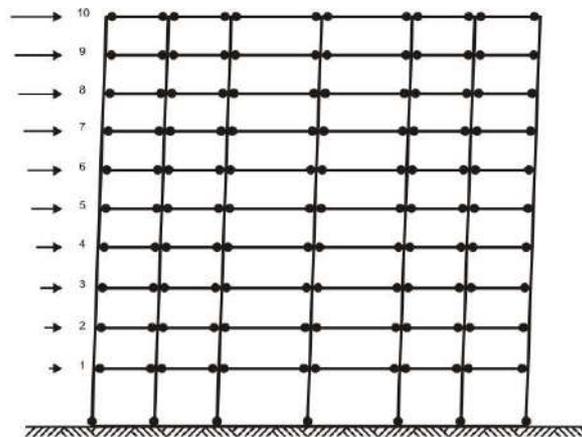
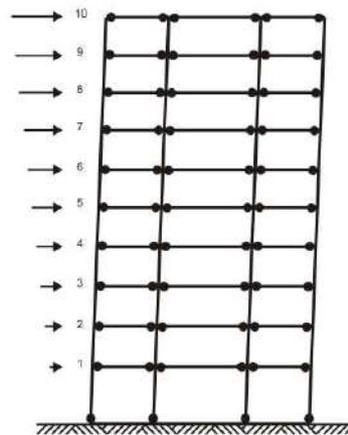


Fig. A: Mecanismo de colapso en edificios aporricados de varios pisos

El mecanismo de colapso adoptado para el ejemplo es el ilustrado en la Fig. B, es decir, un mecanismo deseable basado en la flexión como fuente de disipación de energía. En la medida que sea posible es conveniente adoptar este mecanismo ya que como se mencionó anteriormente la disipación de energía se concentra en los extremos de las vigas, disminuyendo la probabilidad de rótulas plásticas en columnas por encima del segundo nivel. Este mecanismo permite que todos los elementos estructurales (vigas), contribuyan a disipar la energía introducida por el terremoto, sin concentraciones puntuales en algunas partes de la construcción.



Esquema mecanismo de pórticos dirección Y - Y



Esquema mecanismo de pórticos dirección X - X

Nota: El mecanismo adoptado está basado en la flexión como fuente de disipación de energía

Fig. B: Mecanismo de colapso adoptado

(2.2.,R.II.) **1.2.2.c. Verificación de las dimensiones de vigas y columnas**

(2.3.,R.II.) *Es importante que se establezca alguna relación entre la altura, ancho y luz libre de los elementos, particularmente si se espera que el elemento exhiba una respuesta dúctil ante el terremoto de diseño. Si el elemento es demasiado esbelto, puede ocurrir el pandeo lateral del borde comprimido. Si el elemento es demasiado robusto (poco esbelto), puede ser difícil controlar la degradación de rigidez y resistencia que resulta de los efectos del corte.*

(2.2.1.1.,R.II.) **1.2.2.c.1. Vigas**

Las dimensiones de las vigas de los diferentes niveles se indican en la Fig. 3 , y las longitudes de las mismas se obtienen de la Fig. 2 , es decir:

Niveles 1º a 4º

$$b_w = 400\text{mm}$$

$$h_b = 800\text{mm}$$

$$L_n = (6500 - 850)\text{mm} = 5650\text{mm (long. más desfavorable)}$$

$$\frac{L_n}{b_w} = \frac{5650\text{mm}}{400\text{mm}} = 14,1 < 25 \quad \text{verifica}$$

$$\frac{L_n h_b}{b_w^2} = \frac{(5650 \times 800)\text{mm}^2}{400^2 \text{mm}^2} = 28,3 < 100 \quad \text{verifica}$$

Niveles 5º a 7º

$$b_w = 350\text{mm}$$

$$h_b = 700\text{mm}$$

$$L_n = (6500 - 800)\text{mm} = 5700\text{mm (long. más desfavorable)}$$

$$\frac{L_n}{b_w} = \frac{5700\text{mm}}{350\text{mm}} = 16,3 < 25 \quad \text{verifica}$$

$$\frac{L_n h_b}{b_w^2} = \frac{(5700 \times 700)\text{mm}^2}{350^2 \text{mm}^2} = 32,6 < 100 \quad \text{verifica}$$

Niveles 8º a 10º

$$b_w = 300\text{mm}$$

$$h_b = 600\text{mm}$$

$$L_n = (6500 - 650)\text{mm} = 5850\text{mm (long. más desfavorable)}$$

$$\frac{L_n}{b_w} = \frac{5850\text{mm}}{300\text{mm}} = 19,5 < 25 \quad \text{verifica}$$

$$\frac{L_n h_b}{b^2_w} = \frac{(5850 \times 600)\text{mm}^2}{300^2 \text{mm}^2} = 39,0 < 100 \quad \text{verifica}$$

(2.2.1.3.,R.II.) Por otro lado, para las vigas de los diferentes niveles se verifica que:

$$b_w > 200\text{mm} \quad \text{verifica}$$

(2.3.1.1.,R.II.) **1.2.2.c.2. Columnas**

Las dimensiones de las columnas de los diferentes niveles se indican en la Fig. 3 , y las alturas de las mismas se obtienen de la Fig. 2 , es decir:

