

Ejemplo de Diseño Sísmico de un Edificio
Estructurado con Tabiques en Voladizo de Hormigón Armado

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

INPRES

Instituto Nacional de Prevención Sísmica

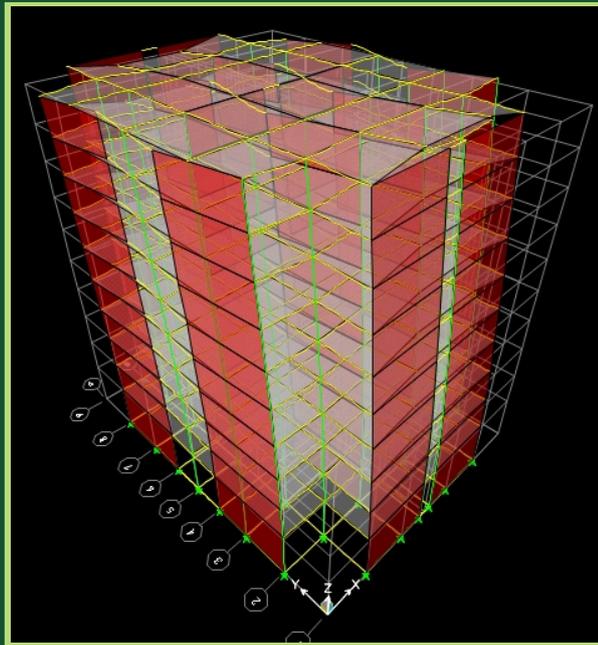
INTI

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 TABIQUES EN VOLADIZO DE HORMIGÓN ARMADO**

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

MAYO 2008

ÍNDICE GENERAL

	<i>Página</i>
<i>I. INTRODUCCIÓN</i>	<i>i</i>
<i>II. DIAGRAMACIÓN Y CONTENIDO</i>	<i>ii</i>
<i>III. EJEMPLO NUMÉRICO</i>	<i>iii</i>
<i>1. EJEMPLO</i>	<i>1</i>
<i>1.a. Descripción general</i>	<i>1</i>
<i>1.b. Características del edificio</i>	<i>1</i>
<i>1.c. Propiedades de los materiales</i>	<i>1</i>
<i>1.d. Características de losas</i>	<i>6</i>
<i>1.e. Consideraciones de durabilidad del hormigón</i>	<i>6</i>
<i>1.1. MÉTODO DE ANÁLISIS</i>	<i>8</i>
<i>1.1.1. Análisis sísmico estático del edificio</i>	<i>8</i>
<i>1.1.1.a. Introducción</i>	<i>8</i>
<i>1.1.1.b. Límites de aplicación del método estático</i>	<i>8</i>

1.1.1.c. Evaluación de fuerzas sísmicas laterales	9
1.1.1.c.1. Cargas gravitatorias a considerar	9
1.1.1.c.2. Periodo fundamental de vibración de la estructura	10
1.1.1.c.3. Ductilidad global de la estructura	14
1.1.1.c.4. Determinación del coeficiente sísmico de diseño	15
1.1.1.c.5. Fuerzas sísmicas horizontales	16
1.1.1.c.6. Esfuerzo de corte en la base de la construcción	16
1.1.1.c.7. Distribución en altura del esfuerzo de corte en la base	17
1.1.1.c.8. Distribución del esfuerzo de corte entre los elementos resistentes (verticales) e cada piso	19
1.1.1. d. Control de deformaciones	22
1.1.1. d.1. Control de la distorsión lateral de piso	23
1.2. MÉTODO DE DISEÑO	26
1.2.1. Rigidez	27

1.2.2. <i>Análisis estructural</i>	29
1.2.2. a. <i>Sección de diseño</i>	32
1.2.2. b. <i>Mecanismo de colapso</i>	41
1.2.2. c. <i>Verificación de las dimensiones de los tabiques</i>	44
1.3. <i>DISEÑO A FLEXIÓN</i>	50
1.3.1. <i>Momentos de diseño en la base</i>	50
1.3.2. <i>Diseño de la armadura longitudinal</i>	53
1.3.2. a. <i>Las acciones de diseño</i>	54
1.3.2. b. <i>Verificación del pandeo fuera del plano</i>	54
1.3.2. c. <i>Estimación de la armadura longitudinal</i>	55
1.3.2. d. <i>Armadura a proveer</i>	58
1.3.3. <i>Verificación de la armadura propuesta a flexión</i>	59
1.3.3.1. <i>Diseño de elementos estructurales mediante el bloque equivalente de tensiones (ACI 318 – Proyecto del nuevo CIRSOC 201)</i>	60
1.3.3.2. <i>Resultados del método numérico aproximado</i>	67

1.3.4. Verificación de las limitaciones dimensionales	69
1.3.5. Factor de sobrerresistencia flexional	71
1.3.6. Longitud de la rótula plástica e interrupción de la armadura longitudinal	71
1.3.7. Empalmes y anclajes	73
1.3.7.a. Determinación de longitudes de anclaje	76
1.3.7.b. Determinación de longitudes de empalme por yuxtaposición	78
1.4. DISEÑO EN ALTURA DE LA ARMADURA EN LOS TABIQUES (T1X – T5Y)	80
1.4.1. Tabique (T1X)	80
1.4.1. a. Factor de sobrerresistencia flexional	80
1.4.1.b. Interrupción en altura de la armadura longitudinal	85
1.4.2. Tabique (T5Y)	87
1.4.2. a. Factor de sobre resistencia flexional	87
1.4.2.b. Interrupción en altura de la armadura longitudinal	92
1.5. DISEÑO DE LA ARMADURA TRANSVERSAL	94

1.5.1. Control del pandeo de las barras longitudinales	94
1.5.2. Confinamiento de la zona comprimida	95
1.6. DISEÑO AL CORTE	97
1.6.1. Esfuerzo de corte de diseño	97
1.6.2. Resistencia al corte	98
1.6.2. a. Tensión nominal de corte	98
1.6.2. b. Contribución del hormigón a la resistencia al corte	99
1.6.3. Diseño de la armadura de corte	100
1.6.3. a. Armadura horizontal	100
1.6.3. b. Armadura vertical	101
1.7. DETERMINACIÓN DE LA ARMADURA TRANSVERSAL (Tabique T1X)	101
1.7.1. Control del pandeo de las barras longitudinales	102
1.7.2. Confinamiento de la zona comprimida	104
1.7.3. DISEÑO AL CORTE	105
1.7.3. a. Esfuerzo de corte de diseño	105
1.7.3. b. Resistencia al corte	107

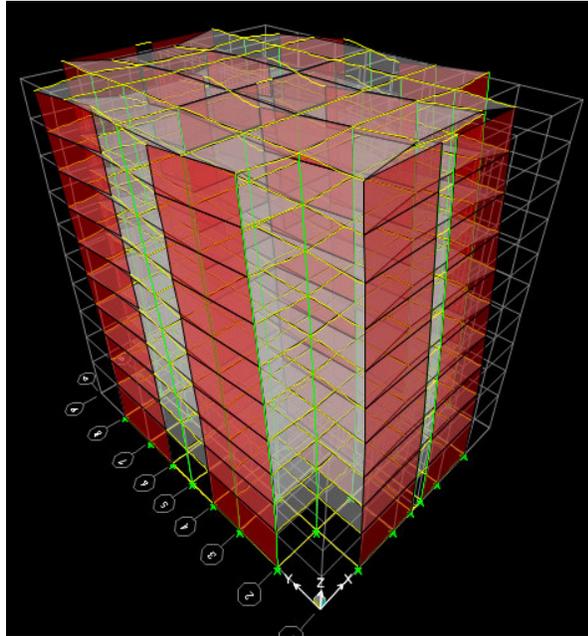
1.7.3. b.1. Tensión nominal de corte	107
1.7.3. b.2. Contribución del hormigón a la resistencia al corte	108
1.7.3. c. Diseño de la armadura de corte	110
1.8. DETERMINACIÓN DE LA ARMADURA TRANSVERSAL (Tabique T5Y)	113
1.8.1. Control del pandeo de las barras longitudinales (3.5.6.2. PR. II)	113
1.8.2. Confinamiento de la zona comprimida	115
1.8.3. DISEÑO AL CORTE	116
1.8.3. a. Esfuerzo de corte de diseño	116
1.8.3.b. Resistencia al corte	118
1.8.3.b.1. Tensión nominal de corte	118
1.8.3.b.2. Contribución del hormigón a la resistencia al corte	119
1.8.3. c. Diseño de la armadura de corte	120
1.9. EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DE LA ESTRUCTURA	124
1.10. CONSIDERACIONES GENERALES SOBRE EL DISEÑO DE LA FUNDACIÓN DEL EDIFICIO	128
BIBLIOGRAFÍA	130

INDICE DE FIGURAS

	<i>Página</i>
<i>Fig. 1: PLANTA GENERAL – DISTRIBUCIÓN FUNCIONAL</i>	<i>2</i>
<i>Fig. 2: TIPOLOGÍA ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO (PERSPECTIVA)</i>	<i>3</i>
<i>Fig. 3: ESQUEMA ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO</i>	<i>4</i>
<i>Fig. 4: DIMENSIONES DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES</i>	<i>5</i>
<i>Fig. 5: ELEMENTOS ESTRUCTURALES A DISEÑAR</i>	<i>32</i>
<i>Fig. 6: MOMENTOS DE FLEXIÓN [KNm], EN TABIQUE “T1X” Sismo Izquierda (EH)</i>	<i>33</i>
<i>Fig. 7: ESFUERZOS DE CORTE [KN], EN TABIQUE “T1X” Sismo Izquierda (EH)</i>	<i>33</i>
<i>Fig. 8: MOMENTOS DE FLEXIÓN [KNm], EN TABIQUE “T1X” Estado de Cargas Permanentes (D + SD) - COMBVERT</i>	<i>34</i>
<i>Fig. 9: MOMENTOS DE FLEXIÓN [KNm], EN TABIQUE “T1X” Estado de Sobrecargas de Servicio (L) - LIVE</i>	<i>34</i>
<i>Fig. 10: MOMENTOS DE FLEXIÓN [KNm], EN TABIQUE “T1X” Estado de Cargas (1,4 D) - COMB 1</i>	<i>35</i>
<i>Fig. 11: MOMENTOS DE FLEXIÓN [KNm], EN TABIQUE “T1X” Estado de Cargas (1,2 D + 1,6 L) - COMB 2</i>	<i>35</i>
<i>Fig. 12: MOMENTOS DE FLEXIÓN [KNm], EN TABIQUE “T1X” Estado de Cargas (1,2 D + 0,5 L + EH) - COMB 3</i>	<i>36</i>
<i>Fig. 13: MOMENTOS DE FLEXIÓN [KNm], EN TABIQUE “T1X” Estado de Cargas (0,9 D + EH) - COMB 7</i>	<i>36</i>
<i>Fig. 14: MOMENTOS DE FLEXIÓN [KNm], EN TABIQUE “T5Y” Sismo Izquierda (EH)</i>	<i>37</i>
<i>Fig. 15: ESFUERZOS DE CORTE [KN], EN TABIQUE “T5Y” Sismo Izquierda (EH)</i>	<i>37</i>

Fig. 16: MOMENTOS DE FLEXIÓN [KNm], EN TABIQUE "T5Y" Estado de Cargas Permanentes (D + SD) - COMBVERT	38
Fig. 17: MOMENTOS DE FLEXIÓN [KNm], EN TABIQUE "T5Y" Estado de Sobrecargas de Servicio (L) - LIVE	38
Fig. 18: MOMENTOS DE FLEXIÓN [KNm], EN TABIQUE "T5Y" Estado de Cargas (1,4 D) - COMB 1	39
Fig. 19: MOMENTOS DE FLEXIÓN [KNm], EN TABIQUE "T5Y" Estado de Cargas (1,2 D + 1,6 L) - COMB 2	39
Fig. 20: MOMENTOS DE FLEXIÓN [KNm], EN TABIQUE "T5Y" Estado de Cargas (1,2 D + 0,5 L + EH) - COMB 5	40
Fig. 21: MOMENTOS DE FLEXIÓN [KNm], EN TABIQUE "T5Y" Estado de Cargas (0,9 D + EH) - COMB 8	40
Fig. 22: MECANISMOS DE FALLA PARA TABIQUES EN VOLADIZO	41
Fig. 23: MECANISMO DE COLAPSO ADOPTADO	43
Fig. 24: ENVOLVENTE DE MOMENTOS DE DISEÑO PARA TABIQUES EN VOLADIZO	73
Fig. 25: ESQUEMA DE EMPALMES POR YUXTAPOSICIÓN	75
Fig. 26.a: ESQUEMA DE DEMANDA FLEXIONAL vs. CAPACIDAD (T1X)	86
Fig. 26.b: ARMADURA PROVISTA E INTERRUPCIÓN EN ALTURA (T1X)	87
Fig. 27.a: ESQUEMA DE DEMANDA FLEXIONAL vs. CAPACIDAD (T5Y)	93
Fig. 27.b: ARMADURA PROVISTA E INTERRUPCIÓN EN ALTURA - (T5Y)	93
Fig. 28: ESQUEMA DE VARIACIÓN DE ARMADURA TRANSVERSAL (T1X)	112
Fig. 29: ESQUEMA DE VARIACIÓN DE ARMADURA TRANSVERSAL EN ALTURA TABIQUE (T5Y)	123

**EJEMPLO DE DISEÑO SÍSMICO DE UN EDIFICIO ESTRUCTURADO
CON TABIQUES EN VOLADIZO DE HORMIGÓN ARMADO**



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

***Autores: Jorge Alejandro Amado – Nora Silvana Bustos
(Ingenieros Civiles)***

Agradecimientos

Los autores desean agradecer al señor Oscar Santos Escudero por la incondicional y paciente colaboración demostrada en la compaginación y edición del presente documento.

Mayo de 2008

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
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
Consejo Interprovincial de Ministros de Obras Públicas
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

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
Telefónica de Argentina
Transportadora Gas del Sur
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

I. INTRODUCCIÓN

A diferencia de otros países del mundo, en nuestro país, se ha tenido hasta hace muy poco tiempo, cierta resistencia a la aplicación de sistemas sismorresistentes constituidos por tabiques de Hormigón Armado.

Este sistema ha sido históricamente castigado por las reglamentaciones, exigiendo resistencia mínima mayor que para los sistemas de pórticos en un orden del 30 al 40 %, además debe considerarse que al ser los tabiques sistemas más rígidos que los pórticos, se encuentran en la zona del espectro donde la resistencia aumenta en forma hiperbólica, con lo cual este mayor requerimiento de resistencia conduce a resultados aún más conservadores.

Esto obedece fundamentalmente a la idea, ya desterrada, de que dichos sistemas presentan ciertas desventajas en cuanto a su comportamiento en comparación con los sistemas aportricados.

Debido a la falta de un concepto claro, se decía que los tabiques eran menos dúctiles que los pórticos, confundiendo ductilidad con flexibilidad y fragilidad con rigidez.

Y si bien es cierto que los pórticos son más flexibles o deformables que los tabiques a esbelteces similares, tanto flexibilidad como rigidez son conceptos de las estructuras dentro del rango elástico, mientras que ductilidad y fragilidad son conceptos correspondientes a las estructuras que incursionan fuertemente en el rango plástico, que es la situación más deseable ante un terremoto destructivo.

El objetivo de este trabajo es demostrar, mediante un ejemplo, no sólo que esta configuración no presenta tales desventajas, sino que muy por el contrario, ante edificios con ciertas características, puede ser el mecanismo sismorresistente más eficiente tanto desde el punto de vista estructural como económico.

La eficiencia de esta configuración se basa en que los tabiques cumplen con las tres condiciones básicas para cubrir todos los estados límites:

Resistencia (Estado de servicio – Ocupación Inmediata)

Rigidez (Control de daños - Seguridad de vida)

Ductilidad (Estado último - Prevención del colapso)

Además, presenta las siguientes ventajas:

- *Facilidad y rapidez en el diseño.*

- *Proveen rigidez y resistencia con bajo costo.*
- *Se evitan los problemas de concentración de tensiones que aparecen en los pórticos.*
- *Los tabiques en voladizo son menos sensibles que los pórticos a la calidad de mano de obra.*
- *Al ser más rígidos que los pórticos, son menos sensibles a la interacción con elementos no estructurales.*
- *Los tabiques esbeltos bien diseñados (detallamiento adecuado) cuentan con una gran ductilidad, y los apaisados, compensan su falta de ductilidad con su gran resistencia.*

Es importante destacar el excelente desempeño de los cientos de edificios estructurados con tabiques sismorresistentes, durante el terremoto de marzo de 1985 que afectó la zona central de Chile, donde realmente quedó demostrada la eficiencia del sistema.

Como todo sistema, posee algunos inconvenientes, como son:

- *Limitaciones a requerimientos arquitectónicos y de servicio.*
- *Si la densidad de tabiques es pequeña, poseen poca redundancia estructural, lo que conduce a posibles problemas en las fundaciones.*
- *En general, resultan edificios con mayor peso propio que los configurados con sistemas de pórticos, situación que genera un mayor corte sísmico, y por consiguiente a mayores solicitaciones en los elementos resistentes a cargas laterales.*

II. DIAGRAMACIÓN Y CONTENIDO

Se desarrolla a continuación un ejemplo de aplicación que contempla un edificio de diez pisos emplazado en la Zona Sísmica 4 establecida en la Parte I, "Construcciones en General", del Reglamento INPRES-CIRSOC 103, edición 1991; cuya configuración estructural consta de dos sistemas resistentes con distintos objetivos:

- 1) *Sistema resistente a cargas gravitatorias: Pórticos y Tabiques de hormigón armado.*
- 2) *Sistema resistente a cargas laterales (sismo): Tabiques de hormigón armado en voladizo.*

Para facilitar la interpretación del trabajo, se eligieron algunos elementos del edificio los cuales fueron diseñados aplicando los lineamientos del nuevo Reglamento (PR I-C 103, Parte II).

Como complemento se presentan las planillas y gráficos que determinan los parámetros empleados en el diseño, de acuerdo a los artículos correspondientes a la configuración “Tabiques de Hormigón Armado en Voladizo”, establecidos en la Parte II “Construcciones de Hormigón Armado”, del Reglamento INPRES-CIRSOC 103, Reglamento Argentino para Construcciones Sismorresistentes, edición 2005.

III. EJEMPLO NUMÉRICO

Es importante destacar que en el ejemplo que se presenta se analiza la capacidad sismorresistente de un sistema estructural formado exclusivamente por “tabiques de hormigón armado en voladizo”, para resistir dichos esfuerzos. Por lo tanto, las vigas y columnas que conforman la estructura secundaria, tienen como única finalidad constituir pórticos sometidos a cargas gravitatorias de servicio.

Debe notarse que la estructura presenta una geometría sumamente simétrica, tanto en planta como en elevación, obteniendo así una respuesta adecuada ante sollicitaciones sísmicas, con reducidos efectos torsionales debido a la escasa excentricidad.

Tal tipo de configuración debe ser siempre una consigna fundamental tanto a nivel de proyecto arquitectónico como estructural y debe conducir a una participación interdisciplinaria entre proyectista y estructuralista desde la concepción del proyecto. Esto es así, ya que a diferencia de los edificios estructurados con pórticos sismorresistentes, en los sistemas con tabiques debe ponerse especial énfasis en la intervención del ingeniero estructuralista en una etapa temprana del proyecto, ya que si bien veremos que tal configuración resulta muy favorable por diversas causas, presenta también la necesidad de contar con paños ciegos de longitudes considerables, a menudo no previstos en la etapa del diseño arquitectónico.

El sistema elegido cuenta con las siguientes características:

- Los tabiques esbeltos bien diseñados, poseen buena ductilidad, ya que aún teniendo una “deformación última” menor que los pórticos, también su “deformación de fluencia” es menor.
- Los tabiques esbeltos (relación de aspecto > 3) en voladizo poseen un comportamiento dominado por flexión, donde todo el momento de vuelco se concentra en la base del tabique.
- El diseño de los tabiques tiende a evitar todos los modos de falla frágiles, como son los de corte, adherencia e inestabilidad. Para tabiques en voladizo esto se traduce en un mecanismo de colapso con rótulas plásticas en la base.

- *Se considera que con densidades de tabiques del orden de 2 %, según cada una de las direcciones de análisis consideradas, se logra una estructura con razonable redundancia estructural.*

Por otro lado, se realiza un planteo funcional básico del edificio, donde se indica la distribución de los espacios destinados a vivienda propiamente dicha y espacio para circulación (vertical y horizontal). Esto se ha realizado con el objeto de establecer una distribución racional de los tabiques en planta.

En el ejemplo, las referencias a los artículos del Reglamento en vigencia, INPRES-CIRSOC 103, Parte I, edición 1991, se indican como "P. I."; y las correspondientes al Reglamento INPRES-CIRSOC 103, edición 2005, como "R.P. II."

1. EJEMPLO

Se trata de un edificio de viviendas en propiedad horizontal, que consta de 10 niveles, con una altura total de 32,5 m y una superficie cubierta de aproximadamente 6785 m².

La tipología estructural elegida como sistema sismorresistente consiste en "Tabiques de Hormigón Armado en Voladizo", definida según Reglamento INPRES-CIRSOC 103, edición 2005.

1.a. Descripción general

(Cap. 3, P.I.) Lugar de emplazamiento: **Zona Sísmica 4**

(Tabla 3, P.I.) Terreno de fundación: **Suelo tipo II**

(Cap. 5, P.I.) Destino y funciones: **Edificio de viviendas, Grupo B**

(Tabla 2, P.I.) Factor de riesgo: $\gamma_d = 1$

1.b. Características del edificio

Número de pisos: 10 (diez)

(Cap. 2, R.P.II.) Tipología estructural: **Tabiques sismorresistentes de hormigón armado en voladizo**

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

(1.2.1., R.P.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.P.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 figura 1 se muestra la planta general del edificio en la cual se indican las áreas de las plantas destinadas a viviendas y las áreas destinadas a la circulación horizontal y vertical

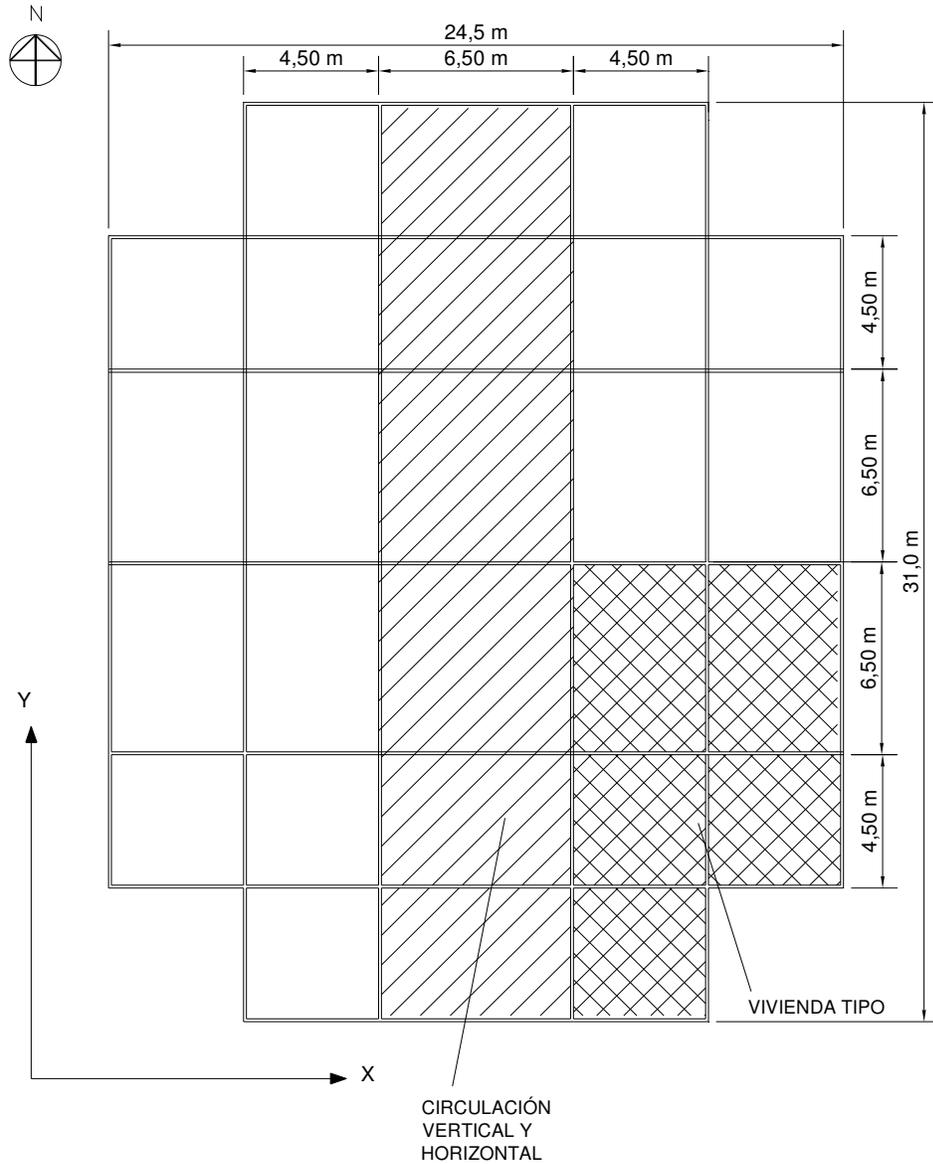


Fig. 1: PLANTA GENERAL – DISTRIBUCIÓN FUNCIONAL

En la figura 2 se muestra la perspectiva del edificio, observándose la tipología estructural adoptada, es decir "Tabiques Sismorresistentes de Hormigón Armado"

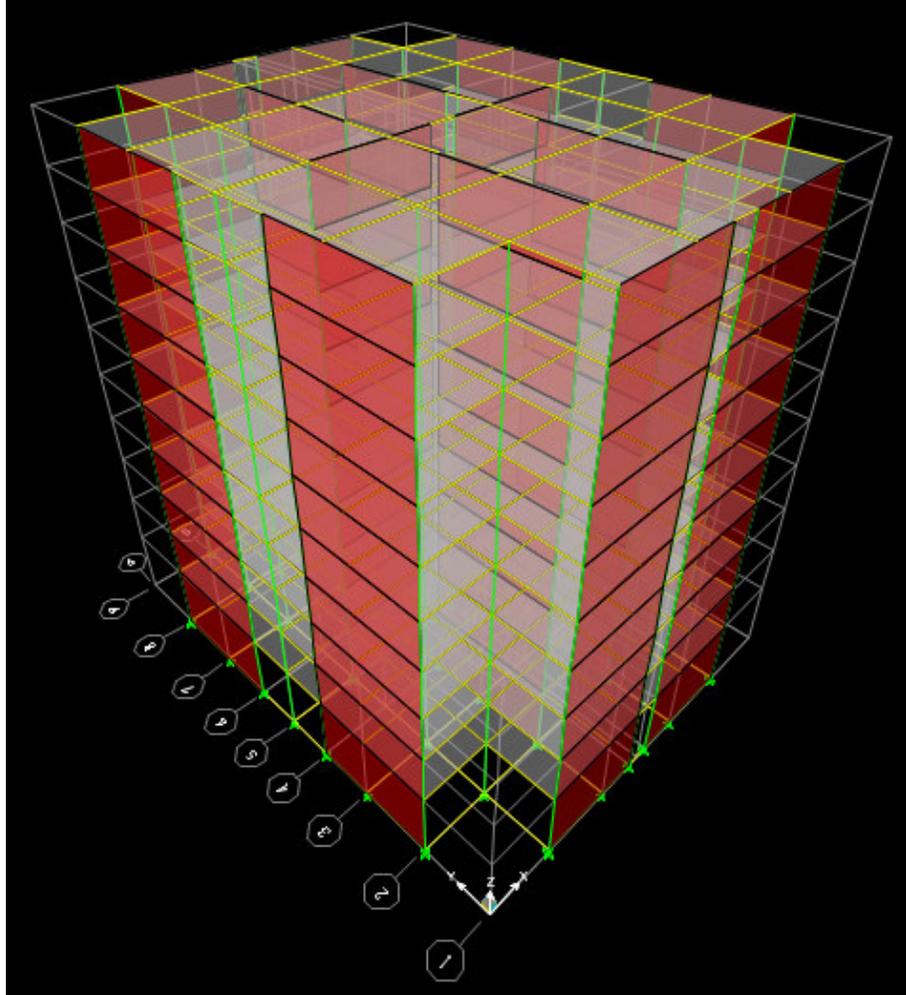
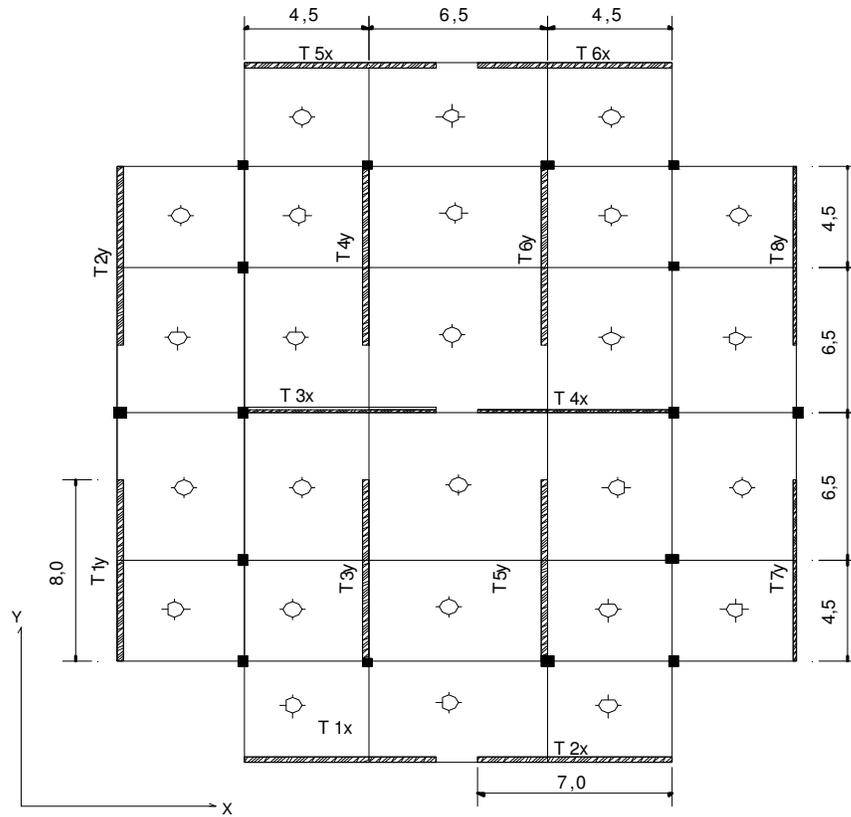


Fig. 2: TIPOLOGÍA ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO (PERSPECTIVA)

En la figura 3 se presenta la planta de estructura tipo, correspondiente a los pisos 1º a 10º y las vistas sur y oeste (elevaciones)



PLANTA ESTRUCTURA TIPO

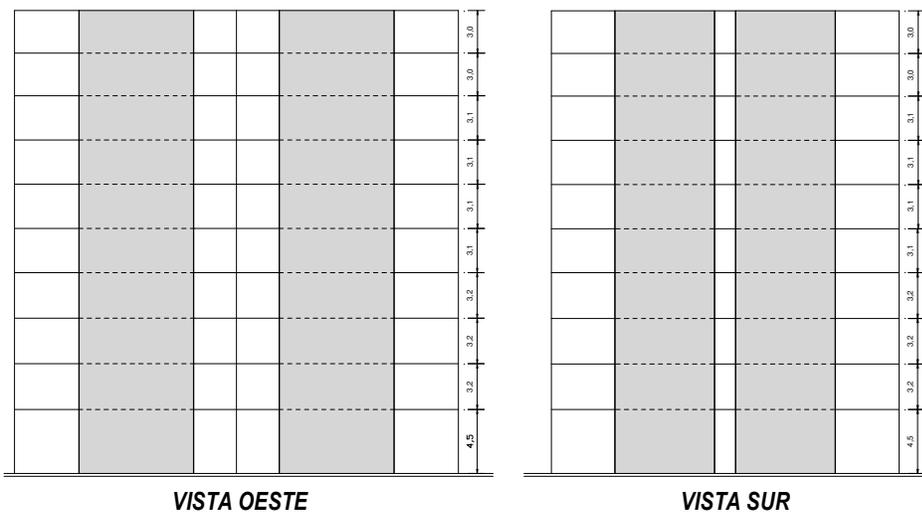


Fig 3: ESQUEMA ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO

En las planillas de la figura 4, se indican las dimensiones transversales de los tabiques, columnas y vigas para los diferentes niveles del edificio y para cada una de las direcciones principales del mismo, es decir, X e Y.

A- TABIQUES SISMORRESISTENTES

NIVEL	TABIQUES según "X - X"		TABIQUES según "Y - Y"	
	b_w [mm]	L_w [mm]	b_w [mm]	L_w [mm]
1º a 3º	400	7000	400	8000
4º a 7º	300	7000	300	8000
8º a 10º	200	7000	200	8000

B- PÓRTICOS A CARGAS VERTICALES

NIVEL	COLUMNAS	
	b_c [mm]	h_c [mm]
1º a 3º	400	400
4º a 7º	350	350
8º a 10º	300	300

NIVEL	VIGAS			
	Tipo	L_b [mm]	b [mm]	d [mm]
1º a 3º	1	6500	200	500
	2	4500	200	400
	3	3000	200	300
4º a 7º	1	6500	200	500
	2	4500	200	400
	3	3000	200	300
8º a 10º	1	6500	200	500
	2	4500	200	400
	3	3000	200	300

Fig. 4: DIMENSIONES DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

CIRSOC 101

1.d. Características de losas

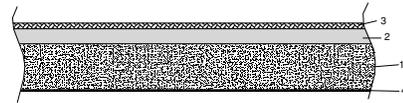
Todas las losas del edificio serán macizas de hormigón armado y apoyadas en sus dos direcciones principales.

Análisis de cargas

Se distinguen tres destinos diferentes a los cuales corresponde un análisis de cargas específico.

I - Vivienda

- 1) Peso propio ($e = 0,15 \text{ m}$) $3,60 \text{ KN/m}^2$
- 2) Contrapiso (H° simple; $em = 0,05 \text{ m}$) $1,10 \text{ KN/m}^2$
- 3) Piso cerámico $0,25 \text{ KN/m}^2$
- 4) Cielorraso $0,15 \text{ KN/m}^2$



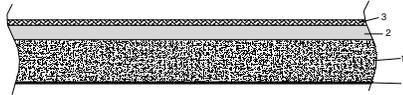
Detalle losa I

Sobrecarga según destino $2,50 \text{ KN/m}^2$

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

II – Rellanos, corredores y escaleras

- 1) Peso propio ($e = 0,15 \text{ m}$) $3,60 \text{ KN/m}^2$
- 2) Contrapiso (H° simple; $em = 0,05 \text{ m}$) $1,10 \text{ KN/m}^2$
- 3) Piso cerámico $0,25 \text{ KN/m}^2$
- 4) Cielorraso $0,15 \text{ KN/m}^2$



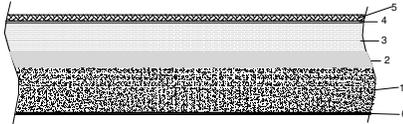
Detalle losa II

Sobrecarga según destino $4,00 \text{ KN/m}^2$

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

III - Techo

- 1) Peso propio ($e = 0,15 \text{ m}$) $3,60 \text{ KN/m}^2$
- 2) Contrapiso (H° simple; $em = 0,05 \text{ m}$) $1,10 \text{ KN/m}^2$
- 3) Aislación térmica ($em = 0,10 \text{ m}$) $1,00 \text{ KN/m}^2$
- 4) Aislación hidrófuga (membrana asfáltica) $0,05 \text{ KN/m}^2$
- 5) Baldosa cerámica y mezcla $0,60 \text{ KN/m}^2$
- 6) Cielorraso $0,15 \text{ KN/m}^2$



Detalle losa III

Sobrecarga según destino $2,50 \text{ KN/m}^2$

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

(CIRSOC 201)

1.e. Consideraciones de durabilidad del hormigón

Para establecer el recubrimiento necesario que deberán poseer las armaduras de los distintos elementos que conforman la estructura

resistentes del edificio, se necesita determinar los requisitos mínimos de durabilidad del hormigón a emplear.

De las tablas 2.1 y 2.5 del Reglamento CIRSOC 201, 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 : A₁

f_c' (mínima) : H - 20

de acuerdo con lo prescrito en el artículo 7.7 (CIRSOC 201), 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: A1

Elemento estructural	Recubrimiento mínimo [mm]
Losas Para barras long: db < 32 mm	20 mm ó db
Vigas * Armadura principal * Estribos	d _b : 20 mm < d _b < 40 mm 20 mm
Columnas / tabiques * Armadura principal * Estribos	2º piso a 10º piso d _b : 20 mm < d _b < 40 mm 20 mm
Columnas / tabiques * Armadura principal d _b > 16 mm d _b < 16 mm	1º piso (planta baja) 35 mm 30 mm

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

(1.4., R.P.II.)

1.1.MÉTODO DE ANÁLISIS

Se aplican los métodos generales de análisis sísmicos especificados en el Capítulo 14 de la Parte I “Construcciones en General”, aunque con algunas modificaciones 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 utilizar las derivadas del método de las fuerzas estáticas equivalentes como valores de referencia.

(1.4.2., R.P.II.)

Por otro lado, si bien las solicitaciones obtenidas con el análisis modal espectral, para cada modo de vibración, están en equilibrio; no sucede lo mismo para la superposición modal, donde la envolvente obtenida representa solicitaciones que pueden ocurrir en diferentes instantes de tiempo. Es decir, que dichas solicitaciones no están en equilibrio y por consiguiente no pueden tomarse como valores de referencia.

Se utilizan así los valores reales del primer modo de vibración como valores de referencia, considerando que el análisis estático representa aproximadamente, la contribución de dicho modo.

Teniendo en cuenta todo lo antes mencionado, se utilizará como método de análisis sísmico el “MÉTODO ESTÁTICO”.

(Cap. 14, P.I.)

1.1.1. Análisis sísmico estático del edificio

1.1.1. a. Introducción

Tomando en cuenta la regularidad en planta y elevación que presenta el edificio, se aplicará el método de las “Fuerzas estáticas equivalentes”.

Se presentan a continuación los requerimientos que fueron respetados para dicha aplicación, y que especifica el Capítulo 14 de la Parte I del Reglamento INPRES-CIRSOC 103.

(14.1.6., P.I.)

1.1.1. b. Límites de aplicación del método estático

Como el método estático es un método que se basa fundamentalmente en la forma modal asociada al primer modo de vibración de la estructura, el Reglamento limita su aplicación a estructuras en las cuales pueda considerarse despreciable la influencia de los modos superiores de vibración en la respuesta a la excitación sísmica.

Tales restricciones son:

- *Acotar la altura del edificio en función a la zona sísmica en que se encuentra emplazado, y al Grupo al cual pertenece de acuerdo al destino y funciones.*

- Limitar el periodo fundamental (T_0) a un valor no mayor a tres veces el periodo del fin del plafón del espectro de diseño correspondiente (T_2)
- Lograr regularidad en la distribución de masas y rigideces tanto en planta como en elevación.

Tabla 12 (Parte I) – Limitación de altura en edificios para la aplicación del método estático. Construcción según destino y funciones

Zona Sísmica	Grupo A ₀	Grupo A	Grupo B
4 y 3	12 m	30 m	40 m
2 y 1	16 m	40 m	55 m

La estructura sismorresistente del edificio en estudio cumple con los tres requisitos básicos para hacer lícita la aplicación del método estático, a saber:

- Presenta regularidad en la distribución de masas y rigideces tanto en planta como elevación.
- La altura total del edificio (ubicado en zona sísmica IV y perteneciente al Grupo “B”) es de 32,5 m.
- El Periodo fundamental de vibración de la estructura está dentro de los límites establecidos, como se determina a continuación.

(14.1.1., P.I.) **1.1.1. c. Evaluación de fuerzas sísmicas laterales**

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

Para evaluar las fuerzas sísmicas laterales, las cargas gravitatorias se reemplazan por un sistema de cargas concentradas aplicadas en los niveles correspondientes a los entresijos y techo de la construcción.

Dicha carga concentrada (W_k), se obtiene sumando a las cargas correspondientes al nivel (peso propio de vigas, losas, aislaciones, contrapiso, etc., más una fracción de la sobrecarga de servicio), el peso propio de los elementos estructurales y no estructurales que se encuentren comprendidos entre dos planos horizontales ubicados a la mitad de la altura de los dos pisos contiguos al nivel “k” considerado.

(9.1., P.I.) La carga gravitatoria (W_k), correspondiente al nivel k, se obtiene con la siguiente expresión:

$$W_k = G_k + \eta L_k$$

donde:

G_k : Carga gravitatoria permanente.

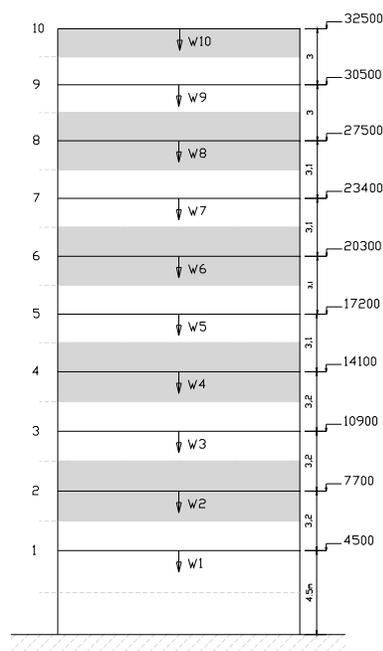
L_k : Sobrecargas de servicio según el Reglamento CIRSOC 101.

(η) : Factor de participación de la sobrecarga, cuyos valores mínimos figuran en la tabla 6 (P. I.)

Los pesos de los apéndices del último nivel (tanques, equipamiento, etc.) podrán suponerse integrados al mismo, siempre y cuando su peso no supere el 25 % del peso de dicho nivel. Si no se cumple lo anterior, se deberá considerar un nivel adicional.

(1.3., R.P.II.) Empleando un factor de participación de sobrecarga de $\eta=0,5$; los valores resultantes de W_k para los diferentes niveles del edificio son los siguientes:

Nivel	W_k [KN]	H_k [m]
10	6370	32,5
9	6750	29,5
8	6750	26,5
7	7100	23,4
6	7100	20,3
5	7150	17,2
4	7150	14,1
3	7600	10,9
2	7600	7,7
1	8200	4,5
W total	71770	



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

El periodo fundamental de vibración de una estructura es una característica dinámica propia de la misma, y es el periodo del primer modo de vibración libre o modo fundamental de vibración, en la dirección de análisis considerada.

Para estimar este periodo fundamental, el Reglamento permite aplicar fórmulas aproximadas de la dinámica estructural, suponiendo una discretización de las masas, aplicadas en forma concentrada a nivel de entresijos y techo. Además admite adoptar valores del periodo

(12.2.3., P.I.) *fundamental obtenidos por medio de mediciones realizadas en construcciones con características similares, o mediante fórmulas empíricas.*

(12.2.2., P.I.) *En general, para edificios que pueden considerarse como empotrados en su base, el Reglamento establece la siguiente fórmula:*

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

donde:

W_i : *Carga gravitatoria que se supone concentrada en el nivel i .*

g : *Aceleración de la gravedad.*

u_i : *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 las mismas unidades que las cargas W_i , se determinan con 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 edificios como el del ejemplo, que presenta regularidad en planta y elevación, el Reglamento considera suficientemente aproximada la siguiente expresión:

$$T_0 = 2\pi \sqrt{\frac{W_n u_n}{g \bar{F}_n}} \quad (II)$$

donde:

$W_n; u_n; \bar{F}_n$ *tienen para el nivel (n), el mismo significado anteriormente definido para el nivel (i).*

En forma alternativa, el Reglamento permite utilizar para la determinación del periodo fundamental T_0 , la siguiente fórmula empírica.

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

donde:

- h_n : Altura total del edificio, medida en metros, desde el nivel de base hasta el último piso típico;
- L : Longitud de la planta tipo, según la dirección de análisis considerada, expresada en metros;
- d : Densidad de muros, resultante del cociente entre la sección horizontal de los muros dispuestos según la dirección de análisis considerada y el área total de la planta tipo donde deberán considerarse sólo aquellos muros que están rígidamente vinculados a la estructura principal y que se prolonguen a lo largo de la altura total del edificio (h_n).

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

Dirección X

NIVEL	W_i [KN]	h_i [m]	F_i [KN]	DIRECCIÓN X-X			T_o [seg]
				u_i [m]	$W_i u_{i2}$ [KNm ²]	$F_i u_i$ [KNm]	
10	6370	32,5	0,159575	0,0000047	1,40713E-07	7,50004E-07	0,82
9	6750	29,5	0,153486	0,0000041	1,13468E-07	6,29292E-07	
8	6750	26,5	0,137877	0,0000034	7,803E-08	4,68783E-07	
7	7100	23,4	0,128061	0,0000028	5,5664E-08	3,58571E-07	
6	7100	20,3	0,111096	0,0000022	3,4364E-08	2,44411E-07	
5	7150	17,2	0,094793	0,0000017	2,06635E-08	1,61148E-07	
4	7150	14,1	0,077708	0,0000012	1,0296E-08	9,32501E-08	
3	7600	10,9	0,063853	0,0000007	3,724E-09	4,46973E-08	
2	7600	7,7	0,045107	0,0000004	1,216E-09	1,80429E-08	
1	8200	4,5	0,028443	0,0000001	8,2E-11	2,84426E-09	
$\Sigma W_i \cdot h_i = 1297350$					4,5822E-07	2,77104E-06	

Dirección Y

NIVEL	W_i [KN]	h_i [m]	F_i [KN]	DIRECCIÓN Y-Y			T_o [seg]
				u_i [m]	$W_i u_{i2}$ [KNm ²]	$F_i u_i$ [KNm]	
10	6370	32,5	0,159575	0,0000025	3,98125E-08	3,98938E-07	0,59
9	6750	29,5	0,153486	0,0000021	2,97675E-08	3,2232E-07	
8	6750	26,5	0,137877	0,0000018	2,187E-08	2,48179E-07	
7	7100	23,4	0,128061	0,0000015	1,5975E-08	1,92092E-07	
6	7100	20,3	0,111096	0,0000012	1,0224E-08	1,33315E-07	
5	7150	17,2	0,094793	0,0000009	5,7915E-09	8,53139E-08	
4	7150	14,1	0,077708	0,0000006	2,574E-09	4,6625E-08	
3	7600	10,9	0,063853	0,0000004	1,216E-09	2,55413E-08	
2	7600	7,7	0,045107	0,0000002	3,04E-10	9,02147E-09	
1	8200	4,5	0,028443	0,0000001	8,2E-11	2,84426E-09	
$\Sigma W_i \cdot h_i = 1297350$					1,27617E-07	1,46419E-06	

Utilizando el programa **ETABS 8.1.3** no lineal, se obtuvieron los desplazamientos u_i aplicando las fuerzas normalizadas \bar{F}_i en cada una de las direcciones analizadas.

Cabe aclarar que para lograr modelar adecuadamente el comportamiento de la estructura, estos desplazamientos, al igual que los valores de los periodos de vibración que posteriormente se presentan, fueron determinados a partir de la "sección efectiva" de los elementos que conforman la estructura del edificio.

Por otro lado, se presentan los periodos determinados mediante el programa, para los tres primeros modos de vibración. Como puede observarse éstos son muy similares a los obtenidos con las fórmulas de la dinámica estructural.

Modo	Dirección	Periodo (seg)
1	X	0,816
2	Y	0,595
3	comb.	0,531

(12.2.4., P.I.)

Con el objeto de tomar en cuenta la influencia de los modos superiores de vibración, el Reglamento establece que en edificios analizados mediante el Método Estático, los valores del periodo fundamental a

aplicar en la determinación del coeficiente sísmico, no podrán ser mayores que $1,25T_{oe}$ en las zonas sísmicas 3 y 4; ni mayores que $1,5T_{oe}$ en las restantes.

Los valores de periodos obtenidos mediante la fórmula empírica para cada una de las dos direcciones principales de análisis resultan:

Características geométricas del edificio:

$$H_n = 32,5m \text{ (Altura total)}$$

$$L_x = 24,5m \text{ (Longitud según la dirección X)}$$

$$L_y = 31,0m \text{ (Longitud según la dirección Y)}$$

$$d_x = 0,0214 \text{ (Densidad de muros : Superficie de muros en dirección X, con respecto a la superficie cubierta de la planta)}$$

$$d_y = 0,0326 \text{ (Densidad de muros : Superficie de muros en dirección Y, con respecto a la superficie cubierta de la planta)}$$

$$T_{0ex} = 0,508 \text{ seg} \Rightarrow 1,25 \times T_{0ex} = 0,63 \text{ seg}$$

$$T_{0ey} = 0,457 \text{ seg} \Rightarrow 1,25 \times T_{0ey} = 0,57 \text{ seg}$$

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

En zonas sísmicas, la estructura resistente de los edificios se configura mediante planos verticales sismorresistentes vinculados entre sí por medio de diafragmas rígidos, entendiéndose como tal, a losas capaces de resistir fuerzas contenidas en su plano, con deformaciones relativamente bajas respecto de las de los planos verticales antes mencionados.

Estos planos verticales pueden estar conformados por diferentes tipologías estructurales, siendo las más usadas:

- 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 encadenados con vigas y columnas de hormigón armado.

El valor de la ductilidad global μ , se determina suponiendo que la estructura participe uniformemente en la disipación de energía mediante deformaciones inelásticas, evitando las deformaciones plásticas localizadas. Esto se logra distribuyendo lo más uniformemente posible la resistencia y rigidez del edificio tanto en planta como en elevación.

(8.3., P.I.) El Reglamento establece los valores de ductilidad global μ , para distintas tipologías estructurales, diferente calidad de materiales, y en función del grado de regularidad estructural en elevación.

(2.1.2., R.P.II.) Para este ejemplo, el valor de la ductilidad global μ , adoptado para cada una de las dos direcciones de análisis es $\mu = 4$ (correspondiente a sistemas de tabiques sismorresistentes de hormigón armado, con regularidad en planta y elevación).

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

El coeficiente sísmico " C_s " correspondiente a la dirección de análisis considerada, se determina con la siguiente expresión:

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

donde:

S_a : Pseudoaceleración elástica horizontal expresada como una fracción de la aceleración de la gravedad, determinada según el artículo 7.2 (P. I.)

γ_d : Factor de riesgo que se adopta de acuerdo al artículo 5.2 (P. I.)

R : Factor de reducción por disipación de energía, cuyo valor se determina considerando los lineamientos del artículo 8.1 (P. I.).

(14.1.6.c), P.I.) Se presentan a continuación los coeficientes obtenidos para las dos direcciones de análisis consideradas:

	Dirección X-X	Dirección Y-Y
To [seg]	0,63	0,57
T1 [seg]	0,30	0,30
T2 [seg]	0,60	0,60
γ_d	1,00	1,00
μ	4,00	4,00
b	1,05	1,05
Sa	1,02	1,05
R	4,00	4,00
C	0,25	0,26

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

El artículo 11.2 (P.I.) establece que las estructuras se analizan considerando que las acciones sísmicas actúan en forma independiente según dos direcciones ortogonales, las cuales se adoptan de acuerdo con lo que prescribe el artículo 11.5 (P. I.).

Se determina el corte basal de la construcción, a partir del cual se obtienen las fuerzas que componen el sistema equivalente a la acción sísmica en la dirección de análisis considerada. Estas fuerzas se suponen concentradas a nivel de los entrepisos y techo de la construcción, donde se asumieron aplicadas las cargas gravitatorias W_i .

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

El esfuerzo de corte en la base de la construcción, actuante según cada una de las direcciones de análisis considerada, se determina con la siguiente expresión:

$$V_o = CW$$

donde:

C : Coeficiente sísmico de diseño según la dirección de análisis considerada.

W : Carga gravitatoria total, en el nivel de base de la construcción.