Nivel 1º

a) Columnas perimetrales

$$b_c = 750\text{mm}$$

$$h_c = 750\text{mm}$$

$$L_n = (4500 - 800)\text{mm} = 3700\text{mm}$$

$$\frac{L_n}{b_c} = \frac{3700\text{mm}}{750\text{mm}} = 4,9 < 25 \quad \text{verifica}$$

$$\frac{L_n h_c}{b^2_c} = \frac{(3700 \times 750)\text{mm}^2}{750^2 \text{mm}^2} = 4,9 < 100 \quad \text{verifica}$$

b) Columnas interiores

$$b_c = 850\text{mm}$$

$$h_c = 850\text{mm}$$

$$L_n = (4500 - 800)\text{mm} = 3700\text{mm}$$

$$\frac{L_n}{b_c} = \frac{3700\text{mm}}{850\text{mm}} = 4,4 < 25 \quad \text{verifica}$$

$$\frac{L_n h_c}{b_c^2} = \frac{(3700 \times 850)\text{mm}^2}{850^2 \text{mm}^2} = 4,4 < 100 \quad \text{verifica}$$

c) Columnas interiores centrales

$$b_c = 950\text{mm}$$

$$h_c = 950\text{mm}$$

$$L_n = (4500 - 800)\text{mm} = 3700\text{mm}$$

$$\frac{L_n}{b_c} = \frac{3700\text{mm}}{950\text{mm}} = 3,9 < 25 \quad \text{verifica}$$

$$\frac{L_n h_c}{b_c^2} = \frac{(3700 \times 950)\text{mm}^2}{950^2 \text{mm}^2} = 3,9 < 100 \quad \text{verifica}$$

Niveles 2º a 4º

a) Columnas perimetrales

$$b_c = 750\text{mm}$$

$$h_c = 750\text{mm}$$

$$L_n = (3200 - 800)\text{mm} = 2400\text{mm}$$

$$\frac{L_n}{b_c} = \frac{2400\text{mm}}{750\text{mm}} = 3,2 < 25 \quad \text{verifica}$$

$$\frac{L_n h_c}{b_c^2} = \frac{(2400 \times 750)\text{mm}^2}{750^2 \text{mm}^2} = 3,2 < 100 \quad \text{verifica}$$

b) Columnas interiores

$$b_c = 850\text{mm}$$

$$h_c = 850\text{mm}$$

$$L_n = (3200 - 800)\text{mm} = 2400\text{mm}$$

$$\frac{L_n}{b_c} = \frac{2400\text{mm}}{850\text{mm}} = 2,8 < 25 \quad \text{verifica}$$

$$\frac{L_n h_c}{b^2_c} = \frac{(2400 \times 850)\text{mm}^2}{850^2 \text{mm}^2} = 2,8 < 100 \quad \text{verifica}$$

c) Columnas interiores centrales

$$b_c = 950\text{mm}$$

$$h_c = 950\text{mm}$$

$$L_n = (3200 - 800)\text{mm} = 2400\text{mm}$$

$$\frac{L_n}{b_c} = \frac{2400\text{mm}}{950\text{mm}} = 2,5 < 25 \quad \text{verifica}$$

$$\frac{L_n h_c}{b^2_c} = \frac{(2400 \times 950)\text{mm}^2}{950^2 \text{mm}^2} = 2,5 < 100 \quad \text{verifica}$$

Niveles 5º a 7º

a) Columnas perimetrales

$$b_c = 700\text{mm}$$

$$h_c = 700\text{mm}$$

$$L_n = (3100 - 700)\text{mm} = 2400\text{mm}$$

$$\frac{L_n}{b_c} = \frac{2400\text{mm}}{700\text{mm}} = 3,4 < 25 \quad \text{verifica}$$

$$\frac{L_n h_c}{b^2_c} = \frac{(2400 \times 700)\text{mm}^2}{700^2 \text{mm}^2} = 3,4 < 100 \quad \text{verifica}$$

b) Columnas interiores

$$b_c = 800\text{mm}$$

$$h_c = 800\text{mm}$$

$$L_n = (3100 - 700)\text{mm} = 2400\text{mm}$$

$$\frac{L_n}{b_c} = \frac{2400\text{mm}}{800\text{mm}} = 3,0 < 25 \quad \text{verifica}$$

$$\frac{L_n h_c}{b^2_c} = \frac{(2400 \times 800)\text{mm}^2}{800^2 \text{mm}^2} = 3,0 < 100 \quad \text{verifica}$$

c) Columnas interiores centrales

$$b_c = 850\text{mm}$$

$$h_c = 850\text{mm}$$

$$L_n = (3100 - 700)\text{mm} = 2400\text{mm}$$

$$\frac{L_n}{b_c} = \frac{2400\text{mm}}{850\text{mm}} = 2,8 < 25 \quad \text{verifica}$$

$$\frac{L_n h_c}{b^2_c} = \frac{(2400 \times 850)\text{mm}^2}{850^2 \text{mm}^2} = 2,8 < 100 \quad \text{verifica}$$