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

Los valores de V_o obtenidos, para cada una de las direcciones, resultan:

$$W = (6370 + 6750 + 6750 + 7100 + 7100 + 7150 + 7150 + 7600 + 7600 + 8200) \text{ KN}$$

$$W = 71770 \text{ KN}$$

$$V_{ox} = C_x W = 0.25 \times 71770 \text{ KN} = 17943 \text{ KN}$$

$$V_{oy} = C_y W = 0.26 \times 71770 \text{ KN} = 18660 \text{ KN}$$

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

El esfuerzo de corte V_o antes calculado, se distribuye en función de la altura del edificio, para obtener el sistema de fuerzas horizontales, concentradas a nivel de entresijos y techo, equivalentes a la acción sísmica.

El valor de la fuerza horizontal F_k correspondiente al nivel genérico k de la construcción surge de la siguiente expresión:

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

donde:

W_k y W_i : cargas gravitatorias correspondientes a los niveles (k) e (i) respectivamente.

h_k y h_i : altura de dichos niveles, medidas a partir de la base.

V_o : Esfuerzo de corte en la base, según la dirección considerada.

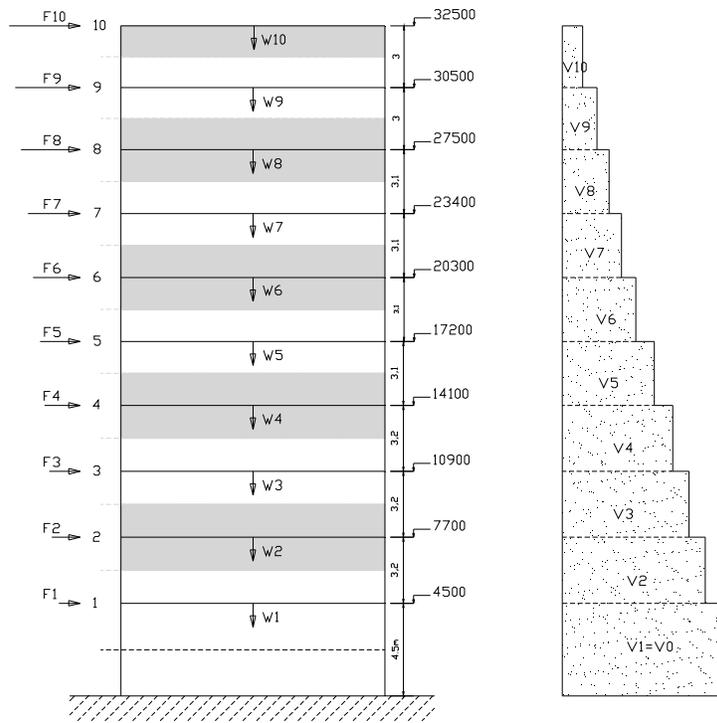
(14.1.1.4., P.I.) Determinadas las fuerzas sísmicas horizontales F_k , se puede obtener el esfuerzo de corte trasnacional V_k , en el nivel genérico k mediante la siguiente expresión:

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

Cargas gravitatorias - Fuerzas sísmicas - Esfuerzos de corte sísmicos

Nivel	W_k [KN]	h_k [KN]	Dirección X - X			Dirección Y - Y		
			V_{ox} [KN]	F_{kx} [KN]	V_{kx} [KN]	V_{oy} [KN]	F_{ky} [KN]	V_{ky} [KN]
10	6370	32,5	17943	2863	2863	18660	2978	2978
9	6750	29,5		2754	5617		2864	5842
8	6750	26,5		2474	8091		2573	8415
7	7100	23,4		2298	10389		2390	10804
6	7100	20,3		1993	12382		2073	12877
5	7150	17,2		1701	14083		1769	14646
4	7150	14,1		1394	15478		1450	16096
3	7600	10,9		1146	16623		1192	17288
2	7600	7,7		809	17433		842	18129
1	8200	4,5		510	17943		531	18660

Total $W_k \cdot h_k = 1297350$



Fuerzas sísmicas

Diagrama de esfuerzos de corte

MODELACIÓN DEL EDIFICIO

A continuación se presentan los valores de corte sísmico por nivel, obtenidos mediante la aplicación del programa ETABS 8.1.3. De la comparación, se observa la gran precisión que puede lograrse con un procedimiento de sencilla aplicación como lo es el "Método Estático".

NIVEL	Carga	V_X [KN]	V_Y [KN]
10	FX	-2961,18	0
	FY	0	-3079,62
9	FX	-5658	0
	FY	0	-5884,16
8	FX	-8090,69	0
	FY	0	-8414,47
7	FX	-10395,35	0
	FY	0	-10811,33
6	FX	-12524,1	0
	FY	0	-13025,22
5	FX	-14327,76	0
	FY	0	-14901,03
4	FX	-15814,71	0
	FY	0	-16447,46
3	FX	-17045,09	0
	FY	0	-17727,05
2	FX	-17967,43	0
	FY	0	-18686,28
1	FX	-18553,77	0
	FY	0	-19296,06

Cortes sísmicos según el programa ETABS 8.1.3

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

Como ya se mencionó, el esfuerzo de corte actuante según cada una de las direcciones de análisis considerada, en un nivel genérico del edificio, se supone aplicado como una carga concentrada en el entrepiso correspondiente, asumido como diafragma rígido en su plano.

Dicho diafragma tendrá movimientos de traslación y rotación, que provocarán deformaciones y en consecuencia esfuerzos, en los elementos verticales sismorresistentes vinculados a él.

El esfuerzo que cada uno de estos elementos absorberá, está en función de las rigideces relativas de los mismos.

(14.1.1.7., P.I.) *En función del grado de asimetría en planta y de la configuración estructural del edificio, el Reglamento establece, en su artículo 14.1.1.7.2*

(P. I.), la forma de evaluar los efectos rotacionales y define tres casos para los cuales es aplicable el método de análisis estático.

Con un criterio similar, es decir, en función de la regularidad de la estructura en planta y elevación, establece la forma de considerar la acción sísmica horizontal actuante según cada una de las dos direcciones de análisis. Según el caso deberá considerarse para el diseño, el valor más desfavorable que resulte de combinar los efectos de las cargas gravitatorias, la totalidad de la acción sísmica según una de las direcciones, y un porcentaje de la acción sísmica según la dirección ortogonal a la anterior, cuando corresponda.

En general:

Gravitatoria \pm Sismo en dirección 1 $\pm \alpha$ % Sismo en dirección 2

Gravitatoria \pm Sismo en dirección 2 $\pm \alpha$ % Sismo en dirección 1

En particular, para el edificio en estudio, considerando la gran regularidad tanto en planta como en elevación, y teniendo en cuenta que la tipología estructural es la misma según las dos direcciones de análisis (tabiques sismorresistentes de hormigón armado en voladizo), la simultaneidad de los efectos de la acción sísmica que se considera es la siguiente:

Gravitatoria \pm Sismo en dirección 1

Gravitatoria \pm Sismo en dirección 2

Para el ejemplo, como todos los tabiques, según cada una de las dos direcciones de análisis, poseen la misma geometría (igual longitud y espesor en cada nivel), tendrán también idéntica rigidez, y por consiguiente el corte traslacional actuante en cada uno de ellos será simplemente el corte total actuante en cada nivel de la estructura dividido en el número de tabiques.

Nivel	Dirección X		Dirección Y	
	Cantidad de Tabiques	V_{kx} [KN]	Cantidad de Tabiques	V_{ky} [KN]
10	6	477,2	8	372,2
9		936,2		730,2
8		1348,5		1051,8
7		1731,5		1350,5
6		2063,7		1609,6
5		2347,2		1830,8
4		2579,6		2012,0
3		2770,5		2160,9
2		2905,4		2266,2
1		2990,5		2332,5

Corte por tabique y por nivel

A la vez, con el objeto de tener en cuenta una distribución no uniforme de cargas o de resistencia de los elementos, se considera para todas las estructuras, una excentricidad accidental adicional a la excentricidad propia.

El valor del momento torsor generado por dicha excentricidad es:

$$M_{tk} = (1,5 e_1 + 0,10 I) V_k$$

$$M_{tk} = (e_1 0,10 I) V_k$$

donde:

M_{tk} : Momento torsor en el nivel k;

V_k : Esfuerzo de corte en el nivel k;

e_1 : Distancia entre el C. S. del nivel k y la línea de acción del esfuerzo de corte medida perpendicularmente a la dirección considerada;

I : Máxima dimensión en planta medida perpendicularmente a la dirección de V_k

Se tomarán los valores más desfavorables para las sollicitaciones de los planos verticales sismorresistentes.

El corte debido al efecto de torsión sísmica en cada tabique de la planta, puede determinarse mediante la siguiente expresión:

$$Q_{tori} = M_{tori} \frac{K_i d_i}{\sum K_i d_i^2}$$

donde:

K : Rigidez del elemento (según la dirección analizada)

d : Distancia entre el baricentro del elemento y el (CR) "centro de rigidez", medida perpendicularmente a la dirección analizada

\sum : Sumatoria (deberá realizarse considerando los elementos que trabajan en las dos direcciones)

Corte tr, V_{kx} [KN]	Corte tr, V_{ky} [KN]	Excent, x [m]	Excent, y [m]	Mtx por piso (+/-) [KNm]	Mty por piso (+/-) [KNm]	Corte rotacional por tabique		
						Tab, s/x (T1, T2, T5, T6)	Tab, s/y (T1, T2, T7, T8)	Tab, s/y (T3, T4, T5, T6)
2863	2978	3,10	2,45	8876	7295	143	144	26
5617	5842			17413	14312	281	283	52
8091	8415			25083	20616	405	407	75
10389	10804			32206	26470	519	523	96
12382	12877			38385	31549	619	623	114
14083	14646			43658	35883	704	708	130
15478	16096			47980	39435	774	779	143
16623	17288			51532	42355	831	836	154
17433	18129			54041	44417	872	877	161
17943	18660			55623	45717	897	903	166

Distribución del corte en planta (Método aproximado)

En la siguiente tabla se presentan los valores de corte trasnacional, rotacional y total para los tabiques **T1X** y **T5Y**, que son los elegidos para aplicar todos los conceptos del diseño por capacidad y las prescripciones reglamentarias correspondientes.

Piso	Corte traslacional		Corte rotacional		Corte /tab		Fuerza /tab	
	V_{kx} [KN]	V_{ky} [KN]	P1X [KN]	P5Y [KN]	P1X [KN]	P5Y [KN]	P1X [KN]	P5Y [KN]
10	477,2	372,2	143,2	26,5	620,4	398,7	620,4	398,7
9	936,2	730,2	280,9	51,9	1217,1	782,1	596,7	383,5
8	1348,5	1051,8	404,6	74,8	1753,1	1126,6	536,0	344,5
7	1731,5	1350,5	519,4	96,0	2250,9	1446,5	497,9	319,9
6	2063,7	1609,6	619,1	114,4	2682,8	1724,0	431,9	277,5
5	2347,2	1830,8	704,2	130,1	3051,4	1960,9	368,5	236,8
4	2579,6	2012,0	773,9	143,0	3353,5	2155,0	302,1	194,1
3	2770,5	2160,9	831,2	153,6	3601,7	2314,5	248,2	159,5
2	2905,4	2266,2	871,6	161,1	3777,1	2427,2	175,4	112,7
1	2990,5	2332,5	897,1	165,8	3887,6	2498,3	110,6	71,1
							3887,6	2498,3

Composición de corte traslacional y rotacional por tabique

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

Fundamentalmente en edificios de cierta altura, como el del ejemplo, es muy probable que ante un sismo de mediana intensidad, la mayor cantidad de pérdidas materiales se produzca por daños en elementos no estructurales.

El control de dicho efecto, se realiza limitando las deformaciones laterales de la estructura, esto ayuda a asegurar las condiciones de estabilidad y resistencia del edificio, y a tomar en cuenta el efecto de martilleo entre edificios adyacentes.

Para tal fin, el Reglamento prescribe en el Capítulo 13 (P. I.) los valores límites de las distorsiones horizontales de piso, proporciona una forma aproximada de tener en cuenta los efectos P-Delta y establece cómo dimensionar las separaciones y juntas sísmicas.

(13.1., P.I.) **1.1.1. d.1. Control de la distorsión lateral de piso**

La distorsión lateral de piso θ_{sk} , es el cociente entre la deformación horizontal relativa entre dos niveles consecutivos Δ_{sk} y la altura que los separa h_{sk} .

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

donde:

δ_k, δ_{k-1} : Desplazamientos horizontales totales correspondientes al nivel superior e inferior del piso considerado.

Los desplazamientos elásticos se obtienen multiplicando por la ductilidad μ , los valores de desplazamientos obtenidos considerando la acción sísmica reducida por la capacidad de disipación de energía de la estructura.

El Reglamento fija los valores límites máximos de la distorsión lateral de piso en función de tres parámetros:

- El Grupo dentro del cual se ha encuadrado a la construcción. (P.I.,5.1)
- Condición de Dañabilidad (D) de los elementos no estructurales: cuando se encuentran directamente vinculados a la estructura, de manera que pueden ser dañados por las deformaciones impuestas por ésta.
- Condición de NO Dañabilidad (ND) de los elementos no estructurales: cuando se encuentran desvinculados de la estructura resistente, de manera que no sufran daños por las deformaciones impuestas por ésta.

(13.1.1., P.I.) Los valores límites que a continuación se presentan, se han adoptado tomando como referencia los valores de las acciones sísmicas correspondientes al terremoto destructivo de diseño, quedando implícitamente cubiertas las condiciones de servicio de la construcción.

Valores máximos de distorsión lateral de piso

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

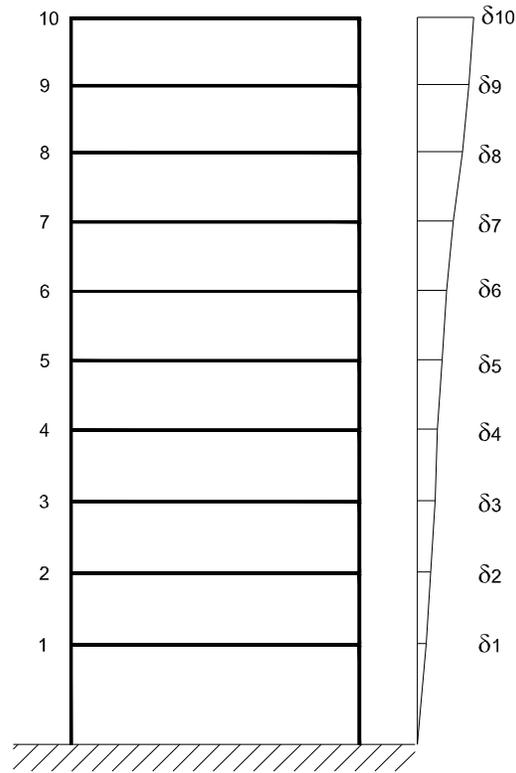
Para el edificio del ejemplo, se presentan a continuación los valores de la distorsión lateral por piso, según las dos direcciones de análisis consideradas, determinados a partir de los desplazamientos δ_k obtenidos con el programa ETABS 8.1.3, aplicando el peine de fuerzas F_k :

Dirección X

Nivel	h_{sk} [cm]	δ_{sk} [cm]	μ	$\Delta_{sk} = \delta_k - \delta_{k-1}$	θ_{sk}
10	300	8,89	4	4,76	0,0159
9	300	7,70	4	4,72	0,0157
8	300	6,52	4	4,36	0,0145
7	310	5,43	4	4,84	0,0156
6	310	4,22	4	4,20	0,0135
5	310	3,17	4	3,80	0,0123
4	320	2,22	4	3,28	0,0103
3	320	1,40	4	2,60	0,0081
2	320	0,75	4	1,88	0,0059
1	450	0,28	4	1,12	0,0025

Dirección Y

Nivel	h_{sk} [cm]	δ_{sk} [cm]	μ	$\Delta_{sk} = \delta_k - \delta_{k-1}$	θ_{sk}
10	300	4,67	4	2,44	0,0081
9	300	4,06	4	2,48	0,0083
8	300	3,44	4	2,48	0,0083
7	310	2,82	4	2,32	0,0075
6	310	2,24	4	2,24	0,0072
5	310	1,68	4	2,00	0,0065
4	320	1,18	4	1,72	0,0054
3	320	0,75	4	1,36	0,0043
2	320	0,41	4	1,00	0,0031



ESQUEMA DEL EDIFICIO

Puede notarse que las distorsiones de piso están en todos los casos por debajo de las máximas que limita el Reglamento. Esto constituye otra de las ventajas de este tipo de configuración estructural, considerando el mejor comportamiento de los elementos no estructurales, fundamentalmente para ciertos destinos de las construcciones.

(1.5., R.P.II.)

1.2. MÉTODO DE DISEÑO

Teniendo en cuenta la incertidumbre que se tiene en la determinación de la demanda de resistencia que generaría un terremoto destructivo en las estructuras, y considerando la débil estimación con la cual se están definiendo actualmente los límites reglamentarios actuales, es que se plantea aquí una estrategia de diseño que, dentro de ciertos límites, se independice de la demanda. La atención se centra entonces, en la capacidad que tienen las estructuras de disipar la energía sísmica mediante importantes incursiones en el campo inelástico, o deformaciones plásticas.

En el caso sísmico, centrarse fundamentalmente en la capacidad de las estructuras, significa crear estructuras que sean ampliamente tolerantes a las deformaciones impuestas, es decir, que tengan una capacidad de deformación muy superior a la máxima demanda esperada, que por cierto siempre es incierta.

Como corolario: la resistencia mínima especificada por los reglamentos actuales brinda sólo un parámetro razonable, con base en sismos históricos y registrados, y puede llegar a estar muy lejos de la demanda real.

El análisis estructural elástico, actualmente aceptado en la práctica profesional, tiene relativa importancia cuando se pretende estimar el comportamiento de estructuras con fuertes incursiones en el campo inelástico. Y aunque esto no significa que no puedan lograrse estructuras con respuesta satisfactoria ante sismos destructivos, debe ponerse énfasis en los procedimientos de diseño y detallado de las mismas.

El diseño por capacidad, es un procedimiento de diseño (no de análisis) determinístico, racional, y relativamente sencillo, desarrollado en Nueva Zelanda durante los últimos veinte años, que se ha difundido a otros países.

Las pautas básicas del diseño por capacidad son las siguientes:

- *Se elige el mecanismo de colapso (definir zonas de formación potencial de rótulas plásticas), otorgando a éstos puntos una resistencia nominal tan cercana como se pueda a la resistencia requerida proveniente de las combinaciones de estados de cargas definidos en 1.3 (Cap.1; R.P.II.). Luego, estas zonas se detallan cuidadosamente para garantizar que la demanda de ductilidad estimada pueda desarrollarse. Esto se logra, principalmente, colocando armadura transversal poco espaciada y bien anclada.*
- *Los puntos elegidos como disipadores de energía (rótulas plásticas), se diseñan especialmente para inhibir los modos indeseables de*

deformación inelástica, como son los originados por fallas de corte, anclaje o inestabilidad. Asegurándose así, que la resistencia de estos modos sea mayor que la de la rótula plástica, cuando éstas desarrollan su sobrerresistencia flexional (capacidad).

- Así también, las zonas potencialmente frágiles, o aquellas componentes que no puedan tener una disipación estable de energía, se diseñan otorgándoseles mayor resistencia que a las rótulas plásticas. Se asegura de este modo que estas zonas se mantendrán esencialmente elásticas independientemente de la demanda sísmica. De este modo, el detallado de estos elementos puede ser el convencional especificado en el Reglamento CIRSOC 201.

(3.4., R.P.II.) **1.2.1. Rigidez**

Para obtener valores reales de deformaciones y solicitaciones en estructuras estáticamente indeterminadas, y para poder estimar el periodo de vibración, debe tenerse en cuenta el efecto de la degradación de rigidez debida al agrietamiento en los elementos.

Aunque los efectos de agrietamiento varían a lo largo del elemento de acuerdo con las características del diagrama de momentos, es válido adoptar valores promedio de las propiedades efectivas de las secciones.

(3.4.1., R.P.II.) Los valores recomendados para tabiques de Hormigón Armado, están en función del nivel de carga axial al que se encuentran sometidos, es decir:

Nivel de esfuerzo axial	I_e	A_e
$P_u / f'_c A_g = 0,20$	$0,45 I_g$	$0,80 A_g$
$P_u / f'_c A_g = 0,00$	$0,25 I_g$	$0,50 A_g$
$P_u / f'_c A_g = -0,20$	$0,15 I_g$	$0,30 A_g$

Por ello, se deberá establecer primero el estado de cargas actuante en cada tabique, para posteriormente poder definir sus valores efectivos de momento de inercia I_e y área A_e , como porcentaje de los momentos de inercia I_g y del área A_g , de la sección neta. .

La tabla siguiente muestra los valores de carga axial obtenidos con el programa ETABS 8.1.3 para las líneas de tabiques **1X** y **5Y**:

Nivel	Tabique	Carga	P
10	TX1	COMB2	-224,44
9	TX1	COMB2	-443,01
8	TX1	COMB2	-665,47
7	TX1	COMB2	-915,66
6	TX1	COMB2	-1190,3
5	TX1	COMB2	-1464,94
4	TX1	COMB2	-1745,38
3	TX1	COMB2	-2014,39
2	TX1	COMB2	-2347,64
1	TX1	COMB2	-2780,83
10	TY5	COMB2	-610,88
9	TY5	COMB2	-1210,26
8	TY5	COMB2	-1814,1
7	TY5	COMB2	-2405,91
6	TY5	COMB2	-3060,17
5	TY5	COMB2	-3714,43
4	TY5	COMB2	-4375,33
3	TY5	COMB2	-4940,6
2	TY5	COMB2	-5653,46
1	TY5	COMB2	-6480,9

Carga axial máxima en tabiques

Para los tres niveles de análisis y las dos líneas de tabiques a diseñar, los niveles de carga axial resultan:

✓ Nivel 1: Tabique (T1X)

$$\frac{P_u}{f'_c \times A_g} = \frac{2780,8KN}{25000KN / m^2 \times (0,40m \times 7,0m)} = 0,025$$

✓ Nivel 1: Tabique (T5Y)

$$\frac{P_u}{f'_c \times A_g} = \frac{6480,9KN}{25000KN / m^2 \times (0,40m \times 8,0m)} = 0,081$$

✓ Nivel 4: Tabique (T1X)

$$\frac{P_u}{f'_c \times A_g} = \frac{1745,4KN}{25000KN / m^2 \times (0,30m \times 7,0m)} = 0,033$$

✓ Nivel 4: Tabique (T5Y)

$$\frac{P_u}{f'_c \times A_g} = \frac{4375,3\text{KN}}{25000\text{KN} / \text{m}^2 \times (0,30\text{m} \times 8.0\text{m})} = 0.073$$

✓ Nivel 8: Tabique (T1X)

$$\frac{P_u}{f'_c \times A_g} = \frac{665,5\text{KN}}{25000\text{KN} / \text{m}^2 \times (0,20\text{m} \times 7.0\text{m})} = 0.02$$

✓ Nivel 8: Tabique (T5Y)

$$\frac{P_u}{f'_c \times A_g} = \frac{1814,1\text{KN}}{25000\text{KN} / \text{m}^2 \times (0,20\text{m} \times 8.0\text{m})} = 0.045$$

Considerando que los valores obtenidos se encuentran entre los primeros dos niveles de carga axial establecidos por el Reglamento, se realiza una interpolación lineal entre dichos parámetros, y finalmente se adopta para todos los tabiques de la estructura la siguiente reducción de áreas y momentos de inercia por agrietamiento:

Nivel de esfuerzo axial (real)	I_e	A_e
$P_u / f'_c A_g = 0,20$	$0,45 I_g$	$0,80 A_g$
$P_u / f'_c A_g = 0,07$	$0,32 I_g$	$0,60 A_g$
$P_u / f'_c A_g = 0,00$	$0,25 I_g$	$0,50 A_g$

Por otro lado, podría obtenerse una mayor precisión diferenciando los valores de I_e y A_e de los tabiques de los pisos superiores respecto de los inferiores, aunque se considera desde el punto de vista práctico suficiente, con la interpolación lineal antes descripta.

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

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

$$1,2D \pm 1,0E + f_1L + f_2S$$

$$0,9D \pm 1,0E$$

donde:

D: Cargas permanentes debidas al peso de los elementos estructurales y de los elementos (no estructurales) que actúan en forma permanente sobre la estructura;

E: Efecto provocado por la componente horizontal y vertical de la acción sísmica;

L: Sobrecarga debida a los equipos móviles y al destino del edificio;

S: Carga de nieve.

(1.3.2., R.P.II.) Por otro lado, establece que los efectos provocados por la acción sísmica se determinarán como se indica a continuación:

$$E = E_H \pm E_V$$

siendo:

E_H: Componente horizontal del efecto sísmico según lo especifica el Capítulo 14 de la Parte I "Construcciones en general", con los valores de ductilidad global especificados en el Reglamento, Parte II;

E_V: Componente vertical del efecto sísmico determinada según la expresión:

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

(1.3.3., R.P.II.) Adicionalmente, la estructura debe verificarse con las combinaciones de estados de cargas correspondientes, que no incluyan la acción sísmica según lo establece el artículo 9.2 del Reglamento CIRSOC 201.

Para este ejemplo, las combinaciones de estados de cargas que no consideran la acción sísmica son:

$$1.4D$$

$$1.2D + 1.6L$$

Para realizar un análisis estructural tridimensional al edificio en estudio, se modeló la estructura mediante el programa ETABS 8.1.3 no lineal.

Considerando la forma en que el programa asume los distintos tipos de cargas, se definieron 6 estados de cargas puros, es decir:

ESTADO I: Cargas permanentes "D", donde el programa calcula automáticamente el peso propio (exclusivamente) de todos los elementos que conforman la estructura, según su densidad y sección.

ESTADO II: Cargas superpuertas "SD", con esta denominación se carga todo el peso muerto restante que formará parte de las cargas permanentes actuantes en la estructura (contra pisos, pisos, paneles, cielorrasos, etc.)

ESTADO III: Sobrecargas "L"

ESTADO IV: Sismo horizontal "EH : s/X X"

ESTADO V: Sismo horizontal "EH : s/Y Y"

ESTADO VI: Sismo vertical "EV : s/Z Z"

Se realizan las siguientes combinaciones de estados de cargas:

- 1) $1.4D$ (Combo 1)
- 2) $1.2D + 1.6L$ (Combo 2)
- 3) $1.2D + 0.5L + E_V$
- 4) $0.9D - E_V$
- 5) $1.2D + 0.5L + E_V + E_H$ (Combo 3x-4x; Combo 5y-6y)
- 6) $1.2D + 0.5L - E_V + E_H$
- 7) $0.9D + E_V + E_H$ (Combo 7x-10x; Combo 8y-9y)
- 8) $0.9D - E_V + E_H$
- 9) $1.2D + 0.5L + E_V - E_H$
- 10) $1.2D + 0.5L - E_V - E_H$
- 11) $0.9D + E_V - E_H$
- 12) $0.9D - E_V - E_H$

De todos los estados analizados, según las dos direcciones, los que resultaron más desfavorables fueron:

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

$$(1) 1.2D + 0.5L + E_V + E_H$$

$$(2) 0.9D - E_V + E_H$$

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

$$(3) 1.2D + 0.5L + E_V - E_H$$

$$(4) 0.9D - E_V - E_H$$

1.2.2. a. Sección de diseño

El propósito de este trabajo es establecer la metodología utilizada para el procedimiento de análisis y diseño de los diferentes elementos estructurales del edificio, empleando el “Diseño por Capacidad”.

Cabe aclarar que uno de los objetivos es demostrar la mayor simplicidad y rapidez que se logra en el diseño de estructuras con tabiques, con respecto de las aporticadas.

En este ejemplo, los pórticos han sido definidos de manera tal que trabajan exclusivamente a cargas gravitatorias (vigas débiles y columnas con rigideces muy pequeñas en relación a los tabiques), es por ello que no se extenderá el diseño a dichos elementos.

Para ejemplificar la aplicación del método de diseño por capacidad, se eligieron dos líneas de tabiques que son las indicadas en la figura 5.

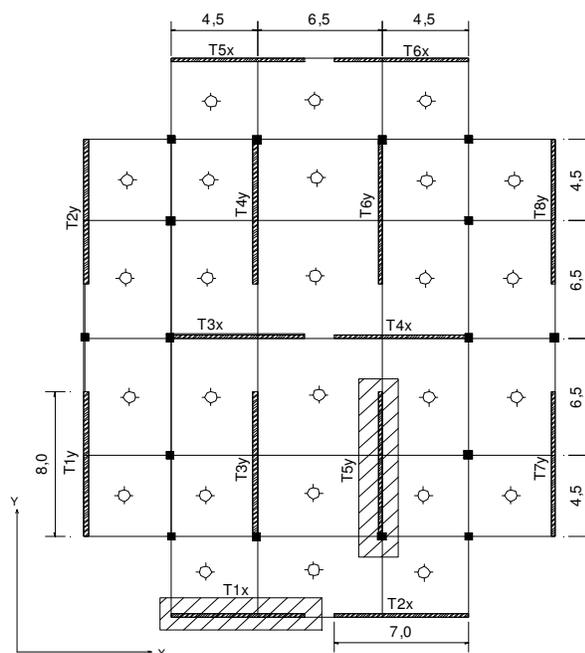


Fig. 5: ELEMENTOS ESTRUCTURALES A DISEÑAR

En las próximas figuras se muestran, para los elementos elegidos, los diagramas de momento flector y esfuerzos de corte obtenidos mediante el programa ETABS 8.1.3., donde se ilustran sólo los correspondientes a sismo izquierda, debido a la simetría de la estructura.

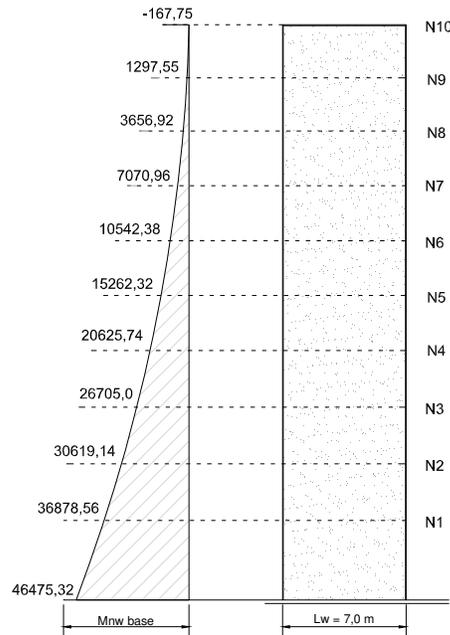


Fig. 6: MOMENTOS DE FLEXIÓN [KNm], EN TABIQUE "T1X"
Sismo Izquierda (E_H)

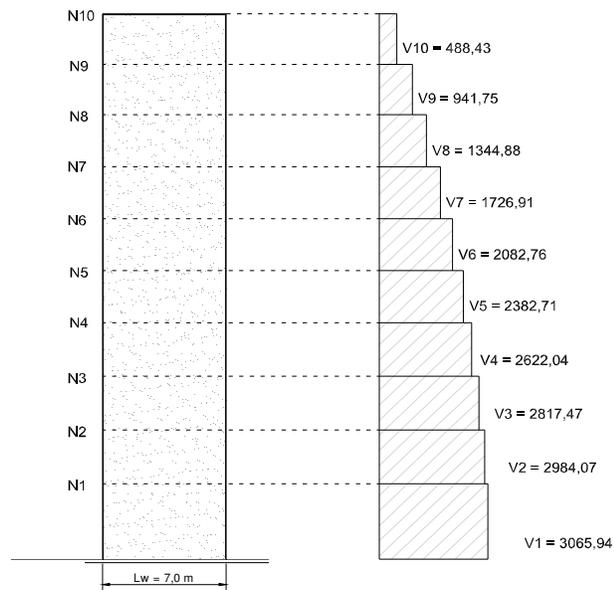


Fig. 7: ESFUERZOS DE CORTE [KN], EN TABIQUE "T1X"
Sismo Izquierda (E_H)

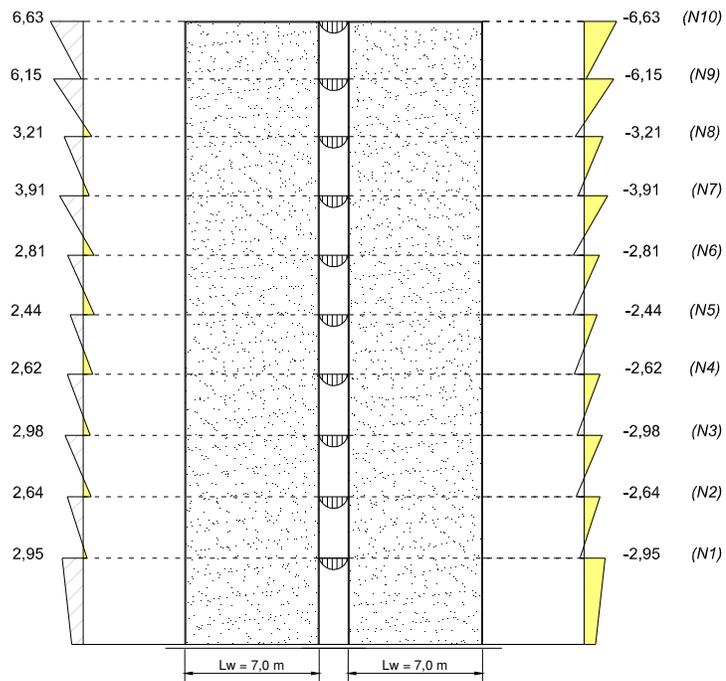


Fig. 8: MOMENTOS DE FLEXIÓN [KNm], EN TABIQUE "T1X"
Estado de Cargas Permanentes (D + SD)
COMVERT

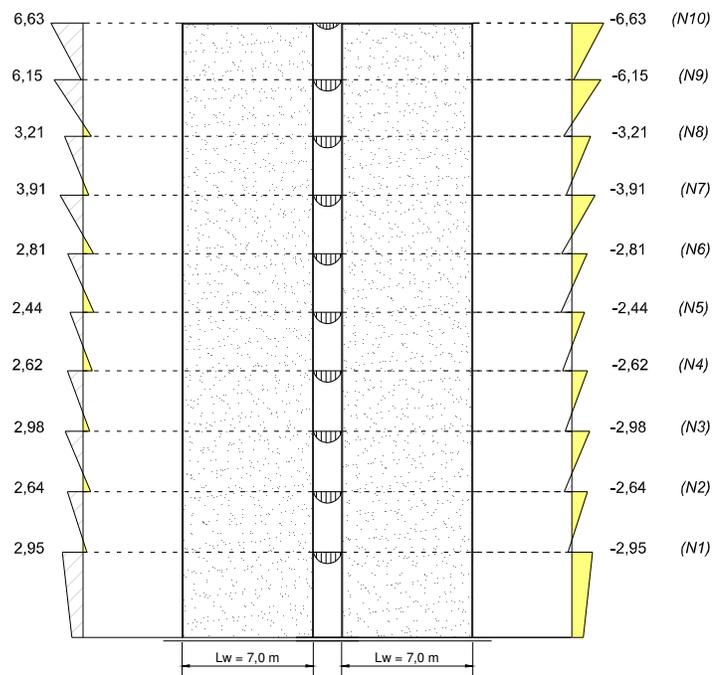


Fig. 9: MOMENTOS DE FLEXIÓN [KNm], EN TABIQUE "T1X"
Estado de Sobrecargas de Servicio (L)
LIVE

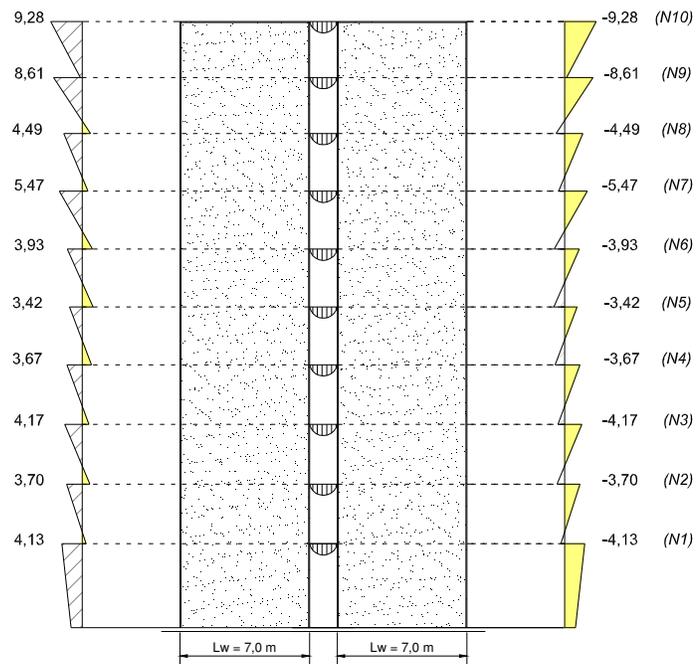


Fig. 10: MOMENTOS DE FLEXIÓN [KNm], EN TABIQUE "T1X"
Estado de Cargas (1,4 D)
COMB 1

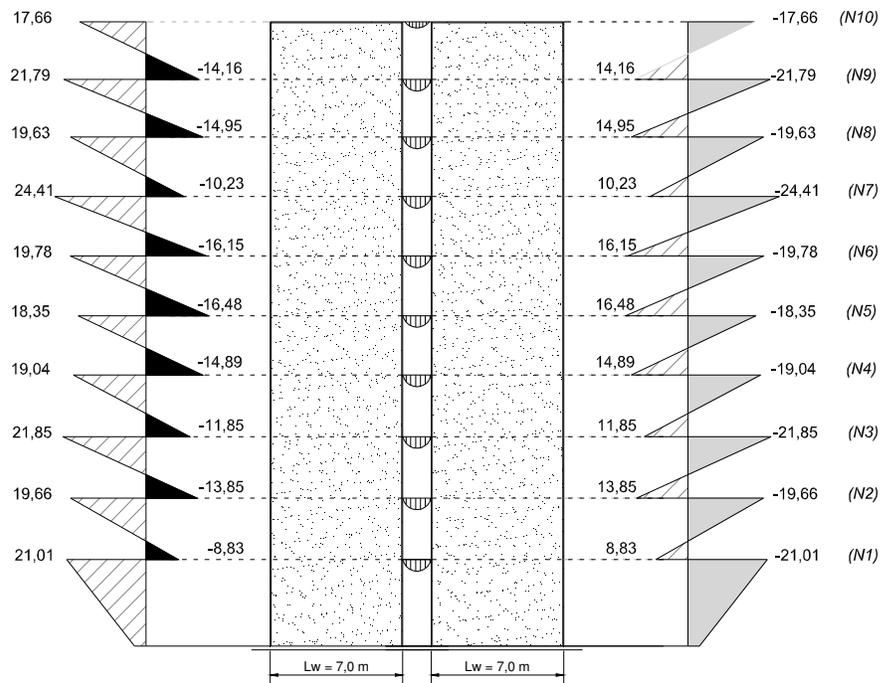


Fig. 11: MOMENTOS DE FLEXIÓN [KNm], EN TABIQUE "T1X"
Estado de Cargas (1,2 D + 1,6 L)
COMB 2

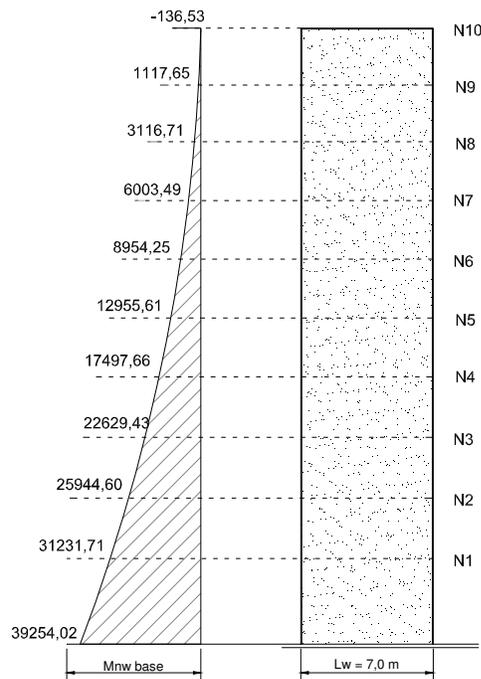


Fig. 12: MOMENTOS DE FLEXIÓN [KNm], EN TABIQUE "T1X"
Estado de Cargas (1,2 D + 0,5 L + E_H)
COMB 3

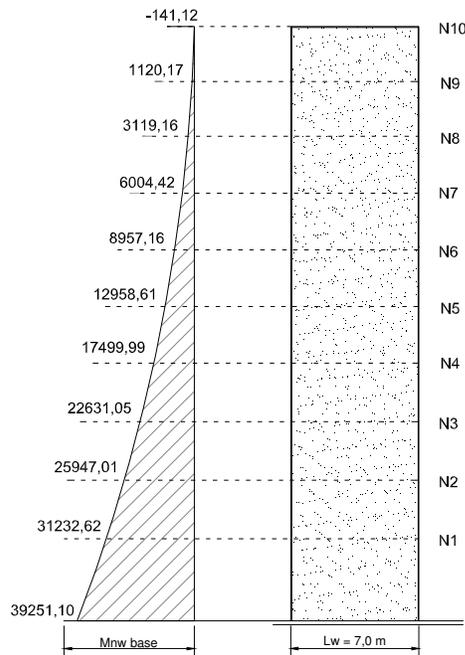
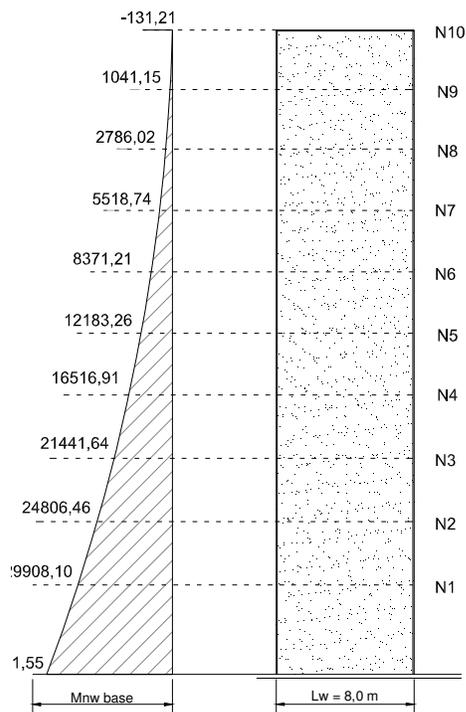
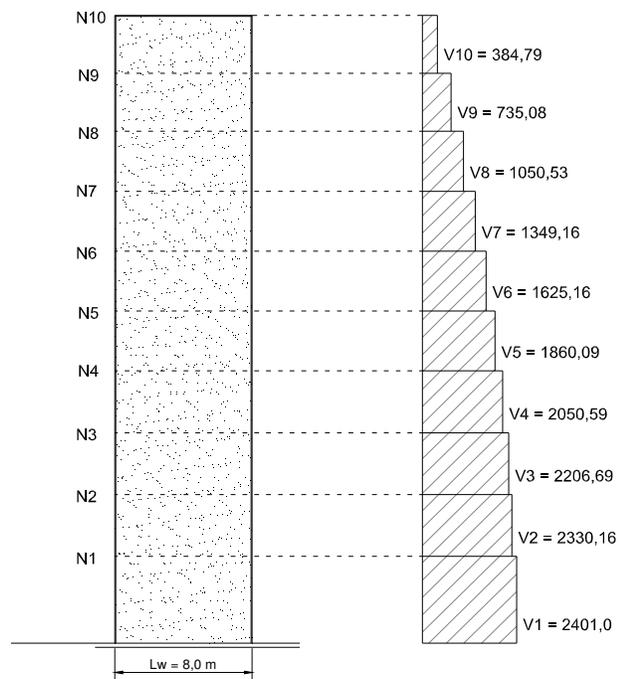


Fig. 13: MOMENTOS DE FLEXIÓN [KNm], EN TABIQUE "T1X"
Estado de Cargas (0,9 D + E_H)
COMB 7



**Fig. 14: MOMENTOS DE FLEXIÓN [KNm], EN TABIQUE “T5Y”
Sismo Izquierda (EH)**



**Fig. 15: ESFUERZOS DE CORTE [KN], EN TABIQUE “T5Y”
Sismo Izquierda (EH)**

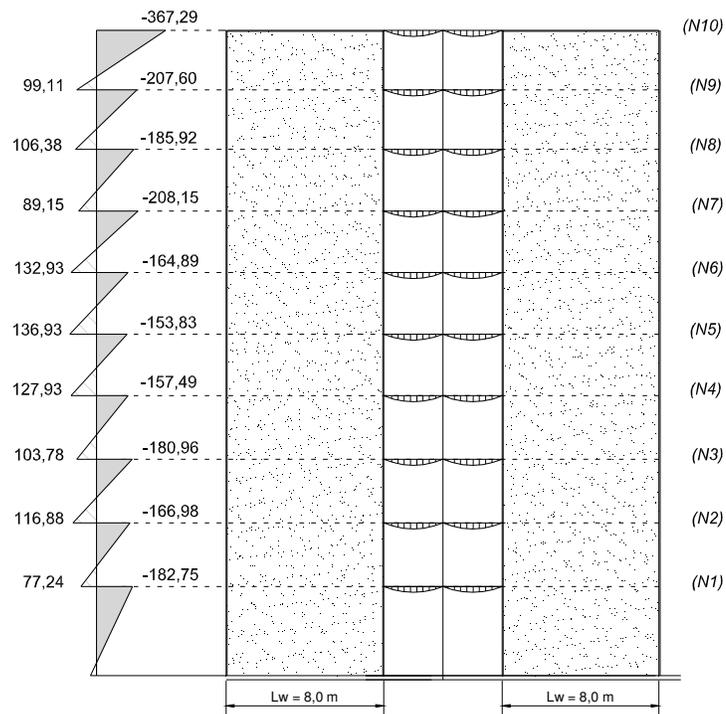


Fig. 16: MOMENTOS DE FLEXIÓN [KNm], EN TABIQUE “T5Y”
Estado de Cargas Permanentes (D + SD)
COMBVERT

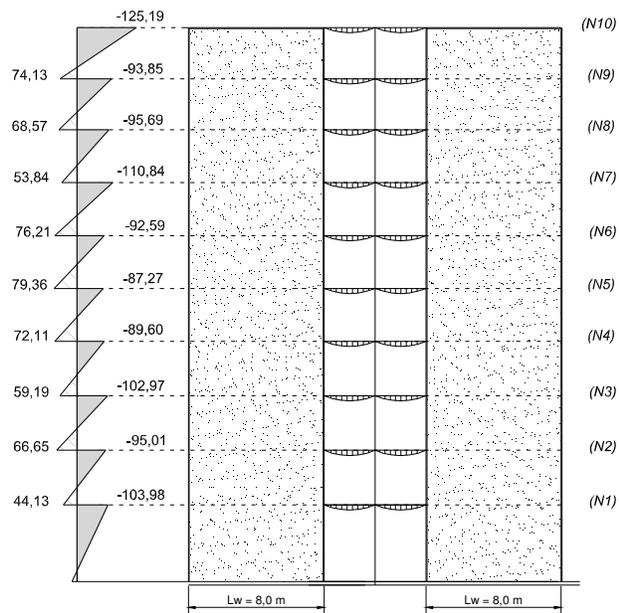


Fig. 17: MOMENTOS DE FLEXIÓN [KNm], EN TABIQUE “T5Y”
Estado de Sobrecargas de Servicio (L)
LIVE

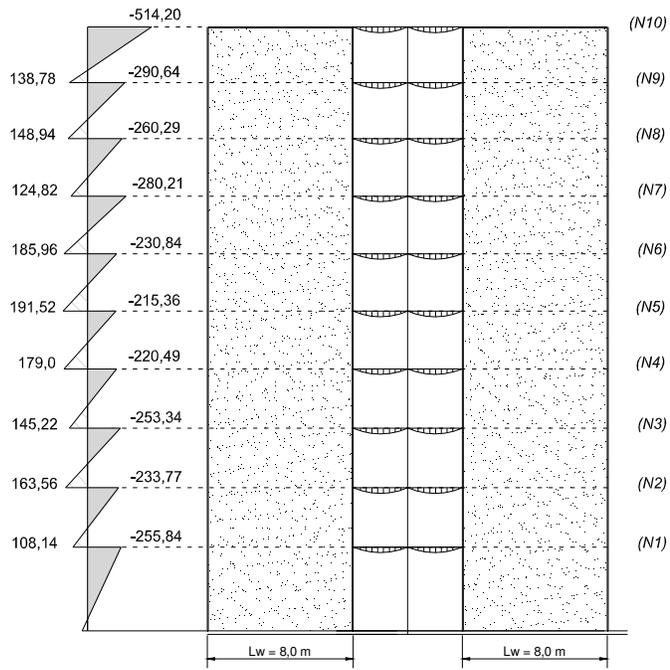


Fig. 18: MOMENTOS DE FLEXIÓN [KNm], EN TABIQUE "T5Y"
Estado de Cargas (1,4 D)
COMB 1

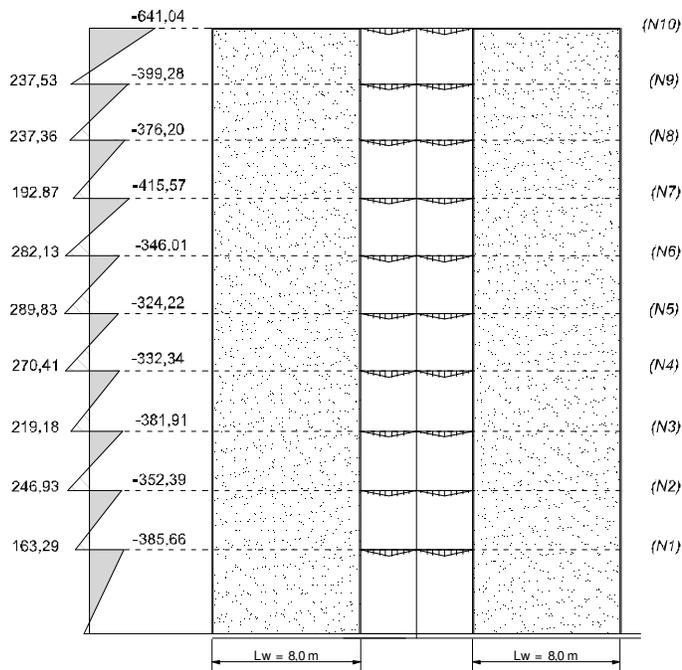


Fig. 19: MOMENTOS DE FLEXIÓN [KNm], EN TABIQUE "T5Y"
Estado de Cargas (1,2 D + 1,6 L)
COMB 2

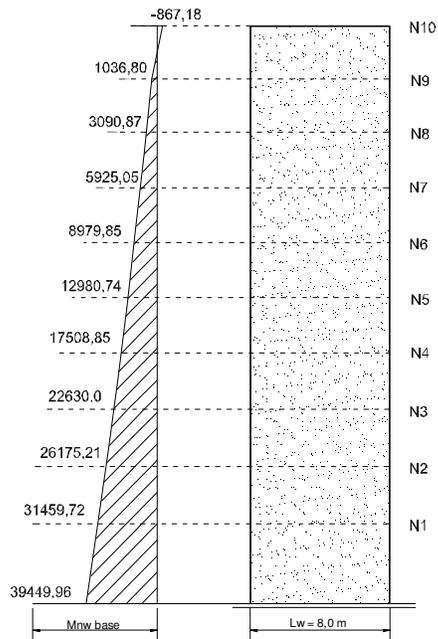


Fig. 20: MOMENTOS DE FLEXIÓN [KNm], EN TABIQUE “T5Y”
Estado de Cargas (1,2 D + 0,5 L + E_H)
COMB 5

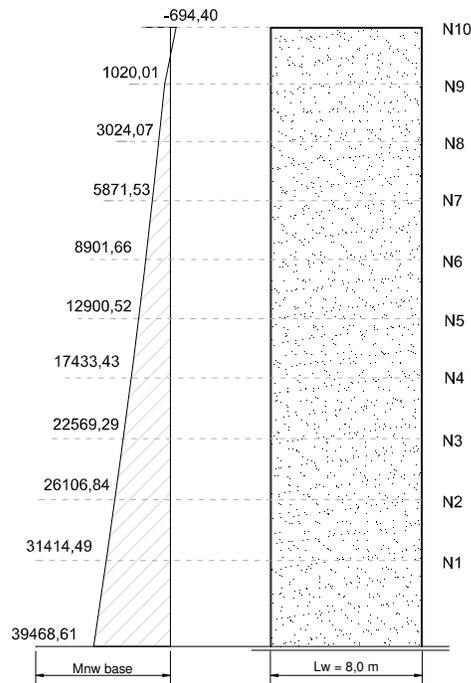


Fig. 21: MOMENTOS DE FLEXIÓN [KNm], EN TABIQUE “T5Y”
Estado de Cargas (0,9 D + E_H)
COMB 8

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

Para la aplicación del método de diseño por capacidad es fundamental definir un mecanismo de colapso adecuado de la estructura sismorresistente del edificio. El diseñador deberá elegir a priori, la ubicación de los puntos de potencial formación de rótulas plásticas de manera que conduzca a la formación de un mecanismo de colapso cinemáticamente posible del sistema estructural dado.