Niveles 8º a 10º

a) Columnas perimetrales

$$b_c = 550\text{mm}$$

$$h_c = 550\text{mm}$$

$$L_n = (3000 - 600)\text{mm} = 2400\text{mm}$$

$$\frac{L_n}{b_c} = \frac{2400\text{mm}}{550\text{mm}} = 4,4 < 25 \quad \text{verifica}$$

$$\frac{L_n h_c}{b^2_c} = \frac{(2400 \times 550)\text{mm}^2}{550^2 \text{mm}^2} = 4,4 < 100 \quad \text{verifica}$$

b) Columnas interiores

$$b_c = 650\text{mm}$$

$$h_c = 650\text{mm}$$

$$L_n = (3000 - 600)\text{mm} = 2400\text{mm}$$

$$\frac{L_n}{b_c} = \frac{2400\text{mm}}{650\text{mm}} = 3,7 < 25 \quad \text{verifica}$$

$$\frac{L_n h_c}{b_c^2} = \frac{(2400 \times 650)\text{mm}^2}{650^2 \text{mm}^2} = 3,7 < 100 \quad \text{verifica}$$

c) Columnas interiores centrales

$$b_c = 700\text{mm}$$

$$h_c = 700\text{mm}$$

$$L_n = (3000 - 600)\text{mm} = 2400\text{mm}$$

$$\frac{L_n}{b_c} = \frac{2400\text{mm}}{700\text{mm}} = 3,4 < 25 \quad \text{verifica}$$

$$\frac{L_n h_c}{b_c^2} = \frac{(2400 \times 700)\text{mm}^2}{700^2 \text{mm}^2} = 3,4 < 100 \quad \text{verifica}$$

(2.3.1.3.,R.II.) *Por otro lado, para las columnas de los distintos niveles se verifica que:*

$$b_c = h_c > 200\text{mm} \quad \text{verifica}$$

(2.2.1.,R.II.) **1.3. REDISTRIBUCIÓN DE MOMENTOS EN VIGAS**

“La redistribución de momentos de flexión conduce a la obtención de una mejor distribución de resistencias a lo largo de las vigas”.

Los propósitos principales de la redistribución de momentos son los siguientes:

Reducir el máximo momento absoluto, usualmente negativo y compensarlo incrementando los momentos, usualmente positivos, en las secciones no críticas. Cuando sea posible, el ajuste debe hacerse de manera tal que los momentos de diseño negativos y positivos en las secciones críticas tiendan a la igualdad. Esto conducirá a una disposición simple y a menudo simétrica de las armaduras longitudinales de flexión en estas secciones.

- 1. Igualar los requerimientos de momentos críticos para las secciones de vigas ubicadas en las caras opuestas de las columnas interiores, resultantes de la reversión de la dirección de las fuerzas sísmicas. Esto permitirá no terminar ni anclar las armaduras longitudinales en un nudo interno.*
- 2. Utilizar la capacidad de momento positiva mínima requerida por el Reglamento, cuando ésta exceda las demandas derivadas de un análisis elástico.*
- 3. Reducir las demandas de momento en las columnas críticas, particularmente aquellas sujetas a pequeñas compresiones o tracciones axiales. Esto es necesario, a veces, para evitar el uso de armadura longitudinal excesiva en las columnas.*

(2.2.3.3.(a);(b), R.II.) *Los puntos principales a considerar son:*

- A) Se debe mantener el equilibrio para las acciones de las cargas gravitatorias y sísmicas.*
- B) Los momentos de diseño no deben reducirse por debajo del 70% de los valores obtenidos del análisis elástico para cualquier combinación de estados de cargas.*

C) El momento de flexión redistribuido no debe exceder el 30% del máximo absoluto obtenido del análisis elástico para cualquier combinación de estados de cargas.

La redistribución de momentos de flexión está asociada con la formación de dos rótulas plásticas en cada viga.

El procedimiento de redistribución de momentos de flexión de vigas que se desarrolla a continuación, está basado en la igualdad de los momentos superiores e inferiores a caras de columnas. El mismo se resume en planillas que corresponden a las vigas de un nivel determinado de la estructura, para el estado de carga considerado.

Esta metodología no necesariamente generará un aprovechamiento óptimo de las armaduras longitudinales para todas las situaciones consideradas. Los estados combinados que involucran sólo las cargas gravitatorias, en general, dependiendo de la zona sísmica de que se trate, podrán o no ser críticos. En este caso, por tratarse de un edificio ubicado en zona sísmica 4, con luces de vigas normales (no más de 7 m de longitud), el diseño de la estructura aporticada está regido por los estados que consideran combinaciones de las cargas gravitatorias mayoradas y el efecto sísmico. Posteriormente, la estructura con la capacidad flexional provista por los estados de diseño que involucran las acciones sísmicas, debe verificarse con los estados de cargas gravitatorias puros.

Existen otras técnicas que pueden consultarse en la referencia bibliográfica 3.

*Cada planilla de “redistribución de momentos de flexión de vigas” se identifica con la letra **R**, el número que sigue indica el nivel al que pertenecen las vigas y el siguiente, el estado de cargas considerado. Por ejemplo, **R1.1** corresponde a las vigas del nivel 1, del pórtico considerado (X1 ó Y4) y al estado de cargas 1 (ver página 29).*

En ellas se identifican las vigas, las columnas con su ancho en [m], el nivel y el pórtico al que corresponden, el estado de cargas gravitatorias mayoradas, el estado de cargas sísmicas en la dirección considerada y

el estado combinado resultante. Cada planilla de redistribución está asociada a una “planilla de cálculos auxiliares”.

El procedimiento a emplear se detallará, en general, para las vigas del **nivel 1, pórtico Y4**, y en particular para la **viga 148** de ese nivel (ver planilla R1.1 y planilla de cálculos auxiliares correspondiente). El mismo procedimiento se utiliza para las vigas de los niveles 5 y 10, correspondientes a los pórticos Y4 y X1, que puede consultarse en el Anexo 1.