Según principios ampliamente analizados y aceptados en la actualidad, el mecanismo de colapso en estructuras de hormigón armado debe basarse en la flexión como fuente de disipación de energía. Es por ello que deben evitarse definitivamente los mecanismos asociados con deformaciones inelásticas por corte, falta de adherencia entre la armadura y el hormigón e inestabilidad de elementos.

El principio fundamental para definir dichos puntos es que, para una ductilidad global dada, las demandas de ductilidad de curvatura asociadas en las rótulas plásticas, se mantengan dentro de límites admisibles.

En la figura 22, se muestran distintos mecanismos de colapso posibles en tabiques. Debe diferenciarse aquellos que son deseables o aceptables (a) y los que deben evitarse (b), (c), (d).

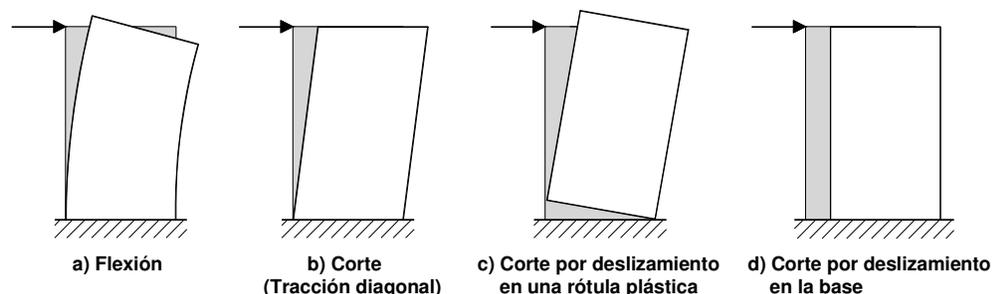


Fig. 22: MECANISMOS DE FALLA PARA TABIQUES EN VOLADIZO

Debe destacarse que para tabiques en voladizo, el diseño debe ser tal que se logre desarrollar la rótula por flexión en la base del mismo, impidiendo todos los modos de falla frágil como lo son los de corte, adherencia e inestabilidad global del tabique.

La ubicación preferencial de dicha rótula (en la parte inferior del tabique), se debe a que para una misma ductilidad global, la demanda de ductilidad local asociada debe ser la mínima posible.

A medida que la zona de formación potencial de rótulas plásticas se encuentra por encima de la base del tabique, la demanda de ductilidad local antes mencionada, irá creciendo.

Por ello, si se diseñara la armadura longitudinal siguiendo los diagramas de momentos elásticos, ya sea el de la carga lateral equivalente o de algún otro método de análisis elástico, la probabilidad de que la rótula se desarrolle en cualquier zona a lo largo de la altura del tabique sería la misma.

Entonces, puede comenzar a plantearse la idea de reforzar la armadura de la zona superior (sobre resistencia) en relación con la de base.

Otra de las fallas que debe tenerse en cuenta, en el diseño de la armadura, es la que se suele denominar “con predominio de corte”, que es en realidad la falla ocasionada por “tracción diagonal”. En este caso se debe tener en cuenta que, para tabiques esbeltos, si se admite que se produce una falla a 45° por tracción diagonal, la armadura efectiva para controlar dicho efecto es la horizontal, que trabaja cosiendo la grieta.

La armadura vertical, hace las veces de “pasador”, y para que dicha resistencia se movilice se necesitan importantes deformaciones, por lo que esta última resistencia debe ser despreciada y en la zona de potencial formación de rótulas plásticas, todo el corte debe ser absorbido por armadura horizontal; salvo la pequeña parte del corte que es capaz de absorber el hormigón del tabique.

El otro tipo de falla (figura A.c), es el de corte por deslizamiento en la zona plastificada, que es la misma idea de corte por deslizamiento en rótulas de vigas. Este tipo de falla no es de importancia en tabiques esbeltos.

El último tipo de falla es el de “corte por deslizamiento en las juntas constructivas”, que puede producirse en cualquier nivel del tabique.

En este tipo de falla, la fuente de resistencia al corte, si no hubiera armadura especial, es la armadura vertical pasante, que tiene dos efectos, fricción por corte y efecto de pasador.

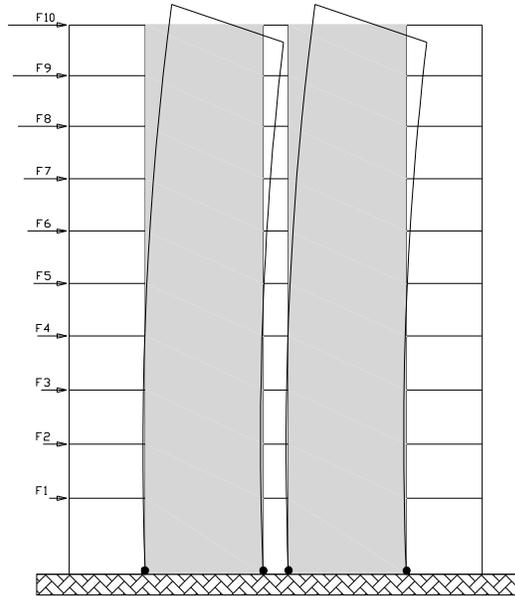
Cuando se superan estas últimas dos resistencias desarrolladas por la armadura vertical, al igual que ocurre en las zonas de corte por deslizamiento en rótulas plásticas reversibles, se debe colocar como única alternativa, armadura diagonal.

El mecanismo de colapso elegido para el edificio en estudio es el (a), que es el recomendable para tabiques esbeltos, en voladizo.

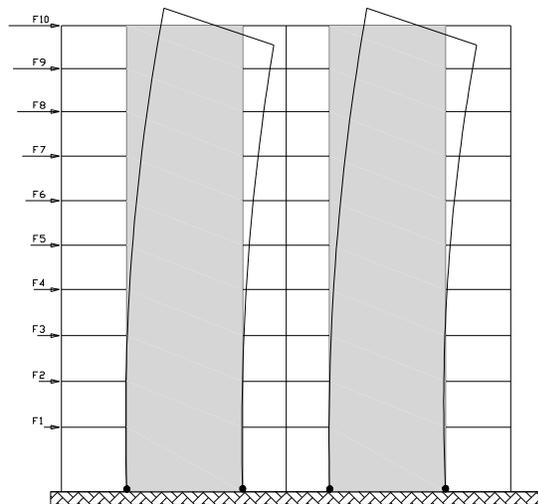
En este caso se deberán realizar los empalmes por yuxtaposición de la armadura longitudinal, en la zona de formación potencial de rótulas plásticas, ya que la capacidad de dichos puntos (empalmes), se deteriora rápidamente bajo deformaciones cíclicas inelásticas, a menos que se disponga de armadura transversal importante que provea la fuerza de cierre

necesaria. Además, aún estando esta zona adecuadamente detallada, la presencia de empalmes reduce drásticamente 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. Este fenómeno puede conducir a una concentración del daño en una longitud corta del tabique y quizá a una fractura prematura de las barras.



Esquema mecanismo tabiques en dirección X-X



Esquema mecanismo tabiques en dirección Y-Y

Fig. 23: MECANISMO DE COLAPSO ADOPTADO

Modelación del mecanismo de colapso

Si bien la zona potencial de formación de rótulas plásticas, de acuerdo al mecanismo de colapso adoptado, está definida en la zona inferior del tabique; es claro que la rótula por flexión (deseable) comenzará a desarrollarse en uno de los extremos del tabique, y a medida que las cargas se incrementen, la rotulación irá avanzando hacia la zona central de la base del tabique.

La representación de dicha situación dista de ser sencilla, ya que el programa ETABS 8.1.3 no posee herramientas que permitan representar rótulas en elementos tipo área, como son los tabiques.

De todos modos, se ha aplicado una representación equivalente que aproxima con buena precisión dicho efecto:

- *Se modelarán los bordes del tabique (horizontal y vertical), como elementos línea (vigas y columnas), con una sección tal que no incremente las características de resistencia o rigidez previstas para el tabique original.*
- *En los elementos verticales (columnas), se modelarán rótulas flexionales en su base; y en la viga inferior, se modelarán cinco rótulas distribuidas en su longitud, para intentar representar el efecto que antes se mencionó.*

NOTA: Debe notarse, que para lograr un comportamiento adecuado a lo que se pretende, la modelación de la estructura se ha realizado "liberando" los extremos de todas las vigas interiores del edificio (Moment releases). De este modo, las vigas toman cargas gravitatorias, sin tener resistencia alguna ante solicitaciones sísmicas, dejando que los tabiques absorban la totalidad de dichas cargas.

(3.3., R.P.II.)

1.2.2. c. Verificación de las dimensiones de los tabiques

Es importante establecer la relación entre las dimensiones de los tabiques sismorresistentes, para evitar efectos no deseados, como son el pandeo lateral (fuera del plano del tabique), en la zona de potencial formación de rótulas plásticas, que se da cuando el espesor del mismo es insuficiente.

En la Parte II anterior (edición 1991), las previsiones relativas al pandeo prematuro del tabique fuera del plano, estaban basadas en conceptos del pandeo Euleriano. Investigaciones recientes, teóricas y experimentales, realizadas en Nueva Zelanda, indican que el pandeo potencial fuera del plano en la zona de rótula plástica aparece después que la zona de borde crítica se ha visto sometida a grandes deformaciones inelásticas de tracción.

Cuando se revierten las acciones sísmicas, las amplias grietas formadas previamente deben cerrarse antes de que se restablezca la rigidez flexional de la sección, necesaria para la estabilidad.

Como consecuencia del cierre irregular de las grietas, se ha observado en este estado, pandeo fuera del plano.

El Reglamento (R.P.II.); Capítulo 3, especifica las limitaciones dimensionales a considerar para tabiques en voladizo, como se detallan a continuación:

Los parámetros principales que afectan la inestabilidad del tabique bajo tales circunstancias son:

- (a) Las deformaciones máximas de la armadura traccionada, medidas por la ductilidad de curvatura.*
- (b) El espesor del tabique en la zona de borde crítica.*
- (c) La disposición de la armadura vertical (en una o dos capas)*
- (d) La cantidad de armadura vertical en la zona de borde. A medida que la cuantía ρ_l aumenta, se demora el cierre de las grietas formadas previamente.*
- (e) La probable longitud de pandeo.*

Aunque la relación entre estos parámetros es relativamente simple, las expresiones derivadas de principios fundamentales no conducen a una fácil aplicación para el diseño de rutina.

Por ello, las expresiones que figuran en las prescripciones, contienen una serie de simplificaciones que permiten incorporarlas en el proceso de diseño sin pérdida sensible de exactitud.

(C3.3.1., R.P.II.) *Para prevenir el pandeo lateral, el espesor de la zona de borde de la sección del tabique, no puede ser menor que b_{cr} dado por la ecuación (3-3, R.P.II.), la que es aplicable sólo a tabiques con altura superior a 2 pisos.*

Las demandas de ductilidad de curvatura, y por lo tanto, las máximas deformaciones de tracción, se estiman con la ductilidad global de la estructura, y la relación de aspecto $A_r = h_w / L_w$ del tabique. El parámetro ξ dado por la ecuación (3-4, R.P.II.), mide el efecto que tiene la cantidad de armadura vertical traccionada en la zona de borde de la sección transversal del tabique, en restringir el cierre de las grietas cuando el momento se revierte.

En la mayoría de los casos, para tabiques sismorresistentes rectangulares, los requerimientos de corte controlarán el espesor del tabique, y no serán necesarios elementos de borde.

Cuando la longitud de pandeo, que se supone igual a la longitud teórica de la rótula plástica se acerca o supera la altura no soportada del tabique en el primer piso, la limitación dada por la ecuación (3-3, R.P.II.) se vuelve muy severa. En tales casos, que se encuentran **cuando la longitud del tabique relativa a la altura del primer piso es grande, se supone que la longitud de pandeo es igual al 80% de la altura libre no soportada del tabique**. Esto se tiene en cuenta en la ecuación (3-5, R.P.II.).

(3.3.4., R.P.II.) Con la verificación de la ecuación (3-7, R.P.II.) se asegura que la relación entre el espesor del tabique y la altura libre en zonas de formación potencial de rótula plástica, sea al menos 1/20 y 1/16 para ductilidades comprendidas entre 2 y 6 respectivamente.

(3.3.1., R.P.II.) Cuando se utilicen dos capas de armaduras ubicadas cerca de las caras del tabique, el espesor (b) de los elementos de borde de la sección del tabique, deberá extenderse al menos la altura total del primer piso y no deberá ser menor que el siguiente valor:

$$b_{cr} = \frac{k_{cr} (\mu + 2)(A_r + 2)L_w}{1700\sqrt{\xi}}$$

donde:

$$\xi = 0.30 - \frac{\rho_1 f_y}{2.50f'_c} > 0.10$$

donde:

ρ_1 : cuantía de la armadura vertical del elemento de borde solamente

$$k_{cr} = 1,0$$

(3.3.3., R.P.II.) Cuando b_{cr} , calculado según 3.3.1. (R.P.II.), sea mayor que el espesor del alma b_w , se deberá proveer un elemento de borde con área A_{wb} tal que:

$$b^2_{cr} \leq A_{wb} \geq \frac{b_{cr}L_w}{10}$$

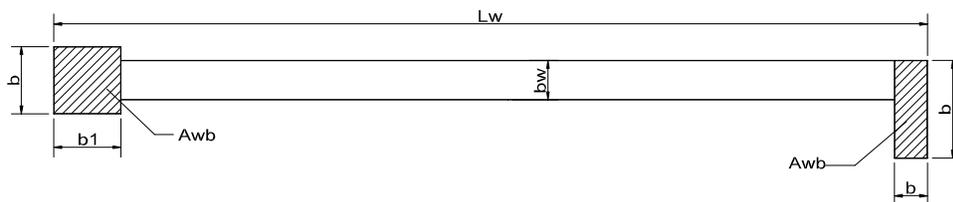
(3.3.4., R.P.II.) La relación entre el espesor del tabique sismorresistente en los bordes extremos y la altura libre del piso, deberá satisfacer la condición siguiente:

$$\frac{b}{L_n} \geq 0.04 \left(1 + \frac{\mu}{10} \right) \leq \frac{b_1}{L_n}$$

$$b \geq b_w \qquad b_1 = \frac{b_{cr} L_w}{10b}$$

$$b \geq b_{cr} \qquad b_1 = \frac{b_{cr}^2}{b}$$

$$b \geq 0.04 \left(1 + \frac{\mu}{10} \right) L_n \qquad b_1 \geq 0.04 \left(1 + \frac{\mu}{10} \right) L_n$$



Dimensiones mínimas de los elementos de borde en las zonas de formación potencial de rótulas plásticas

Para el ejemplo, se han adoptado tres espesores de tabiques que se reducen a medida que ascendemos en el edificio. Es necesario definir si existe la necesidad de cabezales.

Los valores de los espesores adoptados para los diferentes niveles son:

Del piso 1 al piso 3 = 0,40 m

Del piso 4 al piso 7 = 0,30 m

Del piso 8 al piso 10 = 0,20 m

(3.3.1., R.P.II.) Por otro lado, a los fines de la determinación del espesor crítico (b_{cr}), es necesario adoptar los siguientes valores de $\xi = 0.2$ y $k_{cr} = 1$ (recomendados en la práctica), ya que aún no se cuenta con valores definidos de cuantía para las distintas secciones del tabique.

“El valor del espesor crítico (b_{cr}) deberá verificarse una vez determinada la armadura real a proveer en el tabique.”

La relación de aspecto de los tabiques, en el nivel de base resulta:

Tabiques según X – X: $A_r = \frac{32.5m}{7m} = 4.64$

$$b_{cr} = \frac{k_{cr}(\mu + 2)(A_r + 2)L_w}{1700\sqrt{\xi}} \cdot 0.37m = \frac{1(4 + 2)(4.64 + 2)7}{1700\sqrt{0.2}}$$

Tabiques según Y – Y: $A_r = \frac{32.5m}{8m} = 4.06$

$$b_{cr} = \frac{k_{cr}(\mu + 2)(A_r + 2)L_w}{1700\sqrt{\xi}} \cdot 0.38m = \frac{1(4 + 2)(4.06 + 2)8}{1700\sqrt{0.2}}$$

$b_w > b_{cr} \rightarrow$ No necesita cabezales.

Se evalúan a continuación, las reducciones de espesores planteadas en altura:

La relación de aspecto de los tabiques, en el Nivel 4 (primera reducción) es:

Tabiques según X – X: $A_r = \frac{21.6m}{7m} = 3.08$

$$b_{cr} = \frac{k_{cr}(\mu + 2)(A_r + 2)L_w}{1700\sqrt{\xi}} \cdot 0.28m = \frac{1(4 + 2)(3.08 + 2)7}{1700\sqrt{0.2}}$$

Tabiques según Y – Y: $A_r = \frac{21.6m}{8m} = 2.7$

$$b_{cr} = \frac{k_{cr}(\mu + 2)(A_r + 2)L_w}{1700\sqrt{\xi}} \cdot 0.297m = \frac{1(4 + 2)(2.7 + 2)8}{1700\sqrt{0.2}}$$

$b_w > b_{cr} \rightarrow$ No necesita cabezales.

La relación de aspecto de los tabiques, en el Nivel 8 (segunda reducción) es:

Tabiques según X – X: $A_r = \frac{9.1m}{7m} = 1.3$

$$b_{cr} = \frac{k_{cr}(\mu + 2)(A_r + 2)L_w}{1700\sqrt{\xi}} \quad 0.18m = \frac{1(4 + 2)(1.3 + 2)7}{1700\sqrt{0.2}}$$

Tabiques según Y – Y: $A_r = \frac{9.1m}{8m} = 1.14$

$$b_{cr} = \frac{k_{cr}(\mu + 2)(A_r + 2)L_w}{1700\sqrt{\xi}} \quad 0.198m = \frac{1(4 + 2)(1.14 + 2)8}{1700\sqrt{0.2}}$$

$b_w > b_{cr} \rightarrow$ No necesita cabezales.

Verificación de relación entre el espesor del tabique sismorresistente en los bordes extremos y la altura libre del piso (Planta Baja – Nivel 1):

$$\frac{b}{L_n} \geq 0.04 \left(1 + \frac{\mu}{10}\right) \leq \frac{b_1}{L_n} \frac{400}{4500} = 0.089 \geq 0.04 \left(1 + \frac{4}{10}\right) = 0.056 \quad (\text{Verifica})$$

donde:

b : Espesor de los elementos de borde del tabique, en este caso $b = b_w$

L_n : Altura libre entre pisos.

b_1 : Espesor del elemento de borde, medido según la longitud del tabique (en este caso, no corresponde)

Verificación de relación entre el espesor del tabique sismorresistente en los bordes extremos y la altura libre del piso (Nivel 4):

$$\frac{b}{L_n} \geq 0.04 \left(1 + \frac{\mu}{10}\right) \leq \frac{b_1}{L_n} \frac{300}{3200} = 0.094 \geq 0.04 \left(1 + \frac{4}{10}\right) = 0.056 \quad (\text{Verifica})$$

(3.3.4., R.P.II.)

Verificación de relación entre el espesor del tabique sismorresistente en los bordes extremos y la altura libre del piso (Nivel 8):

$$\frac{b}{L_n} \geq 0.04 \left(1 + \frac{\mu}{10}\right) \leq \frac{b_1}{L_n} \frac{200}{3100} = 0.065 \geq 0.04 \left(1 + \frac{4}{10}\right) = 0.056 \quad (\text{Verifica})$$

(3.5., R.P.II.) **1.3. DISEÑO A FLEXIÓN**

(3.5.1., R.P.II.) *Según el artículo 3.5.1. (R.P.II.), se podrá redistribuir las fuerzas sísmicas horizontales y los correspondientes momentos, entre tabiques sismorresistentes, siempre que la fuerza horizontal en cualquier tabique no se reduzca en más de un 30 %.*

En el edificio del ejemplo, debido a la simetría de la planta, tal redistribución no se lleva a cabo.

(3.5.3., R.P.II.) **1.3.1. Momentos de diseño en la base**

Las solicitaciones de diseño en la base de un tabique sismorresistente deberán ser determinadas de acuerdo con las combinaciones de estados de cargas establecidas en el Artículo 1.3. (R.P.II.), teniendo en cuenta los factores de reducción de resistencia ϕ según 1.6. (R.P.II.).

*A continuación se presentan los valores de momentos de flexión obtenidos con el programa ETABS 8.1.3, para las líneas de tabiques **T1X** y **T5Y**:*

<i>Nivel</i>	<i>Tabique</i>	<i>Estado de cargas</i>	<i>Ubicación</i>	<i>Carga axial P [KN]</i>	<i>Corte V_x [KN]</i>	<i>Momento M_x [KNm]</i>
10	T1X	COMB4	Capitel	-74,14	553,29	-180,1
			base	-192,89	553,29	1479,8
		COMB10	Capitel	-45,61	555,66	-184,7
			base	-134,68	555,66	1482,3
9	T1X	COMB4	Capitel	-263,39	1078,95	960,1
			base	-382,14	1078,95	4197,0
		COMB10	Capitel	-177,56	1082,42	952,2
			base	-266,62	1082,42	4199,4
8	T1X	COMB4	Capitel	-452,58	1549,48	3340,0
			base	-575,29	1549,48	8143,4
		COMB10	Capitel	-309,46	1552,35	3332,1
			base	-401,49	1552,35	8144,4
7	T1X	COMB4	Capitel	-617,06	1980,29	5989,7
			base	-801,13	1980,29	12128,6
		COMB10	Capitel	-424,49	1984,22	5980,4
			base	-562,54	1984,22	12131,5
6	T1X	COMB4	Capitel	-863,72	2392,48	10150,1
			base	-1047,78	2392,48	17566,8
		COMB10	Capitel	-599,94	2396,02	10142,1
			base	-737,99	2396,02	17569,8
5	T1X	COMB4	Capitel	-1110,37	2743,35	15249,1
			base	-1294,44	2743,35	23753,5
		COMB10	Capitel	-775,39	2746,6	15241,5
			base	-913,44	2746,6	23756,0
4	T1X	COMB4	Capitel	-1356,89	3026,07	21099,5
			base	-1546,89	3026,07	30782,9
		COMB10	Capitel	-950,74	3029	21091,7
			base	-1093,24	3029	30784,5
3	T1X	COMB4	Capitel	-1543,49	3245,19	24908,8
			base	-1796,82	3245,19	35293,4
		COMB10	Capitel	-1084,16	3248,57	24900,4
			base	-1274,16	3248,57	35295,8
2	T1X	COMB4	Capitel	-1849,99	3438,79	31515,8
			base	-2103,32	3438,79	42519,9
		COMB10	Capitel	-1304,91	3441,5	31508,0
			base	-1494,91	3441,5	42520,8
1	T1X	COMB4	Capitel	-2153,51	3574,23	37627,9
			base	-2509,76	3574,23	53712,0
		COMB10	Capitel	-1523,43	3575,4	37619,8
			base	-1790,62	3575,4	53709,1

Solicitaciones máximas en Tabique (T1X)

<i>Nivel</i>	<i>Tabique</i>	<i>Estado de cargas</i>	<i>Ubicación</i>	<i>Carga axial P [KN]</i>	<i>Corte V_y [KN]</i>	<i>Momento M_y [KNm]</i>
10	T5Y	COMB5	Capitel	-411,87	651,33	-867,2
			Base	-547,58	651,33	1086,8
		COMB8	Capitel	-283,64	571,47	-694,4
			Base	-385,43	571,47	1020,0
9	T5Y	COMB5	Capitel	-869,13	934,33	287,9
			Base	-1004,85	934,33	3090,9
		COMB8	Capitel	-578,14	875,86	397,1
			Base	-679,93	875,86	3024,7
8	T5Y	COMB5	Capitel	-1326,33	1235,12	2096,2
			Base	-1466,57	1235,12	5925,0
		COMB8	Capitel	-872,6	1184,43	2199,8
			Base	-977,78	1184,43	5871,5
7	T5Y	COMB5	Capitel	-1722,92	1575,19	4096,8
			Base	-1933,28	1575,19	8979,9
		COMB8	Capitel	-1127,52	1512,71	4212,2
			Base	-1285,28	1512,71	8901,6
6	T5Y	COMB5	Capitel	-2239,65	1848,65	7249,9
			Base	-2450,01	1848,65	12980,7
		COMB8	Capitel	-1468,18	1791,89	7345,7
			Base	-1625,95	1791,89	12900,5
5	T5Y	COMB5	Capitel	-2756,38	2084,25	11047,2
			Base	-2966,74	2084,25	17508,3
		COMB8	Capitel	-1808,85	2031,12	11137,0
			Base	-1966,62	2031,12	17433,4
4	T5Y	COMB5	Capitel	-3272,98	2268,98	15369,3
			Base	-3490,12	2268,98	22630,0
		COMB8	Capitel	-2149,41	2221,24	15461,3
			Base	-2312,27	2221,24	22569,3
3	T5Y	COMB5	Capitel	-3663,13	2450,92	18332,3
			Base	-3952,66	2450,92	26175,2
		COMB8	Capitel	-2407,13	2396,49	18438,1
			Base	-2624,27	2396,49	26106,8
2	T5Y	COMB5	Capitel	-4242,74	2552,74	23290,9
			Base	-4532,27	2552,74	31459,7
		COMB8	Capitel	-2796,41	2508,11	23388,5
			Base	-3013,55	2508,11	31414,5
1	T5Y	COMB5	Capitel	-4819,31	2562,44	27919,0
			Base	-5226,45	2562,44	39450,0
		COMB8	Capitel	-3183,41	2542,85	28025,8
			Base	-3488,77	2542,85	39468,6

Solicitaciones máximas en Tabique (T5Y)

Por otra parte, se muestran además, los valores de los momentos de flexión obtenidos mediante la aplicación del corte sísmico total (método estático), a una altura del edificio que se define en función de los cortes por piso y la altura relativa de los mismos respecto de la base, es decir:

$$\text{Altura de aplicación del esfuerzo de corte total } H_v = \frac{\sum V_i \times H_i}{\sum V_i}$$

Nivel	Altura H_i [m]	Corte T1X V_i [KN]	Corte T5Y V_i [KN]	Altura H_v [m]	Momento T1X [KNm]	Momento T5Y [KNm]
10	32,5	620,4	398,7	15,09	58660,0	37696
9	29,5	1217,1	782,1			
8	26,5	1753,1	1126,6			
7	23,4	2250,9	1446,5			
6	20,3	2682,8	1724,0			
5	17,2	3051,4	1960,9			
4	14,1	3353,5	2155,0			
3	10,9	3601,7	2314,5			
2	7,7	3777,1	2427,2			
1	4,5	3887,6	2498,3			
		26195,6	16833,8			

Comparando estos resultados con los obtenidos mediante las combinaciones de estados de cargas, resueltas con el programa ETABS 8.1.3.; puede notarse la precisión alcanzada con esta metodología simple y sencilla.

Debe aclararse que tal situación obedece fundamentalmente a la simetría del edificio, tanto en planta como en elevación y a la favorable disposición de los tabiques.

Como ya se mencionó, el Diseño por Capacidad de tabiques en voladizo, se basa en la hipótesis de que se produzca una rótula plástica de flexión en la base de los mismos. Es por ello, que la sollicitación de flexión, y el corte asociado a la misma, serán los efectos más importantes a la hora de definir el diseño de estos elementos.

Se observa otra de las ventajas que posee la utilización de tabiques en voladizo, como sistema sismorresistente en edificios de gran altura.

(1.6., R.P.II.) **1.3.2. Diseño de la armadura longitudinal**

Con las acciones provenientes del análisis se deben evaluar:

(3.5.4., R.P.II.) **1.3.2. a. Las acciones de diseño**

$$S_n^{req} = \frac{S_u}{\phi}$$

donde $\phi = 0,90$, para elementos sometidos a flexo-tracción o flexo-compresión.

1.3.2. b. Verificación del pandeo fuera del plano

El nivel de carga axial actuante en el tabique, regirá en cierta medida el tipo de comportamiento que el mismo presenta. El límite que divide los diferentes tipos de comportamientos que rigen a los tabiques se denomina "nivel de carga axial normalizada", y está definido como:

$$\text{Nivel de carga axial normalizada: } P_u^* = \frac{P_u}{f'_c A_{gw}}$$

donde:

P_u : Carga axial actuante en el tabique [KN] (planillas páginas. 51 y 52)

f'_c : Resistencia especificada a compresión del hormigón [KN/m²]

A_{gw} : Sección transversal del tabique [m²]

De acuerdo a este valor se tiene:

Si $P_u^* < 0.10$ (Tabique controlado por tracción, actuando como una viga invertida)

Nivel de carga axial normalizada (Nivel 1 – T1X):

$$P_u^* = \frac{2780,8 \text{ KN}}{25000 \text{ KN} / \text{m}^2 (0.4 \times 7) \text{m}^2} = 0.04$$

Nivel de carga axial normalizada (Nivel 1 – T5Y):

$$P_u^* = \frac{6480,9 \text{ KN}}{25000 \text{ KN} / \text{m}^2 (0.4 \times 8) \text{m}^2} = 0.081$$

Nivel de carga axial normalizada (Nivel 4 – T1X):

$$P_u^* = \frac{1745,4 \text{ KN}}{25000 \text{ KN} / \text{m}^2 (0.3 \times 7) \text{m}^2} = 0.033$$

Nivel de carga axial normalizada (Nivel 4 – T5Y):

$$P_u^* = \frac{4375,3 \text{ KN}}{25000 \text{ KN} / \text{m}^2 (0.3 \times 8) \text{m}^2} = 0.073$$

Nivel de carga axial normalizada (Nivel 8 – T1X):

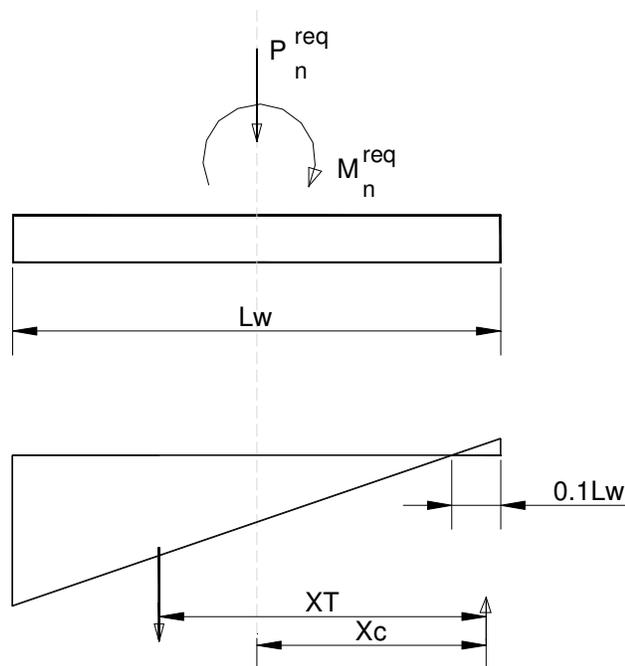
$$P_u^* = \frac{665,5 \text{ KN}}{25000 \text{ KN} / \text{m}^2 (0.2 \times 7) \text{m}^2} = 0.019$$

Nivel de carga axial normalizada (Nivel 8 – T5Y):

$$P_u^* = \frac{1814,1 \text{ KN}}{25000 \text{ KN} / \text{m}^2 (0.2 \times 8) \text{m}^2} = 0.045$$

1.3.2. c. Estimación de la armadura longitudinal (Método Aproximado)

Para elementos gobernados por tracción, se puede obtener una estimación preliminar de la sección requerida de armadura vertical adoptando el criterio que se describe a continuación, junto con una profundidad del eje neutro aproximadamente igual a $c = 0,10 L_w$



Esquema aproximado de respuesta (tensiones y deformaciones) del tabique ante cargas exteriores

De tal forma que:

$$T \times X_T = M_n^{req} - P_n^{req} X_C$$

$$X_C = \frac{L_W}{2} - \left(\frac{0.10L_W}{2} \right)$$

$$X_T \approx \frac{2}{3}(1 - 0.10)L_W + \frac{(0.10L_W)}{2}$$

Lo que conduce a:

$$X_C \approx 0.45L_W$$

$$X_T \approx 0.65L_W$$

Evaluando la fuerza de tracción T desarrollada puede obtenerse una estimación inicial de la cantidad de armadura longitudinal (traccionada) requerida. Simplemente a través de:

$$A_{str}^{req} = \frac{T}{f_y}$$

Para la sección de base del tabique **T1X** se tiene, el momento máximo que surge de la combinación de estados de cargas, y la carga axial asociada a dicho momento, ver tabla de solicitaciones máximas en página 51

$$M_n^{req} = \frac{M_u}{\phi} = \frac{53712 \text{ KNm}}{0.9} = 59680 \text{ KNm}$$

} Combinación 4

$$P_n^{req} = \frac{P_u}{\phi} = \frac{2509,8 \text{ KN}}{0.9} = 2788,7 \text{ KN}$$

$$X_C \approx 0.45L_W = 3,15 \text{ m}$$

$$X_T \approx 0.65L_W = 4,55 \text{ m}$$

$$T = \frac{M_n^{req} - P_n^{req} X_C}{X_T} = \frac{59680 \text{ KNm} - 2788,7 \text{ KN} \times 3,15 \text{ m}}{4,55 \text{ m}} = 11185,9 \text{ KN}$$

$$A_{str}^{req} = \frac{T}{f_y} = \frac{11185,9 \text{ KN}}{42 \text{ KN/cm}^2} = 266,3 \text{ cm}^2$$

Para la sección de base del tabique **T1X** se tiene, el segundo momento máximo que surge de la combinación de estados de cargas, y la carga axial asociada a dicho momento:

$$M_n^{req} = \frac{M_u}{\phi} = \frac{53709,1 \text{ KNm}}{0.9} = 59677 \text{ KNm}$$

} Combinación 10

$$P_n^{req} = \frac{P_u}{\phi} = \frac{1790,6 \text{ KN}}{0.9} = 1989,6 \text{ KN}$$

$$T = \frac{M_n^{req} - P_n^{req} X_C}{X_T} = \frac{59677 \text{ KNm} - 1989,6 \text{ KN} \times 3,15 \text{ m}}{4,55 \text{ m}} = 11738,4 \text{ KN}$$

$$A_{str}^{req} = \frac{T}{f_y} = \frac{11738,4 \text{ KN}}{42 \text{ KN/cm}^2} = 279,5 \text{ cm}^2 = 27950 \text{ mm}^2$$

Por lo tanto, la armadura estimada preliminarmente para ser distribuida en toda la longitud del tabique es de: $A_{total} = 2 \times A_{str}^{req} \cong 559 \text{ cm}^2$

Como ya se había establecido previamente, el tabique ha sido diseñado para que trabaje sin cabezales, por ello esta armadura podrá ser distribuida uniformemente en toda la longitud del tabique, repartida en dos capas.

Esto equivale a una armadura de: **110 ϕ 25**

Para la sección de base del tabique **T5Y** se tiene:

$$M_n^{req} = \frac{M_u}{\phi} = \frac{39468,6 \text{ KNm}}{0.9} = 43854 \text{ KNm}$$

} Combinación 8

$$P_n^{req} = \frac{P_u}{\phi} = \frac{3488,8 \text{ KN}}{0.9} = 3876,4 \text{ KN}$$

$$X_C \approx 0,45 L_W = 3,6 \text{ m}$$

$$X_T \approx 0,65 L_W = 5,2 \text{ m}$$

$$T = \frac{M_n^{req} - P_n^{req} X_C}{X_T} = \frac{43854 \text{ KNm} - 3876,4 \text{ KN} \times 3,6 \text{ m}}{5,2 \text{ m}} = 5749,8 \text{ KN}$$

$$A_{str}^{req} = \frac{T}{f_y} = \frac{5749,8 \text{ KN}}{42 \text{ KN / cm}^2} = 136,9 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, la armadura estimada preliminarmente para ser distribuida en toda la longitud del tabique es de: $A_{total} = 2 \times A_{str}^{req} \cong 273,8 \text{ cm}^2$

Como ya se había establecido previamente, el tabique ha sido diseñado para que trabaje sin cabezales, por ello esta armadura deberá distribuirse uniformemente en toda la longitud del tabique, repartida en dos capas.

Esto equivale a una armadura de: **86 ϕ 20**

No se verificó con la Combinación 5, debido a que si bien el valor del momento es comparable al de la combinación 8, la carga axial actuante es considerablemente superior a la correspondiente a esta última combinación. Esto conduce a una menor exigencia en el tabique.

1.3.2. d. Armadura a proveer

Deberán considerarse las siguientes prescripciones reglamentarias para definir la disposición de armadura longitudinal:

La cuantía de la armadura longitudinal ρ_l en cualquier parte del tabique sismorresistente deberá cumplir con:

$$\frac{0,70}{f_y} \leq \rho_l = \frac{\sum A_b}{b_i s_v} = \frac{A_s}{b_i s_v} \leq \frac{16}{f_y}$$

donde:

A_b : Área de la sección de una barra individual [mm^2]

A_s : Área de la armadura vertical total de un tabique [mm^2]

b_i : Espesor del sector considerado del tabique [mm]

s_v : Separación de la armadura vertical de un tabique [mm]

Para la sección de base del tabique **T1X** se tiene:

$$0,0017 \leq \frac{55900 \text{ mm}^2}{400 \text{ mm} \times 7000 \text{ mm}} = 0,02 \leq 0,038$$

Para la sección de base del tabique **T5Y** se tiene:

$$0,0017 \leq \frac{27380 \text{ mm}^2}{400 \text{ mm} \times 8000 \text{ mm}} = 0,0086 \leq 0,038$$

(3.5.4.2., R.P.II.) *En tabiques sismorresistentes con espesores superiores a 200 mm, deberán proveerse al menos dos capas de armaduras, ubicadas próximas a cada cara del tabique.*

(3.5.4.3., R.P.II.) *El diámetro máximo de las barras verticales en cualquier zona del tabique sismorresistente no podrá ser mayor que el 10 % del espesor del tabique en la zona en que se ubica la barra.*

Teniendo en cuenta lo anterior, para este edificio, el espesor mínimo utilizado es de 200 mm. Si bien, en los niveles del edificio en que los tabiques tienen mayor espesor se pueden emplear diámetros mayores de la armadura longitudinal, el criterio que se adopta es el de dos capas de armadura, con diámetros que no superen $\phi 20$ en toda la altura de los tabiques

1.3.3. Verificación de la armadura propuesta a flexión

Se deberá realizar la verificación y ajuste de la armadura vertical propuesta, empleando cualquier método de análisis disponible hasta alcanzar el valor de la capacidad reducida igual o mayor que la demanda flexional $M_n \phi > M_u$

Dos de los métodos que pueden aplicarse son los siguientes:

1) **Bloque equivalente de tensiones**, que presenta una solución que puede considerarse suficientemente precisa. Este método permite modelar el estado tensional del hormigón, evaluando al mismo tiempo los esfuerzos en el acero de acuerdo con su ubicación en el elemento estructural y asociados a un diagrama simplificado bi-lineal (carga-deformación). La solución se logra iterando la profundidad del eje neutro "c" hasta alcanzar las condiciones de equilibrio dadas por:

$$P_U = 0.85f'_c \beta_1 cb + \sum_{i=1}^n f_{si} A_{si}$$

$$M_U = 0.85f'_c \beta_1 cb \left(\frac{L_w}{2} - \frac{\beta_1 c}{2} \right) + \sum_{i=1}^n f_{si} A_{si} \left(\frac{L_w}{2} - d_i \right)$$

2) **Método de las fajas** (Park y Paulay), empleando ecuaciones constitutivas más precisas al momento de modelar la respuesta carga-deformación de los materiales constituyentes. Consecuentemente, la técnica analítica descrita a continuación puede ser empleada, ya que la respuesta teórica real se ajusta adecuadamente a los requerimientos provenientes del diseño de tabiques.

Si bien éstos son de los más empleados, existe en el estado del arte actual, una gran variedad de métodos que utiliza procedimientos iterativos similares, que también pueden aplicarse.

En este trabajo se ha utilizado para la verificación de la armadura longitudinal de los tabiques, el método del bloque equivalente de tensiones, cuyas hipótesis y desarrollo se describen a continuación.

1.3.3.1. Diseño de elementos estructurales mediante el bloque equivalente de tensiones (ACI 318 – Proyecto del nuevo CIRSOC 201)

- *Hipótesis de Diseño*

1) *Condiciones básicas:*

- *Equilibrio de acciones*
- *Compatibilidad de deformaciones*

2) *Vigencia del principio de Bernoulli*

- *La deformación en el hormigón y en el acero puede asumirse directamente proporcional a la distancia al eje neutro.*

3) *Se asume un diagrama bi-lineal elasto-plástico ideal para representar la respuesta del acero, tal que:*

Campo elástico:

$$\epsilon_s < \epsilon_{sy} = \frac{f_y}{E_s} \Rightarrow f_s = \epsilon_s E_s$$

Respuesta inelástica:

$$\epsilon_s \geq \epsilon_{sy} = \frac{f_y}{E_s} \Rightarrow f_s = f_y$$

4) *Se desprecia la respuesta a tracción del hormigón*

5) *La resistencia nominal se obtiene asumiendo una deformación máxima en la fibra extrema comprimida del hormigón igual a 0,003.*

6) *La respuesta carga-deformación del hormigón se reemplaza por un bloque equivalente de tensiones con distribución rectangular.*

- **Procedimiento de Diseño.**

$$\text{ELEMENTOS CON BAJA CARGA AXIAL : } \frac{P_i}{A_g f'_{co}} \leq 0,10$$

EVALUAR EL PAR $M_N - \phi'_N$



OBTENER $M'_y = 0,75 M_N$



CALCULAR ϕ'_y



OBTENER $\phi_y = \left(\frac{M_N}{M'_y} \right) \phi'_y$

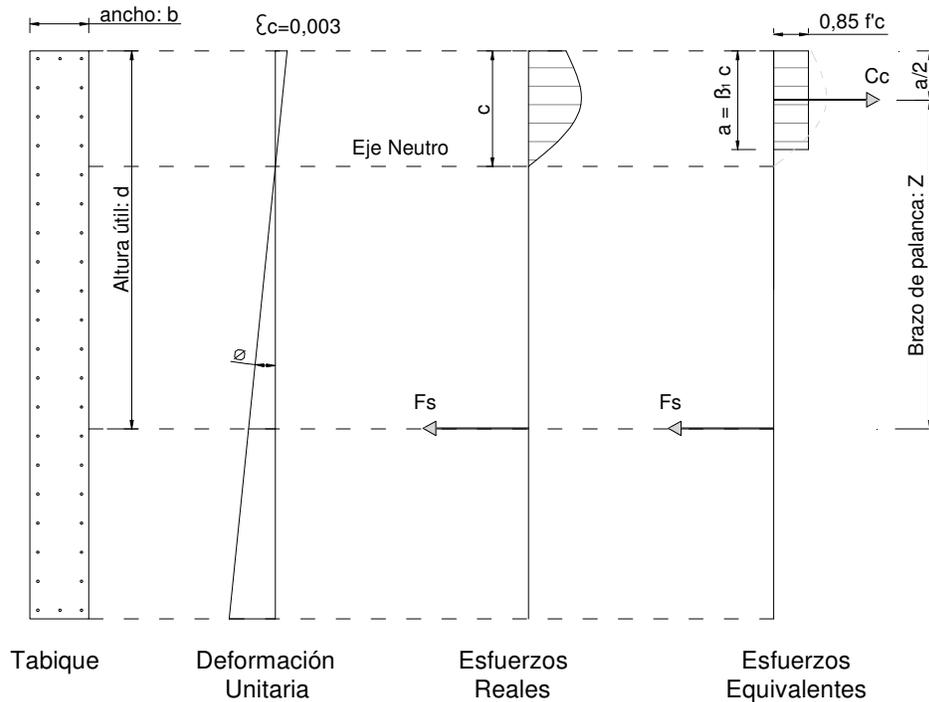
- **Equilibrio de momentos usado para la determinación de la curvatura de fluencia**

$$\text{Elementos con baja carga axial : } \frac{P_i}{A_g f'_{co}} \leq 0,10$$

$$\text{El equilibrio viene dado por : } 0,75 M_N = M_C + \sum_1^n M_{si}$$

- **Derivación de la expresión de diseño provista por el ACI**

Se asume un elemento con falla dúctil, es decir, con un contenido bajo de acero tal que éste llegue a la resistencia de fluencia f_y antes que el hormigón alcance su resistencia nominal ($\epsilon_{cn} = 0,003$)



Esquema aproximado de tensiones y deformaciones en el tabique

La condición de equilibrio establece que:

$$C_c = F_s$$

$$(f'_c \alpha)(\beta_1 c)b = f_y A_s \Rightarrow a = \beta_1 c = \frac{f_y A_s}{f'_c \alpha b}$$

donde:

C_c : Resultante de las fuerzas de compresión del bloque de hormigón [KN]

F_s : Resultante de las fuerzas de tracción de la armadura longitudinal [KN]

f'_c : Tensión característica del hormigón [MPa]

$\alpha = 0,85$: Coeficiente de reducción del diagrama de tensiones a compresión

$\beta_1 = 0,85$: Coeficiente de reducción del diagrama de tensiones a compresión

b : Ancho del elemento

f_y : Tensión de fluencia del acero [MPa]

A_s : Sección de la armadura de acero traccionada [mm²]

El brazo de palanca es:

$$z = d - \frac{\beta_1 c}{2} = d - \frac{f_y A_s}{2 f'_c \alpha b}$$

Finalmente, el momento nominal se expresa como:

$$M_N = F_s z = A_s f_y \left[d - \frac{f_y A_s}{2 f'_c \alpha b} \right]$$

También puede expresarse en función de la cuantía de armadura traccionada:

$$M_N = b d^2 f'_c \left(\rho \frac{f_y}{f'_c} \right) \left[1 - 0,59 \rho \frac{f_y}{f'_c} \right]$$

donde, $\rho = \frac{A_s}{bd}$

- **Aplicación del método**

Para cada una de las secciones que han sido elegidas para el diseño en altura de los tabiques, la armadura requerida, antes determinada mediante la aproximación presentada en el apartado 1.3.2.c., fue posteriormente verificada mediante el procedimiento del "Bloque

equivalente de tensiones". De este modo, puede comprobarse que las mismas posean un momento nominal resistente compatible con el requerido.

Se desarrolla a continuación, la metodología simplificada para la sección de base del tabique **T1X**, de donde se obtienen las planillas que, aplicando el mismo procedimiento, se presentan para todas las secciones previamente elegidas.

Sección de base – Tabique (T1X)

- (1) Se parte de la hipótesis de que la sección está sub armada ($\rho < \rho_b$), es decir que la armadura traccionada está en fluencia ($\epsilon_s > \epsilon_y$) cuando se alcanza la deformación máxima en la fibra extrema comprimida del hormigón ($\epsilon_c = 0,003$). Así, con este punto extremo fijo del diagrama, se varía la curvatura ϕ , obteniendo distintos valores de profundidad del eje neutro c , hasta alcanzar el equilibrio de fuerzas deseado.

En la sección de análisis, para una curvatura $\phi = 0,0000028$ [rad / mm]

$$c = 1424 \text{ [mm]}$$

- (2) Se evalúan las deformaciones: $\epsilon_c = -\phi_i c = 0,003$

$$\epsilon_{si} = \phi_i (d'_i - c) = -0,0038$$

- (3) Se evalúan las fuerzas resultantes que absorben tanto el bloque equivalente de hormigón como la armadura
- (4) Se determina la colaboración del momento nominal resistente del acero y del bloque de hormigón
- (5) Se verifica haber alcanzado el equilibrio de cargas axiales.

La condición de equilibrio establece que:

$$C_c = F_s$$

$$(f'_c \alpha)(\beta_1 c)b = f_y A_s \Rightarrow a = \beta_1 c = \frac{f_y A_s}{f'_c \alpha b}$$

donde:

$$A_s \text{ total} = 55900 \text{ mm}^2 \Rightarrow 110\phi 25 \quad (\text{Armadura total requerida de ser minada mediante el método aproximado})$$

$$A_s = 45172 \text{ mm}^2 \Rightarrow 92\phi 25 \quad (\text{Armadura traccionada requerida de ser minada mediante el método aproximado})$$

(6) Finalmente se determina el momento nominal resistente de la sección, el cual se expresa como:

$$M_N = F_s z = A_s f_y \left[d - \frac{f_y A_s}{2f'_c ab} \right]$$

$$z = \left[d - \frac{f_y A_s}{2f'_c ab} \right] = \left[4550 \text{ mm} - \frac{420 \text{ mm}^2 \times 45172 \text{ mm}^2}{2 \times 25 \text{ MPa} \times 0,85 \times 400 \text{ mm}} \right] = 3433 \text{ mm}$$

$$M_N = A_s f_y z = 45172 \text{ mm}^2 \times 420 \text{ MPa} \times 3433 \text{ mm} = 65150,4 \text{ KNm}$$

donde:

$$d = 0,65 L_w \Rightarrow 4550 \text{ mm} \quad (\text{Altura útil de la sección, definida mediante el método aproximado})$$

Este momento resistente es bastante superior al Momento Nominal de

$$\text{diseño para esta sección: } M_n^{\text{req}} = \frac{M_u}{\phi} = \frac{53712 \text{ KNm}}{0.9} = 59680 \text{ KNm}$$

Considerando que el mecanismo de colapso adoptado para esta tipología estructural es mediante la formación de rótula plástica flexional en la base de los tabiques, se considera conveniente que la armadura a proveer en dicha sección, sea tal, que el Momento Nominal resistente resulte lo más cercano posible al Momento requerido. De esta manera, se garantiza la formación de la rótula plástica en el lugar previsto en el diseño.

(7) Optimización de la armadura longitudinal

$$A_s \text{ total} = 50082 \text{ mm}^2 \Rightarrow 102\phi 25 \quad (\text{Armadura total reducida para lograr aproximar el momento resistente})$$

$$A_s = 42226 \text{ mm}^2 \Rightarrow 86\phi 25 \quad (\text{Armadura traccionada reducida para lograr aproximar el momento resistente})$$

La condición de equilibrio establece que:

$$C_c = F_s$$

$$(f'_c \alpha)(\beta_1 c)b = f_y A_s \Rightarrow a = \beta_1 c = \frac{f_y A_s}{f'_c \alpha b}$$

Momento Nominal resistente de la sección:

$$z = \left[d - \frac{f_y A_s}{2f'_c \alpha b} \right] = \left[4550 \text{ mm} - \frac{420 \text{ mm}^2 \times 42226 \text{ mm}^2}{2 \times 25 \text{ MPa} \times 0,85 \times 400 \text{ mm}} \right] = 3507 \text{ mm}$$

$$M_N = A_s f_y z = 42226 \text{ mm}^2 \times 420 \text{ MPa} \times 3507 \text{ mm} = 62192 \text{ KNm}$$

Como se puede apreciar, con esta armadura ($A_{s\text{total}} = 50082 \text{ mm}^2 \Rightarrow 102\phi 25$) se ha logrado una adecuada precisión:

$$M_n^{\text{resistente}} = 62192 \text{ KNm} \cong M_n^{\text{req}} = 59680 \text{ KNm}$$

1.3.3.2. Resultados del método numérico aproximado

En la siguiente planilla se presentan los resultados obtenidos mediante la aplicación de este método. La misma indica la ubicación del eje neutro y el Momento Nominal establecidos en la sección de base del tabique (T1X, con la aproximación de armadura planteada anteriormente).

NIVEL	Profundidad del eje neutro c [mm]	Momento Nominal de la sección Mn [KNm]
Base	1424,0	62192,0

- **Verificación de la armadura longitudinal propuesta - Tabique T1X**

Variando la cantidad de armadura dispuesta en la sección de base del tabique, se pretende obtener un ajuste adecuado entre la capacidad realmente provista y la demanda actuante en dicha sección.