Los momentos de flexión obtenidos del análisis elástico (referidos a los ejes centrales de las columnas) de las vigas de los niveles 1, 5 y 10 para diferentes estados y combinaciones de cargas correspondientes a los pórticos Y4 y X1, que deben consultarse, se ilustran en las figuras de las páginas 37 a 53.

Las notas (a ÷ j) que a continuación se detallan, indican los pasos necesarios para la realización de la redistribución:

- (a) Se muestra para cada viga los valores de los momentos de flexión referidos a los apoyos **A** y **B**, correspondientes al estado considerado de cargas gravitatorias mayoradas ($1,2D + 0,5L + E_V$).
- (b) Se indica para cada viga en ambos apoyos los valores de los momentos de flexión correspondientes al estado de cargas sísmicas ($E_H \rightarrow$). En esta línea se muestra además, la suma de los momentos sísmicos (valores últimos) en la columna final de la planilla. Para pórticos regulares donde los puntos de inflexión en las columnas para un piso en particular se encuentran aproximadamente a la misma altura, la suma de los momentos extremos de vigas son proporcionales al esfuerzo de corte de piso. Este valor debe mantenerse constante en todo el proceso de redistribución, para prevenir una pérdida del corte sísmico de piso.
- (c) Se muestra para cada viga los valores de los momentos de flexión referidos a los apoyos **A** y **B**, correspondientes al estado combinado de cargas gravitatorias mayoradas y sísmicas, obtenidos del análisis elástico, **Fig. 13(a)**.

CÁLCULOS AUXILIARES (Vigas Nivel 1 - Pórtico Y4)
(ESTADO DE CARGA: 1,2 D + 0,5 L + Ev + Eh ; sismo izquierda)

[Determinación de "q" (kN/m)]

VIGA	M _a (kNm)	M _b (kNm)	M _{1/2} (kNm)	h _{c1} (m)	h _{c2} (m)	l _e (m)	l _c (m)	M ^T _{máx} (kNm)	q (kN/m)
148	41,5	33,4	22,6	0,75	0,85	4,5	3,70	60,1	23,7
149	37,0	41,5	20,8	0,85	0,95	4,5	3,60	60,1	23,7
150	96,6	93,6	52,8	0,95	0,95	6,5	5,55	147,9	28,0
151	93,6	96,6	52,8	0,95	0,95	6,5	5,55	147,9	28,0
152	41,5	37,0	20,8	0,95	0,85	4,5	3,60	60,1	23,7
153	33,4	41,5	22,6	0,85	0,75	4,5	3,70	60,1	23,7

[Determinación de "Momentos a las caras de columnas"]

VIGA	M _{EA} (kNm)	M _{EB} (kNm)	M _A (kNm)	M _B (kNm)	($\sum M_A$)/6	($\sum M_B$)/6	V _{BC} (kN)	M ^C _{AC} (kNm)	M ^C _{BC} (kNm)	V _{SS} (kN)	M ^C _{AS} (kNm)	M ^C _{BS} (kNm)
148	467,8	-470,5	426,3	-503,8			199,97	317,68	422,20	53,38	18,3	20,5
149	498,8	-510,7	461,7	-552,2			199,97	307,68	412,20	53,38	20,5	22,7
150	376,1	-376,9	278,5	-470,5	392,7	507,2	138,44	326,91	441,43	91,02	40,1	40,1
151	376,8	-375,1	283,2	-471,7			138,44	326,91	441,43	91,02	40,1	40,1
152	510,6	-498,7	469,2	-535,7			199,97	297,68	422,20	53,38	22,7	20,5
153	470,4	-467,7	437,1	-509,2			199,97	307,68	432,20	53,38	20,5	18,3

[Determinación de "Momentos a caras de columnas y esfuerzos de corte a caras y ejes de columnas"]

VIGA	d [mm]	d' [mm]	φ	f _y	M ^C _A (kNm)	M ^C _B (kNm)	V ^C _A (kN)	V ^C _B (kN)	V ^C _A (kN)	V ^C _B (kN)
148	750	50			336,0	401,7	146,59	253,34	155,5	243,3
149	750	50			328,2	389,5	146,59	253,34	156,7	242,1
150	750	50	0,9	420	367,0	401,4	47,42	229,45	60,7	216,2
151	750	50			367,0	401,4	47,42	229,45	60,7	216,2
152	750	50			320,4	401,7	146,59	253,34	157,9	243,3
153	750	50			328,2	413,8	146,59	253,34	156,7	244,4

Sección arm. losa	377									
Columnas	3	8	14	20	26	32	37			
Ancho col.	0,75	0,85	0,95	0,95	0,95	0,85	0,75			

ESTADO DE CARGA	1,2 D + 0,5 L + Ev
ESTADO DE CARGA	1,2 D + 0,5 L + Ev + Eh

Planilla R 1.1: REDISTRIBUCIÓN DE MOMENTOS
(Vigas Nivel 1 - Pórtico Y4)