Procediendo de esta manera, se obtiene para una sección de armadura distribuida de: $A_{\text{total}} = 50080 \text{ mm}^2$ (102 ϕ 25); el momento nominal resistente que se presenta en la planilla: $M_{\text{nom}}^{\text{res}} = 62192,0 \text{ KNm}$, el cual es cercano al valor de máxima demanda, generado por la combinación de estados de cargas N° 10 (Comb 10; ver tabla "Solicitaciones máximas en tabique T1X", página 51:

$$M_n^{req} = \frac{M_u}{\phi} = \frac{53712 \text{ KNm}}{0.9} = 59680 \text{ KNm}$$

Esto comprueba que con la estimación original, se logró definir una sección de acero longitudinal algo sobreestimada aunque bastante similar **110 ϕ 25** (ver página 57)

Finalmente, la armadura a disponer será: **(102 ϕ 25)**

En la siguiente planilla se presentan los resultados obtenidos mediante la aplicación de este método. La misma indica la ubicación del eje neutro, deformaciones y solicitaciones para cada uno de los límites de deformación establecidos en la sección de base del tabique (**T5Y**, con la aproximación de armadura planteada anteriormente).

NIVEL	Profundidad del eje neutro c [mm]	Momento Nominal de la sección Mn [KNm]
Base	994,7	43813,4

- **Verificación de la armadura longitudinal propuesta - Tabique T5Y**

Variando la cantidad de armadura dispuesta en la sección de base del tabique, se pretende obtener un ajuste adecuado entre la capacidad realmente provista y la demanda actuante en dicha sección.

Procediendo de esta manera, se obtiene para una sección de armadura distribuida de: $A_{total} = 27004 \text{ mm}^2$ (**86 ϕ 20**); el momento nominal resistente que se presenta resaltado en la planilla: $M_{nom}^{res} = 43813 \text{ KNm}$, el cual es cercano al valor de máxima demanda, generado por la combinación de estados de cargas N° 10 (Comb 8; ver tabla Solicitaciones máximas en Tabique **T5Y**, página 52):

$$M_n^{req} = \frac{M_u}{\phi} = \frac{39468,6 \text{ KNm}}{0.9} = 43854 \text{ KNm}$$

Esto comprueba que con la estimación original **86 ϕ 20**; (ver página 58), se logró definir una sección de acero longitudinal igual a la obtenida con este procedimiento.

NOTA: Esto es así, debido a la proximidad del valor de la profundidad del eje neutro obtenida mediante ambos procedimientos.

Finalmente, la armadura a disponer será: **(86 ϕ 20)**

(3.3.1., R.P.II.)

1.3.4. Verificación de las limitaciones dimensionales

Una vez definida la armadura longitudinal a proveer efectivamente, se deberá verificar el dimensionamiento adoptado en el punto (1.2.2. c.), ya que el factor ξ depende de la cuantía longitudinal realmente provista en las zonas comprimidas ρ_l .

En caso de no verificar las condiciones asumidas originalmente (secciones exentas de cabezales), se deberá redimensionar la sección del elemento, lo cual requiere de un nuevo análisis de armadura longitudinal a proveer.

En este caso, los tabiques han sido verificados sin cabezales, por lo tanto la cuantía en la zona comprimida que se tomará será equivalente a la distribución adoptada para toda la longitud del tabique.

$$b_{cr} = \frac{k_{cr}(\mu + 2)(A_r + 2)L_w}{1700\sqrt{\xi}}$$

donde:

$$\xi = 0.30 - \frac{\rho_l f_y}{2.50f'_c} > 0.10$$

donde:

ρ_l : Cuantía de la armadura vertical del elemento de borde solamente

$k_{cr} = 1.0$ (Se adopta este valor en forma conservadora, ya que sólo para tabiques excepcionalmente largos k_{cr} resulta menor que 1)

Artículo 3.3.3. Cuando b_{cr} , calculado según 3.3.1., sea mayor que el espesor del alma b_w , se deberá proveer un elemento de borde con área A_{wb} tal que:

$$b_{cr}^2 \leq A_{wb} \geq \frac{b_{cr}L_w}{10}$$

Para el ejemplo, se ha tomado tres espesores de tabiques que se reducen a medida que ascendemos en el edificio. Lo que habrá que definir es si existe la necesidad de cabezales.

Espesor:

Del piso 1 al piso 3 = 0,40 m

Del piso 4 al piso 7 = 0,30 m

Del piso 8 al piso 10 = 0,20 m

$$\text{Tabiques según X-X: } A_r = \frac{32,5 \text{ m}}{7 \text{ m}} = 4,64$$

Para la determinación de b_{cr} , se deberá primero calcular ξ_x

Considerando que la armadura fue distribuida uniformemente a lo largo de la sección del tabique (Ver detalle de armado, página 87) se disponen en el borde comprimido ($21 \phi 25 = 10310 \text{ mm}^2$)

Para ($C = 1424 \text{ mm}$); ($b_w = 400 \text{ mm}$) $\rho_l = 0,018$

$$\xi = 0,30 - \frac{0,018 \times 420}{2,50 \times 25} = 0,179 > 0,10$$

$$b_{cr} = \frac{k_{cr}(\mu + 2)(A_r + 2)L_w}{1700\sqrt{\xi}} \quad 0,388 \text{ m} = \frac{1(4 + 2)(4,64 + 2)7}{1700\sqrt{0,179}}$$

$b_w > b_{cr} \rightarrow$ No necesita cabezales

$$\text{Tabiques según Y - Y: } A_r = \frac{32,5 \text{ m}}{8 \text{ m}} = 4,06$$

Determinación de ξ_y

Considerando que la armadura fue distribuida uniformemente a lo largo de la sección del tabique (Ver detalle de armado, página 93), se disponen en el borde comprimido ($11 \phi 20 = 3454 \text{ mm}^2$)

Para ($C = 994,7 \text{ mm}$); ($b_w = 400 \text{ mm}$) $\rho_l = 0,0087$

$$\xi = 0,30 - \frac{0,0087 \times 420}{2,50 \times 25} = 0,242 > 0,10$$

$$b_{cr} = \frac{k_{cr}(\mu + 2)(A_r + 2)L_w}{1700\sqrt{\xi}} \quad 0,348 \text{ m} = \frac{1(4 + 2)(4,06 + 2)8}{1700\sqrt{0,242}}$$

$b_w > b_{cr} \rightarrow$ No necesita cabezales

(3.5.6.3., R.P.II.)

1.3.5. Factor de sobrerresistencia flexional

Luego de haber definido la capacidad de momento nominal de acuerdo con la armadura flexional provista, el factor de sobrerresistencia en tabiques se define como:

$$\phi_w^o = \frac{M_w^o}{M_E^w} = \frac{\lambda_o M_n^w}{M_E^w}$$

El factor de sobrerresistencia del acero: $\lambda_o = \lambda_1 \lambda_2 \approx 1,40$ (según el R.P.II.)

Este factor de sobrerresistencia está compuesto por dos parámetros que contemplan lo siguiente:

$\lambda_1 = 1,15$ (Variaciones en los valores de tensión de fluencia y última, especificadas para el acero)

$\lambda_2 = 1,22$ (Endurecimiento post fluencia del acero)

(3.5.5., R.P.II.)

1.3.6. Longitud de la rótula plástica e interrupción de la armadura longitudinal

(3.5.6.2.a.i),

Se asume que la altura de la zona potencial de rótula plástica medida desde la sección crítica, se extiende una longitud igual a la mayor entre L_w o $(h_w/6)$.

Si la armadura vertical se interrumpiera exactamente siguiendo el diagrama de momentos que se obtiene de las fuerzas sísmicas horizontales especificadas, podrían formarse entonces rótulas plásticas con igual probabilidad en cualquier lugar a lo largo de la altura del tabique durante un terremoto severo. Esto sería indeseable desde el punto de vista del diseño porque las rótulas plásticas requieren un detallado especial y necesariamente más oneroso.

Por otro lado, si se formaran las rótulas plásticas a cierta altura por encima de la base del tabique, aumenta fuertemente la ductilidad de curvatura demandada para obtener una misma ductilidad de desplazamiento. Más aún, como en el caso de vigas, la resistencia al corte de tabiques de hormigón armado disminuye en las zonas donde la armadura flexional entra en fluencia. Esto necesitaría armadura de corte adicional en todos los niveles. Es más racional asegurar que una rótula plástica pueda desarrollarse sólo en una ubicación predeterminada, lógicamente ésta sería en la base del tabique, proveyendo resistencia flexional en el resto del tabique en exceso de las máximas demandas probables.

Las envolventes de momentos de la respuesta dinámica, elástica e inelástica, de tabiques sismorresistentes sometidos a terremotos severos, muestran una variación aproximadamente lineal de las demandas de momentos. Como consecuencia se ha estipulado que la armadura flexional en tabiques sismorresistentes en voladizo se interrumpa de modo tal de dar una variación lineal de la resistencia a momentos con la altura no menor que la demanda de momento. Esta variación lineal se obtiene a partir del momento nominal en la base del tabique y momento igual a cero en la parte superior del mismo, como se indica con la línea de trazos figura 24.

Cuando se interrumpe la armadura vertical, debe considerarse también el fenómeno de corrimiento de la tracción. De acuerdo con ello, este corrimiento se supone igual a la longitud del tabique L_w . Por lo tanto, las barras a interrumpir deben extenderse una distancia no menor que la longitud de anclaje l_d , por encima del nivel en el cual se requieren para que desarrollen su tensión de fluencia, figura 24.

La demanda de armadura flexional en un tabique en voladizo, no es proporcional a la demanda de momento, como la suministrada por la envolvente lineal descrita, por la presencia de compresión axial. Si la cantidad de armadura vertical se mantuviera constante con la altura, la resistencia a flexión de la sección se reduciría con la altura, porque la compresión axial disminuye.

Los tabiques sismorresistentes en voladizo están normalmente sometidos a compresiones axiales bien por debajo del nivel correspondiente a la carga balanceada, y los diagramas de interacción Momento Carga Axial, claramente muestran que en este campo la sección es más bien sensible a la intensidad de la compresión axial. Este aspecto rara vez es crítico, pero igual se justifica ser conservador con la interrupción de la armadura vertical.

(3.5.5., R.P.II.) La armadura longitudinal podrá interrumpirse en altura siempre que se cumpla con los siguientes puntos:

- a) – La armadura longitudinal debe cubrir, como mínimo, un diagrama envolvente dado por la variación lineal de la resistencia nominal en la base, asociada a la combinación de carga crítica y teniendo en cuenta la variación de la carga axial.
- b) – Se debe considerar un decalaje vertical igual a L_w a partir de la sección de base, para contemplar el fenómeno de corrimiento de la tracción.
- c) – Se debe prolongar la barra longitudinal, desde la sección donde se requiera que desarrollen su resistencia, una longitud de anclaje al menos igual a l_d .

- d) – En la sección superior del tabique se debe alcanzar una resistencia flexional (compatible con los valores de cargas axiales correspondientes) igual o mayor que la asociada con la armadura mínima.

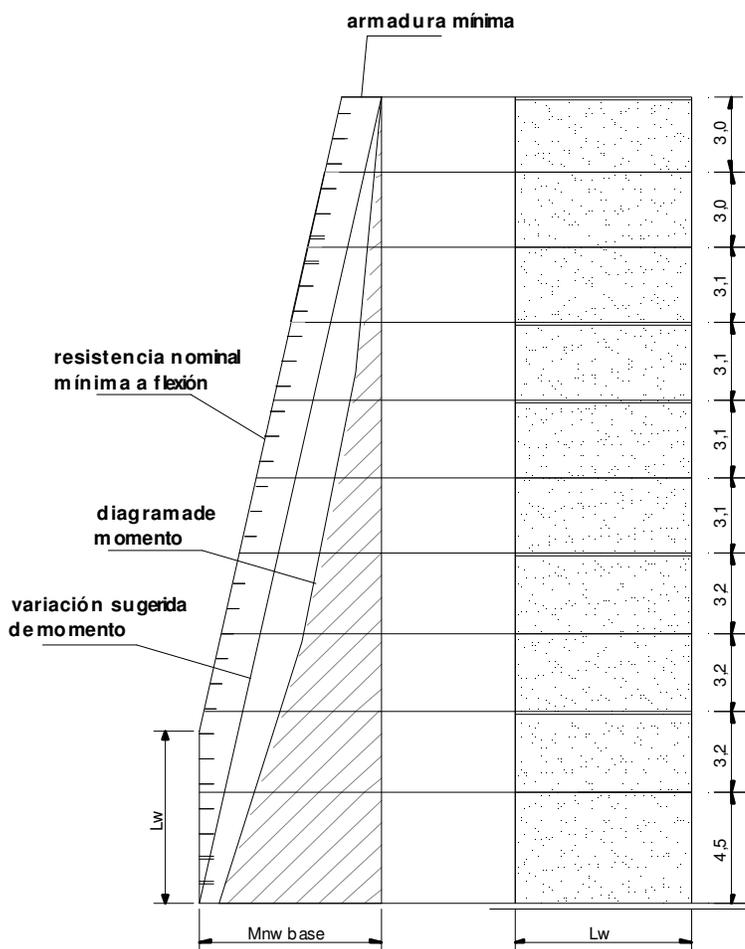


Fig. 24: ENVOLVENTE DE MOMENTOS DE DISEÑO PARA TABIQUES EN VOLADIZO

1.3.7. Empalmes y anclajes

La “**longitud de anclaje**” es la longitud necesaria para desarrollar la resistencia de diseño de la armadura en una sección crítica, y la “**longitud de transferencia**” es la longitud necesaria para transferir al hormigón, la fuerza existente en dicha armadura.

En las siguientes planillas se presentan las longitudes de anclajes y empalmes para diferentes diámetros y posiciones de la armadura longitudinal y para hormigón H-25, según lo establecido en el Reglamento CIRSOC 201.

Anclajes [mm]		
Diámetro	Zona I	Zona II
	Barras de columnas y barras inferiores de vigas	Barras superiores de vigas
8	300	600
10	375	750
12	450	900
16	600	1200
20	750	1500

Empalmes [mm]		
Diámetro	Zona I	Zona II
	Barras de columnas y barras inferiores de vigas	Barras superiores de vigas
8	420	630
10	525	788
12	630	945
16	1080	1620
20	1350	2025
25	1688	2531

Como consecuencia de que una gran cantidad de armadura vertical pueda tener que extenderse a través de varios pisos, pueden ser inevitables algunos empalmes en la zona de formación potencial de rótula plástica. Estos empalmes deben escalonarse de manera que no más de un tercio de la armadura se empalme en el mismo nivel, en la zona de formación potencial de rótula plástica.

En cualquier otra zona donde no se espera fluencia de la armadura, no existe ninguna restricción para los empalmes. Como regla general los empalmes de cualquier tipo deben escalonarse.

(3.7.1., R.P.II.)

- ✓ *Deberán evitarse, en la medida de lo posible, los empalmes de la armadura vertical de flexión en la zona de formación potencial de rótulas plásticas. En esta zona no deberá empalmarse más de 1/3 de dicha armadura en la misma sección.*

(3.7.2., R.P.II.)

✓ El escalonamiento entre empalmes por yuxtaposición deberá ser no menor que dos veces la longitud de empalme. Cuando se empalmen barras por yuxtaposición con diámetros mayores que 16 mm, deberá disponerse al menos una rama de un estribo con separación no mayor que 10 veces el diámetro de la barra longitudinal. Los estribos deberán satisfacer los siguientes requerimientos:

(2.2.10.3., R.P.II.)

La armadura de tabiques no deberá empalmarse por yuxtaposición en una zona donde las tensiones reversibles puedan exceder $0,60 f_y$ en tracción o compresión, a menos que cada barra empalmada se confine con estribos de forma que:

$$A_{tr} = \frac{d_b f_y s}{48 f_{yt}}$$

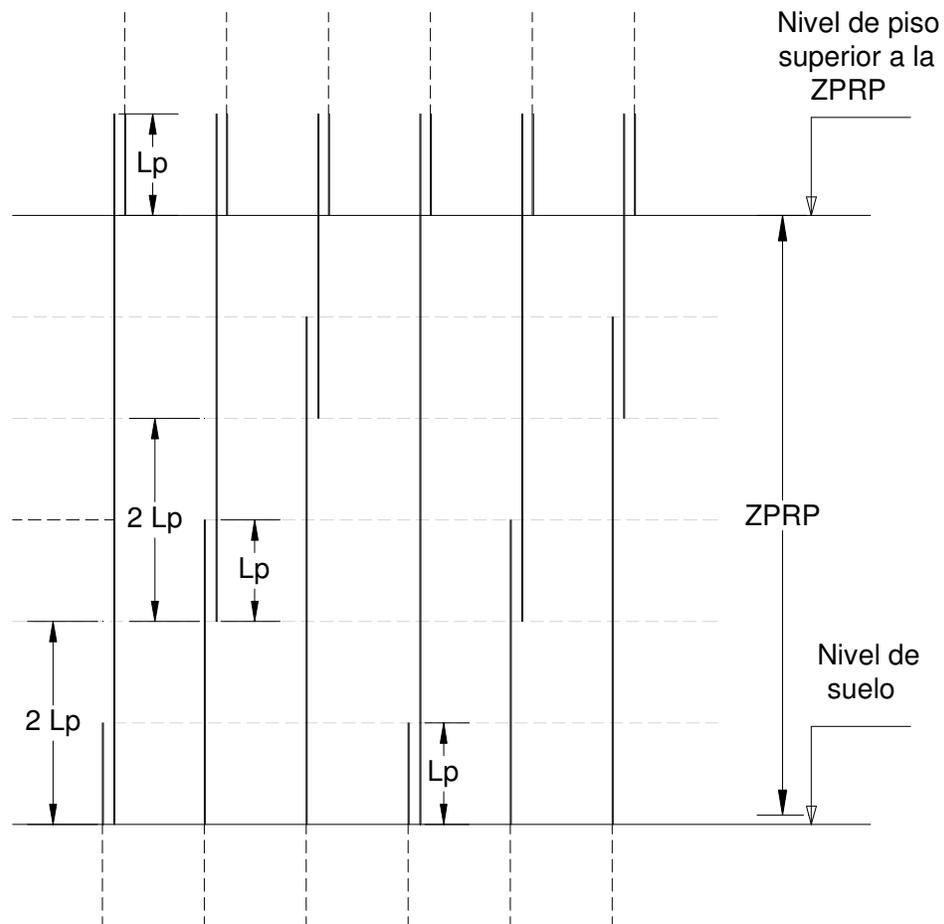


Fig. 25: ESQUEMA DE EMPALMES POR YUXTAPOSICIÓN

(2.2.10.4., R.P.II.)

✓ En zonas de formación potencial de rótulas plásticas podrán usarse conectores mecánicos y empalmes soldados que satisfagan los siguientes requerimientos, siempre que no más de $\frac{1}{2}$ de la armadura se empalme en una sección y el escalonamiento sea no menor a 600 mm:

(2.2.10.2., R.P.II.)

Los empalmes soldados, a tope o por yuxtaposición, deberán desarrollar al menos la resistencia de rotura de la barra. Los empalmes con conectores mecánicos deberán desarrollar, en tracción o compresión, al menos la resistencia de rotura de la barra.

Estos empalmes deberán ensayarse con 8 ciclos completos de carga a una tensión máxima de $0,95 f_y$ en la barra, y en la máxima carga en tracción y compresión deberán mostrar un cambio de longitud, medida en la longitud del sistema de unión, no mayor al 10 % de la deformación, en una longitud igual de una barra no empalmada.

Los empalmes que no satisfagan este requerimiento de rigidez, sólo deberán usarse si, cuando se los ensaye en tracción o compresión, el cambio de longitud a una tensión de $0,70 f_y$ en la barra, medida en toda la longitud del sistema de unión, sea menor que el doble del producido en una longitud igual de una barra no empalmada y, además, deberán escalonarse de manera que no más de $\frac{2}{3}$ del área de la armadura se empalme dentro de cualquier longitud de 900 mm en el elemento.

1.3.7. a. Determinación de longitudes de anclaje

(12.2.3., CIRSOC 201)

Según se especifica en el Reglamento CIRSOC 201, la longitud de anclaje para barras conformadas solicitadas a tracción se determina mediante la siguiente expresión:

$$l_d = \left[\frac{9}{10} \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} \frac{\alpha\beta\gamma\lambda}{\left(\frac{c + K_{tr}}{d_b} \right)} \right] d_b$$

donde deberá adoptarse:

$$\left(\frac{c + K_{tr}}{d_b} \right) \leq 2,5$$

dado que si se adopta: $\left(\frac{c + K_{tr}}{d_b} \right) > 2,5$ puede llegar a producirse una falla por arrancamiento y es poco probable que un aumento del recubrimiento, o de la armadura transversal, incremente la capacidad de anclaje.

Los factores involucrados en la expresión anterior son los siguientes:

α = factor por ubicación de la armadura

- Armadura vertical = 1,0

β = factor por recubrimiento

- Armadura con recubrimiento $< 3 d_b = 1,5 < 3$

γ = factor por diámetro de la armadura

- Barras conformadas con diámetro $d_b = 16 \text{ mm} = 0,8$
- Barras conformadas con $d_b > 16 \text{ mm} = 1,0$

λ = factor por hormigón con agregado liviano

- Para hormigón de densidad normal = 1,0

c = separación o recubrimiento, en mm

- Se adoptará la menor distancia entre el centro de la barra y la superficie de hormigón más próxima, o la mitad de la separación entre los ejes de las barras que se anclan.

$$K_{tr} = \text{índice de la armadura transversal} = \frac{A_{tr} \times f_{yt}}{10 s n}$$

La constante 10 tiene dimensiones de (MPa)

Se permite adoptar el valor de $K_{tr} = 0$ como una simplificación de diseño, aún cuando exista armadura transversal.

$$\text{Para barras } \phi 25 \text{ mm} \longrightarrow I_d = \left[\frac{9 \cdot 420 \text{ MPa} \cdot 1 \times 1,5 \times 1 \times 1}{10 \cdot 5 \text{ Mpa} \cdot \left(\frac{35 \text{ mm} + 0}{25 \text{ mm}} \right)} \right] 25 \text{ mm} = 2025 \text{ mm}$$

$$\text{Para barras } \phi 20 \text{ mm} \longrightarrow I_d = \left[\frac{9 \cdot 420 \text{ MPa} \cdot 1 \times 1,5 \times 1 \times 1}{10 \cdot 5 \text{ Mpa} \cdot \left(\frac{35 \text{ mm} + 0}{20 \text{ mm}} \right)} \right] 20 \text{ mm} = 1296 \text{ mm}$$

$$\text{Para barras } \phi 16\text{mm} \longrightarrow l_d = \left[\frac{9}{10} \frac{420 \text{ MPa}}{5 \text{ Mpa}} \frac{1 \times 1,5 \times 0,8 \times 1}{\left(\frac{30 \text{ mm} + 0}{16 \text{ mm}} \right)} \right] 16 \text{ mm} = 775 \text{ mm}$$

$$\text{Para barras } \phi 12\text{mm} \longrightarrow l_d = \left[\frac{9}{10} \frac{420 \text{ MPa}}{5 \text{ Mpa}} \frac{1 \times 1,5 \times 0,8 \times 1}{\left(\frac{30 \text{ mm} + 0}{12 \text{ mm}} \right)} \right] 12 \text{ mm} = 437 \text{ mm}$$

$$\text{Para barras } \phi 10\text{mm} \longrightarrow l_d = \left[\frac{9}{10} \frac{420 \text{ MPa}}{5 \text{ Mpa}} \frac{1 \times 1,5 \times 0,8 \times 1}{\left(\frac{30 \text{ mm} + 0}{10 \text{ mm}} \right)} \right] 10 \text{ mm} = 363 \text{ mm}$$

(12.15.2., CIRSOC201)

1.3.7. b. Determinación de longitudes de empalme por yuxtaposición

Según especifica el Reglamento CIRSOC 201, la longitud mínima de los empalmes de tracción por yuxtaposición deberá ser la mínima requerida según el tipo de empalme (Clase A o B), pero como mínimo 300 mm:

$$\text{Empalme Clase A} \Rightarrow 1,0 l_d$$

$$\text{Empalme Clase B} \Rightarrow 1,3 l_d$$

Los empalmes por yuxtaposición de barras conformadas solicitadas a tracción son empalmes Clase B.

Las longitudes de empalmes requeridas para los distintos diámetros de barras en los dos tabiques diseñados (**T1X** y **T5Y**) serán:

$$\text{Para barras } \phi 25\text{mm} \longrightarrow l_e = 1,3 \times l_d = 1,3 \times 2025 \text{ mm} = 2633 \text{ mm}$$

$$\text{Para barras } \phi 20\text{mm} \longrightarrow l_e = 1,3 \times l_d = 1,3 \times 1296 \text{ mm} = 1685 \text{ mm}$$

$$\text{Para barras } \phi 16\text{mm} \longrightarrow l_e = 1,3 \times l_d = 1,3 \times 775 \text{ mm} = 1008 \text{ mm}$$

$$\text{Para barras } \phi 12\text{mm} \longrightarrow l_e = 1,3 \times l_d = 1,3 \times 437 \text{ mm} = 568 \text{ mm}$$

$$\text{Para barras } \phi 10\text{mm} \longrightarrow l_e = 1,3 \times l_d = 1,3 \times 363 \text{ mm} = 472 \text{ mm}$$

$$\text{Para barras } \phi 8\text{mm} \longrightarrow l_e = 1,3 \times l_d = 1,3 \times 290 \text{ mm} = 377 \text{ mm}$$

- ✓ En los dos tabiques diseñados (**T1X** y **T5Y**), la armadura longitudinal de flexión ha sido dispuesta de manera que sólo un tercio de la armadura deberá empalmarse en la zona de formación potencial de rótulas plásticas.
- ✓ El escalonamiento entre empalmes por yuxtaposición será en todos los casos mayor que dos veces la longitud de empalme, que especifica el Proyecto CIRSOC 201. En el caso del tabique (**T1X**), en los sectores donde se empalman barras por yuxtaposición con diámetros mayores a 16 mm, se dispondrá una rama de un estribo con separación no mayor que 10 veces el diámetro de la barra longitudinal (**separación < 200 mm**). Los estribos deberán satisfacer los siguientes requerimientos:

(2.2.10.3., R.P.II.)

La armadura de tabiques no deberá empalmarse por yuxtaposición en una zona donde las tensiones reversibles puedan exceder $0,60 f_y$ en tracción o compresión.