Estado de Carga: 1,2 D + 0,5 L + Ev + EH

LINEA	ITEM	NOTA	COLUMNAS												$(\Sigma M)/6$	ΣM			
			3		8		14		20		26		32				37		
			0,75	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85			0,85	0,75	
1	1,2 D + 0,5 L + Ev	a	-41,5	-33,4	-37,0	-41,5	-96,6	-93,6	-96,6	-93,6	-96,6	-93,6	-41,5	-37,0	-41,5	-33,4	-41,5		
2	E _H →	b	467,8	-470,5	498,8	-510,7	375,1	-376,9	375,1	-376,9	376,8	-375,1	510,6	-498,7	470,4	-467,7		5399,1	
3	1,2 D + 0,5 L + Ev + EH	c	426,3	503,8	461,7	552,2	278,5	470,5	283,2	471,7	469,2	535,7	437,1	509,2				5399,1	
4	Máxima Redistribución	d	151,1		165,7		141,2		141,5		160,7		152,8						
5	Igualdad de M(-) y M(+) a ejes de columnas	e	392,7	507,2	392,7	507,2	392,7	507,2	392,7	507,2	392,7	507,2	392,7	507,2	392,7	507,2		5399,1	
6	Momentos a caras de columnas	f	336,0	401,7	328,2	389,5	367,0	401,4	367,0	401,4	367,0	401,7	328,2	413,8					
7	Igualdad de M(-) y M(+) a caras de columnas, por viga	g	368,8	368,8	358,9	358,9	384,2	384,2	384,2	384,2	384,2	384,2	361,0	361,0	371,0	371,0	371,3		
8	Igualdad de M(-) y M(+) a caras de columnas para todas las vigas	h	371,3	371,3	371,3	371,3	371,3	371,3	371,3	371,3	371,3	371,3	371,3	371,3	371,3	371,3	371,3		
9	Momentos resultantes a ejes de columnas	i	428,0	476,9	435,8	489,0	397,0	477,2	397,0	477,2	443,7	476,9	435,8	464,7				5399,1	
10	Reducción de momentos a ejes de columnas	j	26,9		63,2		-6,7		-5,5		58,8		44,5						

(2.2.3.3(a), R.II.) (d) Se indica la mayor disminución permitida del valor máximo absoluto de los momentos de flexión correspondientes a cada viga. La redistribución de momentos, será tal que no se reduzca más del 30% el máximo momento de flexión de la viga considerada, para cualquier estado de carga. Los valores límites son:

$$(Vigas 148) \rightarrow 30\%503,8\text{kNm} = 151,1\text{kNm}$$

$$(Vigas 149) \rightarrow 30\%552,2\text{kNm} = 165,7\text{kNm}$$

$$(Vigas 150) \rightarrow 30\%470,5\text{kNm} = 141,2\text{kNm}$$

$$(Vigas 151) \rightarrow 30\%471,7\text{kNm} = 141,5\text{kNm}$$

$$(Vigas 152) \rightarrow 30\%535,7\text{kNm} = 160,7\text{kNm}$$

$$(Vigas 153) \rightarrow 30\%509,2\text{kNm} = 152,8\text{kNm}$$

(e) Se indica la igualdad (promedio) de los momentos $M^{(+)}$ y $M^{(-)}$ a ejes de columnas, Fig.13(b), es decir:

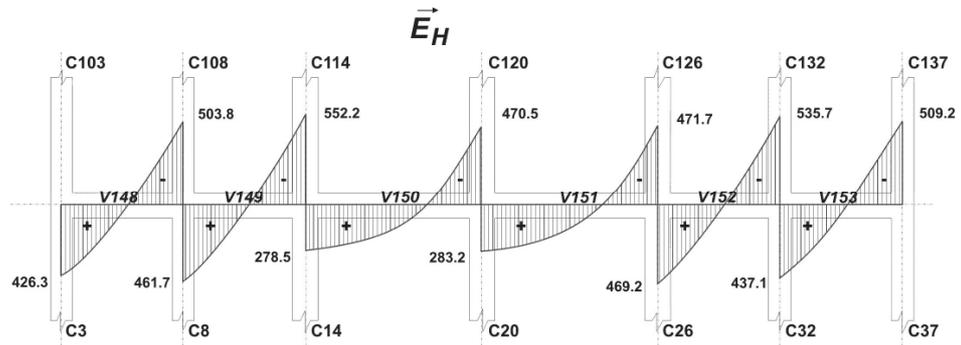
$$M^{(+)} = \frac{1}{6} (426,3 + 461,7 + 278,5 + 283,2 + 469,2 + 437,1) = 392,7\text{kNm}$$

$$M^{(-)} = \frac{1}{6} (503,8 + 552,2 + 470,5 + 471,7 + 535,7 + 509,2) = 507,2\text{kNm}$$

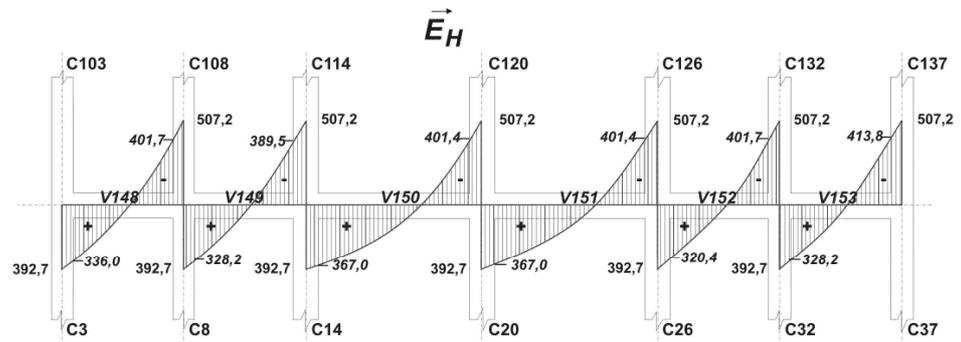
La suma de los momentos de flexión (última columna de la planilla) se mantiene constante.

(f) Se muestra para ambos extremos de las vigas, los valores de los momentos de flexión referidos a las caras de las columnas correspondientes. Estos, se pueden obtener gráficamente o mediante cálculos analíticos empleando los valores de los momentos a ejes de columnas. Es evidente que los valores obtenidos mediante cualquier procedimiento gráfico, más allá de sus aproximaciones, debe arrojar valores similares a los resultantes del procedimiento analítico.

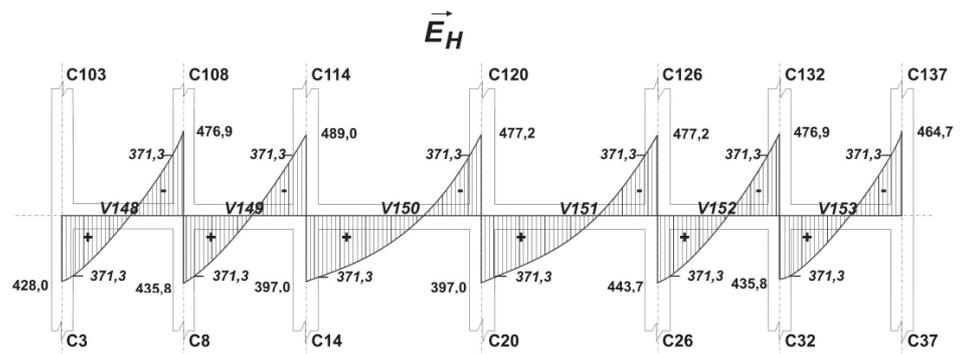
Es necesario la determinación de los momentos a las caras de las columnas ya que allí es donde se ha supuesto, en el mecanismo de colapso adoptado, se producirán las rótulas plásticas.



(a) Momentos de flexión no redistribuidos [kNm]
(Línea 3 - Planilla redistribución)



(b) Igualdad de momentos de flexión promedios a ejes de columnas [kNm]
Momentos de flexión no redistribuidos a caras columnas [kNm]
(Líneas 5 y 6 - Planilla redistribución)



(c) Igualdad de momentos de flexión a caras de columnas [kNm]
Momentos de flexión redistribuidos a ejes de columnas [kNm]
(Líneas 8 y 9 - Planilla redistribución)

Fig. 13: REDISTRIBUCIÓN DE MOMENTOS DE FLEXIÓN

ESTADO DE CARGA: $(1.2 D + 0.5 L + E_v + \vec{E}_H)$

[Sismo izquierda - Vigas Nivel 1]

El procedimiento analítico empleado se detalla en la Fig.14 , para la V148 y el estado de cargas $(1,2D + 0,5L + E_V + \vec{E}_H)$. (Consultar planilla de cálculos auxiliares para la V148 – Pórtico Y4).

La configuración resultante de los momentos de flexión de las vigas se determina por superposición de efectos, es decir, considerando dos vigas simplemente apoyadas, una sometida a momentos en sus extremos A) y la otra sujeta a la carga gravitatoria operante B). Ambos casos corresponden a un estado de carga determinado.

Esfuerzos de corte a las caras de las columnas

El esfuerzo de corte a ejes de columnas, se obtiene:

$$V^e = V_{BC} \pm V_{SS}$$

donde:

$$V_{BC} = 200,0\text{kN} \text{ [(esfuerzo de corte a ejes de columnas, caso A)]}$$

$$V_{SS} = \pm 53,4\text{kN} \text{ [(esfuerzo de corte a ejes de columnas, caso B)]}$$

Los esfuerzos de corte resultantes a los ejes de las columnas C_3 y C_8 resultan:

$$V_{C_3}^e = 200\text{kN} - 53,4\text{kN} = 146,6\text{kN}$$

$$V_{C_8}^e = 200\text{kN} + 53,4\text{kN} = 253,4\text{kN}$$

- El esfuerzo de corte a la cara de la columna C_3 se obtiene como:

$$V_{C_3}^c = V_{C_3}^e + q \frac{h_{C_3}}{2}$$

$$V_{C_3}^c = 146,6\text{kN} + \frac{23,7\text{kN/m} \times 0,75\text{m}}{2}$$

$$V_{C_3}^c = 155,5\text{kN}$$

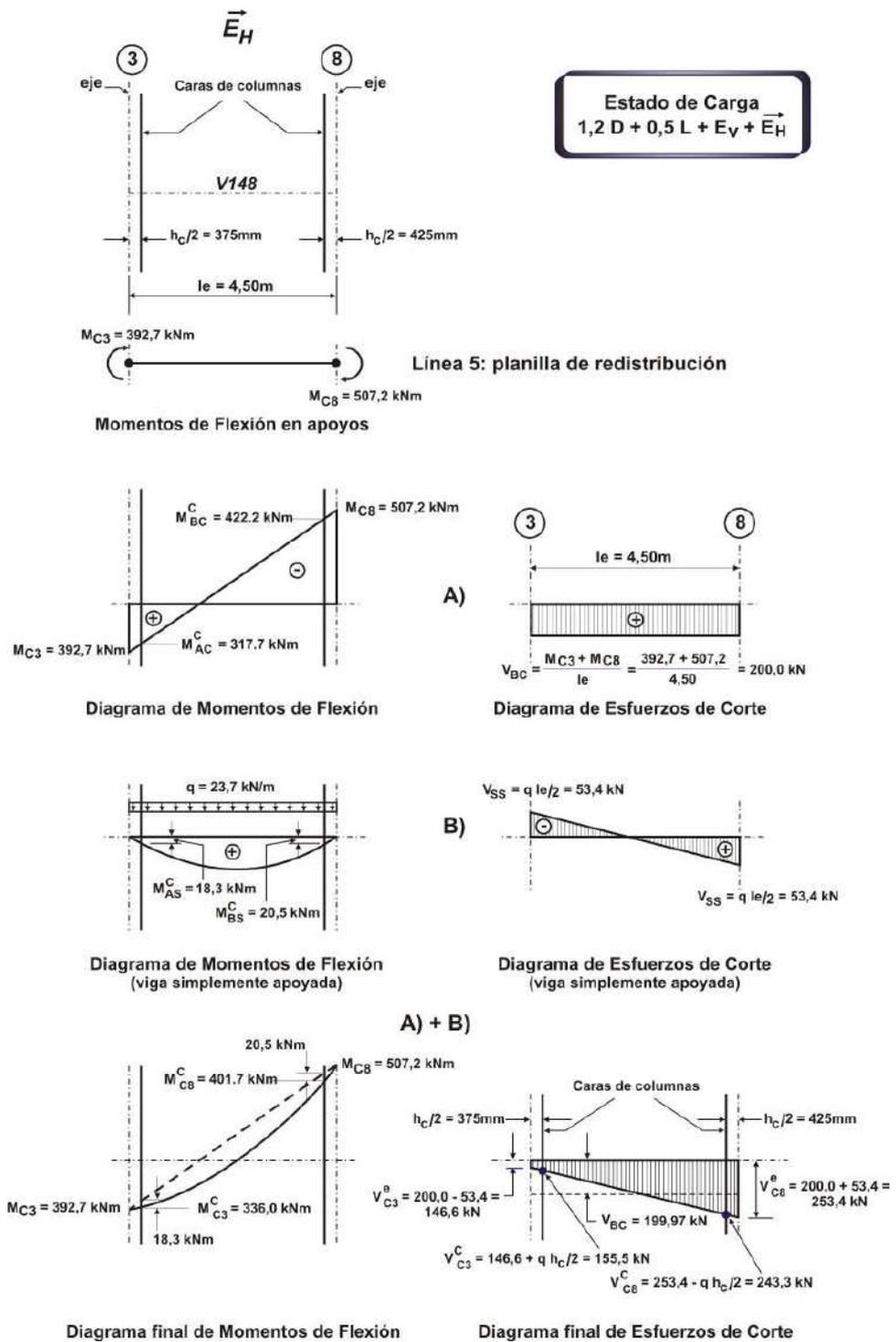


Fig. 14: CONSTRUCCIÓN DE DIAGRAMAS DE MOMENTOS DE FLEXIÓN Y ESFUERZOS DE CORTE (Viga 148)

- El esfuerzo de corte a la cara de la columna C_8 resulta, entonces:

$$V_{C_8}^c = V_{C_8}^e - q \frac{h_{C_8}}{2}$$

$$V_{C_8}^c = 253,4 \text{ kN} - 23,7 \text{ kN/m} \times \frac{0,85 \text{ m}}{2}$$

$$V_{C_8}^c = 243,3 \text{ kN}$$

Momentos de flexión a las caras de las columnas

El momento de flexión a la cara de la columna C_3 [caso A)], resulta:

$$M_{AC}^c = M_{C_3} - V_{BC} \frac{h_{C_3}}{2}$$

$$M_{AC}^c = 392,7 \text{ kNm} - 200,0 \text{ kN} \times \frac{0,75 \text{ m}}{2}$$

$$M_{AC}^c = 317,7 \text{ kNm}$$

El momento de flexión a la cara de la columna C_3 [caso B)], resulta:

$$M_{AS}^c = q \frac{l_e}{2} \frac{h_{C_3}}{2} - \frac{q}{2} \left(\frac{h_{C_3}}{2} \right)^2$$

$$M_{AS}^c = 23,7 \text{ kN/m} \times \frac{4,50 \text{ m}}{2} \times \frac{0,75 \text{ m}}{2} - \frac{23,7 \text{ kN/m}}{2} \times \left(\frac{0,75 \text{ m}}{2} \right)^2$$

$$M_{AS}^c = 18,3 \text{ kNm}$$

- El momento de flexión resultante a la cara de la columna C_3 , Fig.13(b), se obtiene como:

$$M_{C_3}^c = M_{AC}^c + M_{AS}^c$$

$$M_{C_3}^c = 317,7 \text{ kNm} + 18,3 \text{ kNm}$$

$$M_{C_3}^c = 336,0 \text{ kNm}$$

Operando de igual modo, se obtiene el momento de flexión a la cara de la columna C_8 :

El momento de flexión a la cara de la columna C_8 [caso A)], resulta:

$$M_{BC}^C = M_{C8} - V_{BC} \frac{h_{C8}}{2}$$

$$M_{BC}^C = 507,2 \text{ kNm} - 200,0 \text{ kN} \times \frac{0,85 \text{ m}}{2}$$

$$M_{BC}^C = 422,2 \text{ kNm}$$

El momento de flexión a la cara de la columna C_8 [caso B)] resulta:

$$M_{BS}^C = q \frac{l_e}{2} \frac{h_{C8}}{2} - \frac{q}{2} \left(\frac{h_{C8}}{2} \right)^2$$

$$M_{BS}^C = 23,7 \text{ kN/m} \times \frac{4,50 \text{ m}}{2} \times \frac{0,85 \text{ m}}{2} - \frac{23,7 \text{ kN/m}}{2} \times \left(\frac{0,85 \text{ m}}{2} \right)^2$$

$$M_{BS}^C = 20,5 \text{ kNm}$$

- El momento de flexión resultante a la cara de la columna C_8 , Fig.13(b), se obtiene como:

$$M_{C8}^C = M_{BC}^C - M_{BS}^C$$

$$M_{C8}^C = 422,2 \text{ kNm} - 20,5 \text{ kNm}$$

$$M_{C8}^C = 401,7 \text{ kNm}$$

El procedimiento empleado se realiza para todas las vigas que componen ese nivel del pórtico, y para los diferentes estados de cargas considerados.

- (g) Se indica para cada viga la igualdad de los momentos $M^{(-)}$ y $M^{(+)}$ a las caras de columnas, obtenidos mediante:

$$\text{Valor promedio V148 : } \frac{(336,0 + 401,7) \text{ kNm}}{2} = 368,8 \text{ kNm}$$

$$\text{Valor promedio V149} : \frac{(328,2 + 389,5) \text{ kNm}}{2} = 358,9 \text{ kNm}$$

$$\text{Valor promedio V150} : \frac{(367,0 + 401,4) \text{ kNm}}{2} = 384,2 \text{ kNm}$$

$$\text{Valor promedio V151} : \frac{(367,0 + 401,4) \text{ kNm}}{2} = 384,2 \text{ kNm}$$

$$\text{Valor promedio V152} : \frac{(320,4 + 401,7) \text{ kNm}}{2} = 361,0 \text{ kNm}$$

$$\text{Valor promedio V153} : \frac{(328,2 + 413,8) \text{ kNm}}{2} = 371,0 \text{ kNm}$$

- (h) Puede observarse que los valores promedios de los momentos a las caras de columnas son distintos para cada viga debido a las diferencias de luces y anchos de columnas. Como el objetivo de la redistribución es igualar los valores de los momentos de flexión a las caras de las columnas, de manera que la cantidad y disposición de armaduras longitudinales se aproxime al óptimo, se procede a sumar los valores promedios de cada viga y se los divide en el número de vanos correspondientes, Fig.13(c), es decir:

$$\frac{1}{6} (368,8 + 358,9 + 384,2 + 384,2 + 361,0 + 371,0) \text{ kNm} = 371,3 \text{ kNm}$$

- (i) Para obtener los momentos de flexión resultantes a ejes de columnas (línea 9), la diferencia entre el valor promedio obtenido (371,3 kNm) con los correspondientes valores de la línea 6 para cada apoyo, debe sumarse y restarse a los valores de la línea 5, es decir, para la V148 resulta:

$$\text{Diferencia} : (|371,3 - 336,0|) \text{ kNm} = 35,3 \text{ kNm}$$

$$\text{Diferencia} : (|371,3 - 401,7|) \text{ kNm} = 30,4 \text{ kNm}$$

Momentos a ejes, Fig.13(c):

$$(392,7 + 35,3) \text{ kNm} = 428,0 \text{ kNm}$$

$$(507,2 - 30,4) \text{ kNm} = 476,9 \text{ kNm}$$

Se verifica que el equilibrio se mantiene, ya que la sumatoria de los momentos resultantes a ejes de columnas permanece invariable (última columna de la planilla).

- (j) *Se indican los valores correspondientes a la reducción de momentos realizada, los que no deben superar los obtenidos para cada viga en la línea 4.*

La verificación se efectúa restando el máximo valor para cada viga de la línea 9, con el máximo de la línea 3. Para el caso de la V148 resulta:

$$(503,8 - 476,9)kNm = 26,9kNm < 151,1kNm$$

Las planillas de redistribución de momentos de flexión y planillas de cálculos auxiliares para las vigas de los niveles 5 y 10 correspondientes a los pórticos Y4 y X1, para los diferentes estados de cargas considerados, se pueden consultar en el Anexo 1.

1.3.1. Comentarios:

En el caso particular de este ejemplo la posición de las rótulas plásticas se han previsto que ocurran en las caras de las columnas (ver pag.69).

- (2.2.5., R.II.) *Si la sección crítica de la zona de formación potencial de rótula plástica se ubica a una distancia igual a $2h_b$ de las caras de las columnas, el estructuralista debe considerar el aumento de la demanda de ductilidad local y detallar en consecuencia.*

Es importante destacar, que en aquellas situaciones donde el diseño está gobernado por las acciones debidas a las cargas gravitatorias, es muy posible que las rótulas plásticas se produzcan lejos de las caras de las columnas. En estos casos, el diseñador puede aceptar esta ubicación de las rótulas plásticas o rediseñarlas, ubicándolas en lugares más adecuados a la resistencia flexional provista a lo largo de la viga, utilizando para ello especiales detalles de las armaduras longitudinales y transversales.

Nota: Para el caso de las vigas del nivel 10 (Anexo I) la redistribución no tiene mayor sentido, ya que las dimensiones de estas requieren una armadura mínima mucho mayor que la que resulta por cálculo, luego de efectuar la redistribución.