Considerando que en este caso, cuando el tabique alcanza el estado último, el eje neutro se encuentra muy cercano al extremo, y por lo tanto, puede asumirse que la totalidad de la armadura se encuentra trabajando a tracción con tensiones superiores a $0,60 f_y$; cada barra empalmada se confinará con estribos de forma que las secciones de armadura transversal necesaria en zona de empalmes de acuerdo con el diámetro de la barra resultan:

$$\text{Para barras } \phi 25\text{mm } A_{tr} = \frac{d_b f_y s}{48 f_{yt}} = \frac{25 \text{ mm} \times 420 \text{ MPa} \times 150 \text{ mm}}{48 \times 420 \text{ MPa}} = 78 \text{ mm}^2$$

$$\text{Para barras } \phi 20\text{mm } A_{tr} = \frac{d_b f_y s}{48 f_{yt}} = \frac{20 \text{ mm} \times 420 \text{ MPa} \times 120 \text{ mm}}{48 \times 420 \text{ MPa}} = 50 \text{ mm}^2$$

$$\text{Para barras } \phi 16\text{mm } A_{tr} = \frac{d_b f_y s}{48 f_{yt}} = \frac{16 \text{ mm} \times 420 \text{ MPa} \times 120 \text{ mm}}{48 \times 420 \text{ MPa}} = 40 \text{ mm}^2$$

$$\text{Para barras } \phi 12\text{mm } A_{tr} = \frac{d_b f_y s}{48 f_{yt}} = \frac{12 \text{ mm} \times 420 \text{ MPa} \times 120 \text{ mm}}{48 \times 420 \text{ MPa}} = 30 \text{ mm}^2$$

$$\text{Para barras } \phi 10\text{mm } A_{tr} = \frac{d_b f_y s}{48 f_{yt}} = \frac{10 \text{ mm} \times 420 \text{ MPa} \times 120 \text{ mm}}{48 \times 420 \text{ MPa}} = 25 \text{ mm}^2$$

1.4. DISEÑO EN ALTURA DE LA ARMADURA EN LOS TABIQUES (T1X-T5Y)

Con los parámetros reglamentarios establecidos, se continúa con el diseño de la disposición de armadura longitudinal en altura.

1.4.1. Tabique (T1X)

(3.5.6.3., R.P.II.)

1.4.1. a. Factor de sobrerresistencia flexional

La armadura dispuesta en la base del tabique **T1X** es:

$$A_{\text{Total}} : 102 \phi 25 = 50080 \text{mm}^2$$

Con esta armadura, se determinó que el momento nominal real de la sección (M_n^W), resulta:

$$M_n^W = 60120,0 \text{ KNm}$$

El factor de sobrerresistencia flexional se define:

$$\phi_w^o = \frac{M_w^o}{M_E^W} = \frac{\lambda_o M_n^W}{M_E^W}$$

Los valores del momento en el tabique (**T1X**) generado por las fuerzas horizontales solamente, se presentan en la tabla siguiente:

Nivel	Tabique	Estado de Carga	Corte Vx [KN]	Momento Mx [KNm]
10	TX1	FX2	556,06	-189,523
			556,06	1478,664
9	TX1	FX2	1084,4	943,91
			1084,4	4197,111
8	TX1	FX2	1553,35	3325,667
			1553,35	8141,064
7	TX1	FX2	1985,88	5973,431
			1985,88	12129,646
6	TX1	FX2	2397,41	10136,074
			2397,41	17568,04
5	TX1	FX2	2747,77	15235,831
			2747,77	23753,927
4	TX1	FX2	3030,03	21085,851
			3030,03	30781,956
3	TX1	FX2	3249,78	24894,461
			3249,78	35293,748
2	TX1	FX2	3442,34	31502,412
			3442,34	42517,895
1	TX1	FX2	3575,7	37613,929
			3575,7	53704,598

**Momento en el TABIQUE (T1X)
generado por las fuerzas horizontales solamente (KNm)**

$$\phi_w^o = \frac{1,40 \times 62583,4 \text{ KNm}}{53704,6 \text{ KNm}} = 1,63$$

La zona de potencial formación de rotulas plásticas (Z. P. R. P) está definida como la mayor longitud que surge entre los siguientes parámetros:

$L_w = 7,0 \text{ m}$ (Abarca todo el primer nivel y gran parte del segundo)

$h_w / 6 = 5,42 \text{ m}$.

Fuera de la zona de formación potencial de rótulas plásticas, el momento resistente de la sección debe ser mayor que: el momento último resultante de la combinación crítica de estados de cargas, afectado por el factor de sobrerresistencia flexional, anteriormente determinado.

Nivel	Tabique	Estado de Cargas	Carga axial P [KN]	Corte Vx [KN]	Momento Mx [KNm]
10	T1X	COMB10	-134,68	555,66	1482,3
9	T1X	COMB10	-266,62	1082,42	4199,4
8	T1X	COMB10	-401,49	1552,35	8144,4
7	T1X	COMB10	-562,54	1984,22	12131,5
6	T1X	COMB10	-737,99	2396,02	17569,8
5	T1X	COMB10	-913,44	2746,6	23756,0
4	T1X	COMB10	-1093,24	3029	30784,5
3	T1X	COMB10	-1274,16	3248,57	35295,8
2	T1X	COMB10	-1494,91	3441,5	42520,8
1	T1X	COMB4	-2509,76	3574,23	53712,0

**Solicitaciones últimas (máximas)
resultantes de la combinación de estados de cargas**

Con un criterio compatible con el utilizado para determinar la armadura a disponer en la sección de base del tabique, se define la armadura en los niveles superiores del elemento (3º a 10º Nivel, fuera de la Z. P. R. P.), siguiendo el diagrama de demanda flexional y aplicando el correspondiente factor de sobrerresistencia flexional, para cumplir los objetivos de diseño sismorresistente.

<i>Carga axial Pu [KN]</i>	<i>Momento Mu [KNm]</i>	<i>Tracción T [KN]</i>	<i>Factor de Sobrerres. ϕ_w^o</i>	<i>As req (tot) [cm²]</i>	<i>As req [cm²/m]</i>
-134,68	1482,32	258,38	1,63	20,06	1,43
-266,62	4199,41	820,40		63,68	4,55
-401,49	8144,39	1680,02		130,40	9,31
-562,54	12131,46	2529,78		196,36	14,03
-737,99	17569,76	3722,85		288,96	20,64
-913,44	23756,02	5098,58		395,75	28,27
-1093,24	30784,55	6676,64		518,23	37,02
-1274,16	35295,79	7639,12		592,94	42,35
-1494,91	42520,80	9233,66		439,70	31,41
-1790,60	53709,00	11185,90		558,97	39,93

Armadura requerida en los distintos niveles del tabique aplicando el método aproximado

Como antes se especificó, la armadura mínima a proveer en el nivel superior estará regida por la cuantía mínima establecida para dicho nivel, es decir:

La cuantía mínima total de armadura longitudinal a proveer en el último nivel:

$$\rho_l \geq 0,0017b_jL_w \quad 0,0017x(20x700)cm^2 = 23,8cm^2$$

En este caso, en que se está trabajando con tabiques sin cabezales, antiguamente se consideraban dos formas posibles de distribuir la armadura total requerida en el tabique:

- a) Armadura uniformemente distribuida en dos capas a lo largo del tabique.
- b) Parte de la armadura con mayor concentración en los bordes comprimidos del tabique, y el resto de la armadura necesaria, distribuida en forma uniforme en la zona central del mismo.

En este caso, al igual que en todos los casos en que se trabaje con tabiques sin cabezales, lo recomendable es aplicar el criterio (a).

El tipo de comportamiento de ambos diseños presenta ciertas diferencias, que hacen que el primero sea más eficiente; y es por ello que a continuación se detallan las mismas:

En el caso (a): A medida que la sollicitación de flexión en el tabique va aumentando, el eje neutro del mismo se va desplazando hasta llegar

prácticamente al borde del mismo, haciendo que toda la longitud del tabique quede sometida a tracción y por lo tanto, que toda la armadura dispuesta esté efectivamente trabajando, cuando se llega al estado último.

En el caso (b): Al concentrar armadura en los extremos del tabique, la resistencia se concentra también en dichos extremos, y por lo tanto el comportamiento que se había supuesto (distribución uniforme en toda la longitud), ya no se mantiene el criterio de que la totalidad de la armadura dispuesta esté trabajando en forma simultánea, cuando el elemento alcanza el estado último.

Además, otra consideración a tener en cuenta en este caso, es el mayor confinamiento que se debe brindar a la armadura longitudinal dispuesta en los extremos del tabique.

Para este ejemplo se dispuso la armadura según lo establecido en el caso (a)

Por medio del método empleado para verificar la armadura dispuesta en la base del tabique, se verifica la armadura en algunos niveles característicos del edificio, considerando el factor de sobrerresistencia flexional antes definido.

Nivel 3

$$\text{La demanda de momento de flexión: } M^w = \frac{35295,8 \text{ KNm} \times 1,63}{0,9} = 63924,6 \text{ KNm}$$

NIVEL	Profundidad del eje neutro c [mm]	Momento Nominal de la sección Mn [KNm]
N 3	1459,7	63714,0

El momento nominal de la armadura provista es: $M_n^w = 63714,0 \text{ KNm}$

La armadura a disponer será: $(106 \phi 25 = 52046 \text{ mm}^2)$

Se precisa mayor armadura que la prevista en la base del tabique, por lo tanto dicha armadura se deberá prolongar hasta este sector

Nivel 4

$$\text{La demanda de momento de flexión: } M^w = \frac{30784,5 \text{ KNm} \times 1,63}{0,9} = 55754,2 \text{ KNm}$$

NIVEL	Profundidad del eje neutro c [mm]	Momento Nominal de la sección Mn [KNm]
N 4	1604,7	56067,6

El momento nominal de la armadura provista es: $M_n^w = 56067,6 \text{ KNm}$
 Se reducirá la armadura provista en la base del tabique a
 ($32 \phi 20 + 74 \phi 25 = 46380 \text{ mm}^2$)

Nivel 5

La demanda de momento de flexión: $M^w = \frac{23756 \text{ KNm} \times 1,63}{0,9} = 43024,8 \text{ KNm}$

NIVEL	Profundidad del eje neutro c [mm]	Momento Nominal de la sección Mn [KNm]
N 5	1391,2	47446,2

El momento nominal de la armadura provista es: $M_n^w = 47446,2 \text{ KNm}$
 Se reducirá la armadura a ($84 \phi 20 + 22 \phi 25 = 37180 \text{ mm}^2$)

Nivel 7

La demanda de momento de flexión: $M^w = \frac{12131,5 \text{ KNm} \times 1,63}{0,9} = 21971,5 \text{ KNm}$

NIVEL	Profundidad del eje neutro c [mm]	Momento Nominal de la sección Mn [KNm]
N 7	851,6	24192,6

El momento nominal de la armadura provista es: $M_n^w = 24192,6 \text{ KNm}$
 Se reducirá la armadura a ($54 \phi 20 = 16956 \text{ mm}^2$)

Nivel 8

La demanda de momento de flexión: $M^w = \frac{8144,4 \text{ KNm} \times 1,63}{0,9} = 14750,4 \text{ KNm}$

NIVEL	Profundidad del eje neutro c [mm]	Momento Nominal de la sección Mn [KNm]
N 8	742,1	20584,5

El momento nominal de la armadura provista es: $M_n^w = 20584,5 \text{ KNm}$

Se reducirá la armadura a $(26 \phi 16 + 28 \phi 20 = 13992 \text{ mm}^2)$

Nivel 9

La demanda de momento de flexión: $M^w = \frac{4199,4 \text{ KNm} \times 1,63}{0,9} = 7605,6 \text{ KNm}$

NIVEL	Profundidad del eje neutro c [mm]	Momento Nominal de la sección Mn [KNm]
N 9	519,6	13182,7

El momento nominal de la armadura provista es: $M_n^w = 13182,7 \text{ KNm}$

Se reducirá la armadura a $(26 \phi 16 + 28 \phi 12 = 8364 \text{ mm}^2)$

NOTA IMPORTANTE:

De la comparación entre los valores de sección de armadura longitudinal total requerida para cada nivel del tabique obtenidos aplicando el método aproximado descrito en el punto 1.3.2.c, página 55, cuyos resultados se resumen en la planilla (página 82), con los que resultan de la aplicación del "Método del Bloque Equivalente de Tensiones" (1.3.3.1. - página 60), se observa que del primer método (aproximado) surgen valores un diez por ciento (10 %) mayores que los obtenidos con el segundo.

Es importante destacar que la precisión antes mencionada se obtiene sólo en los casos en que existe regularidad de masas y rigideces tanto en planta como en elevación.

(3.5.5., R.P.II.)

1.4.1. b. Interrupción en altura de la armadura longitudinal

La reducción en altura de la armadura longitudinal, se realiza en una forma racional, cumpliendo con la demanda de momento en cada sección del tabique y con la longitud de anclaje (según lo establece el Reglamento CIRSOC 201), correspondiente de las barras dispuestas.

Desde la base hasta el Nivel 4 = + 12,60 m.

- ✓ Longitud de anclaje en la base ($l_e = 0,94 \text{ m}$)
- ✓ Longitud de empalme ($l_e = 1,70 \text{ m}$).

Armadura total = $106 \phi 25$ (separación = 135 mm.) ($A_{s \text{ total}} = 52046 \text{ mm}^2$)

Desde el Nivel 4 (+12,60 m) hasta el Nivel 5 = + 15,80 m.

✓ Longitud de empalme ($l_e = 1,70 \text{ m}$).

Armadura total = $32 \phi 20 + 74 \phi 25$ (separación = 135 mm) ($A_{s\text{total}} = 46380 \text{ mm}^2$)

Desde el Nivel 5 (+15,80 m) hasta el Nivel 8 = + 25,10 m.

✓ Longitud de empalme ($l_e = 1,70 \text{ m}$).

Armadura por cara = $84 \phi 20 + 22 \phi 25$ (separación = 135 mm) ($A_{s\text{total}} = 37180 \text{ mm}^2$)

Desde el Nivel 8 (+25,10 m) hasta el Nivel 9 = + 29,5 m.

✓ Longitud de empalme ($l_e = 1,35 \text{ m}$).

Armadura por cara = $54 \phi 20$ (separación = 270 mm) ($A_{s\text{total}} = 16956 \text{ mm}^2$)

Desde el Nivel 9 (+ 29,5 m) hasta el Nivel Superior = + 32,5 m.

✓ Longitud de empalme ($l_e = 1,10 \text{ m}$).

Armadura por cara = $26 \phi 16 + 28 \phi 12$ (separación = 270 mm) ($A_{s\text{total}} = 8364 \text{ mm}^2$)

En la siguiente figura se presentan los diagramas correspondientes a “Demanda flexional” y “Capacidad flexional” de la armadura realmente provista en el tabique, corregida por decalaje.

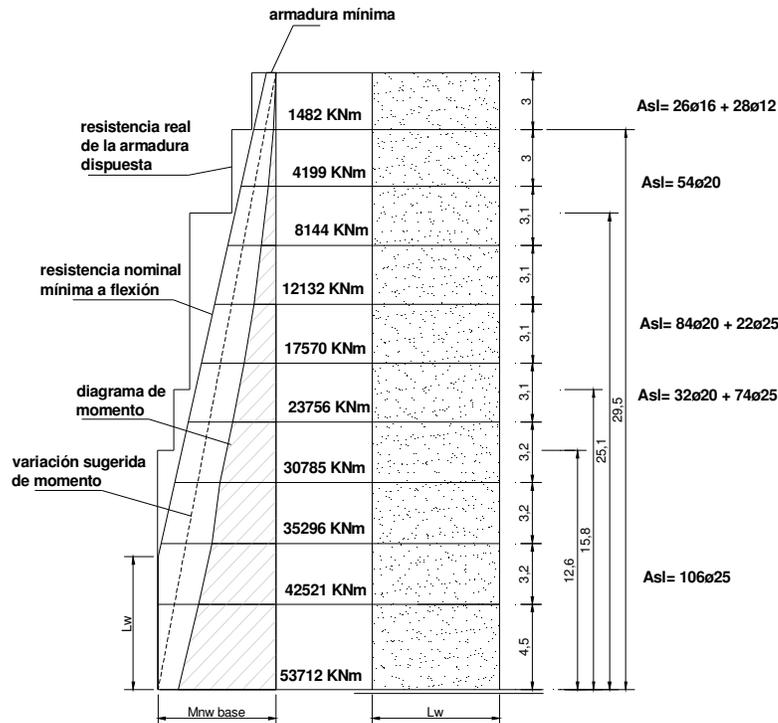


Fig. 26.a: ESQUEMA DE DEMANDA FLEXIONAL vs. CAPACIDAD (T1X)

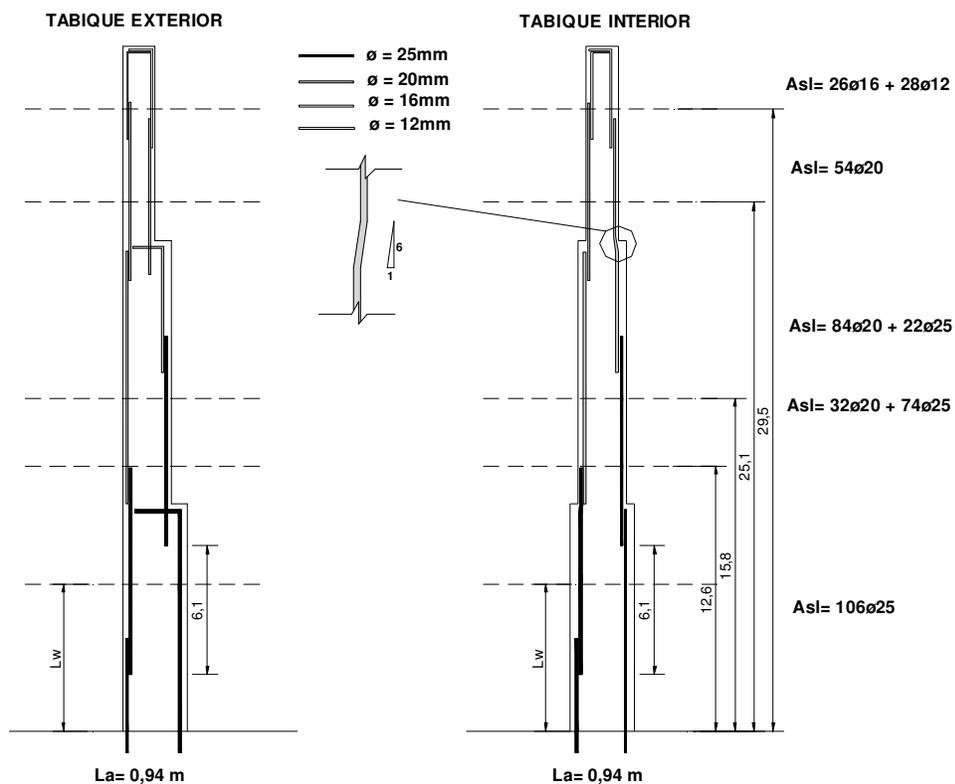


Fig. 26.b: ARMADURA PROVISTA E INTERRUPCIÓN EN ALTURA (T1X)

1.4.2. Tabique (T5Y)

(3.5.6.3., R.P.II.)

1.4.2. a. Factor de sobre resistencia flexional

La armadura dispuesta en la base del tabique **T5Y** es:

$$A_{\text{Total}} : 80 \phi 20 = 27004 \text{mm}^2$$

Con esta armadura, se determinó que el momento nominal real de la sección (M_n^w) resulta:

$$M_n^w = 43813,4 \text{ KNm}$$

El factor de sobrerresistencia flexional se define:

$$\phi_w^o = \frac{M_w^o}{M_E^w} = \frac{\lambda_o M_n^w}{M_E^w}$$

Los valores del momento en el tabique **T1X** generado por las fuerzas horizontales solamente, se presentan en la tabla siguiente:

Nivel	Tabique	Estado de Cargas	Corte V_y [KN]	Momento M_y [KNm]
10	TY5	FY	431,6	-363,8
			431,6	930,8
9	TY5	FY	781,7	583,9
			781,7	2928,9
8	TY5	FY	1104,6	2367,1
			1104,6	5791,3
7	TY5	FY	1416,0	4392,4
			1416,0	8782,1
6	TY5	FY	1704,3	7494,1
			1704,3	12777,4
5	TY5	FY	1949,3	11275,4
			1949,3	17318,4
4	TY5	FY	2147,8	15603,0
			2147,8	22475,9
3	TY5	FY	2312,7	18600,9
			2312,7	26001,7
2	TY5	FY	2439,4	23538,8
			2439,4	31345,0
1	TY5	FY	2512,7	28190,3
			2512,7	39497,4

**Momento en el TABIQUE (T5Y)
generado por las fuerzas horizontales solamente (KNm)**

$$\phi_w^o = \frac{1,40 \times 43813,4 \text{ KNm}}{39497,4 \text{ KNm}} = 1,55$$

La zona de potencial formación de rotulas plásticas (Z. P. R. P) está definida como la mayor longitud que surge entre los siguientes parámetros:

$$L_w = 8,0 \text{ m (Abarca todo el primer y segundo nivel)}$$

$$h_w / 6 = 5,42 \text{ m}$$

Fuera de la zona de formación potencial de rótulas plásticas, el momento resistente de la sección debe ser mayor que: el momento último resultante de la combinación crítica de estados de cargas, afectado por el factor de sobrerresistencia flexional, anteriormente determinado.

Nivel	Tabique	Estado de Cargas	Carga axial P [KN]	Corte V_y [KN]	Momento M_y [KNm]
10	T5Y	COMB5	-547,58	651,33	1086,8
9	T5Y	COMB5	-1004,85	934,33	3090,9
8	T5Y	COMB5	-1466,57	1235,12	5925,0
7	T5Y	COMB5	-1933,28	1575,19	8979,9
6	T5Y	COMB5	-2450,01	1848,65	12980,7
5	T5Y	COMB5	-2966,74	2084,25	17508,3
4	T5Y	COMB5	-3490,12	2268,98	22630,0
3	T5Y	COMB5	-3952,66	2450,92	26175,2
2	T5Y	COMB5	-4532,27	2552,74	31459,7
1	T5Y	COMB5	-5226,45	2562,44	39450,0

**Solicitaciones últimas (máximas)
resultantes de la combinación de estados de cargas**

Con un criterio compatible con el utilizado para determinar la armadura a disponer en la sección de base del tabique, se define la armadura en los niveles superiores del elemento (3º a 10º Nivel, fuera de la Z. P. R. P.), siguiendo el diagrama de demanda flexional y aplicando el correspondiente factor de sobrerresistencia flexional, para cumplir los objetivos de diseño sismorresistente.

Debe notarse en este caso, la influencia de la carga axial actuante en los tabiques.

En la planilla se observa que a niveles muy similares de momento flector, el incremento en los valores de carga axial de compresión actuante en los tabiques, conduce a una importante reducción de la armadura requerida.

Es por ello, que se ha tenido especial cuidado en la selección de las combinaciones de cargas críticas de diseño.

Nivel	Carga axial Pu [KN]	Momento Mu [KNm]	T [KN]	Factor de Sobrerres. ϕ_w^o	As req (tot) [cm ²]	As req [cm ² /m]
10	-547,58	1086,8	-189,0	1,55	As mínima	
9	-1004,85	3090,9	-112,5		As mínima	
8	-1466,57	5925,0	137,9		10,18	1,27
7	-1933,28	8979,9	431,6		31,86	3,98
6	-2450,01	12980,7	889,0		65,62	8,20
	-1625,95	12900,5	1505,8		111,14	13,89
5	-2966,74	17508,3	1459,0		107,69	13,46
	-1966,62	17433,4	2212,3		163,29	20,41
4	-3490,12	22630,0	2150,8		158,75	19,84
	-2312,3	22569,3	3043,8		224,66	28,08
3	-3952,66	26175,2	2552,5		188,40	23,55
	-2624,3	26106,8	3559,7		262,74	32,84
2	-4532,27	31459,7	3235,8		144,0	9,6
	-3013,6	31414,5	4394,3		209,2	13,0
1	-5226,45	39450,0	4409,1	210,0	13,2	
	-3488,8	39468,6	5749,8	273,8	17,2	

Armadura requerida en los distintos niveles del tabique

Como antes se especificó, la armadura mínima a proveer en el nivel superior estará regida por la cuantía mínima establecida para dicho nivel, es decir:

La cuantía mínima total de armadura longitudinal a proveer en el último nivel: $\rho_l \geq 0.0017b; L_w 0.0017 \times (20 \times 800) \text{cm}^2 = 27,2 \text{cm}^2$

En este caso, al igual que para los tabiques ubicados según la dirección X-X, la disposición de la armadura longitudinal se realizará "uniformemente distribuida en dos capas a lo largo del tabique" según el criterio (a).

Por medio del método riguroso las fajas antes empleado para verificar la armadura dispuesta en la base del tabique, se verifica la armadura en algunos niveles característicos del edificio, considerando el factor de sobrerresistencia flexional antes definido

Nivel 3

La demanda de momento de flexión: $M^w = \frac{26106,8 \text{ KNm} \times 1,55}{0,9} = 44961,7 \text{ KNm}$

NIVEL	Profundidad del eje neutro c [mm]	Momento Nominal de la sección Mn [KNm]
N 3	1009,6	44814,0

El momento nominal de la armadura provista es: $M_n^w = 44814 \text{ KNm}$

La armadura a disponer será: $(88 \phi 20 = 27630 \text{ mm}^2)$

Se precisa mayor armadura que la prevista en la base del tabique, por lo tanto dicha armadura se deberá prolongar hasta este sector

Nivel 5

La demanda de momento de flexión: $M^w = \frac{17508,3 \text{ KNm} \times 1,55}{0,9} = 30153,2 \text{ KNm}$

NIVEL	Profundidad del eje neutro c [mm]	Momento Nominal de la sección Mn [KNm]
N 5	1074,1	36609,7

El momento nominal de la armadura provista es: $M_n^w = 36609,7 \text{ KNm}$

Se reducirá la armadura a $(44 \phi 20 + 44 \phi 16 = 22616 \text{ mm}^2)$

Nivel 7

La demanda de momento de flexión: $M^w = \frac{8979,9 \text{ KNm} \times 1,55}{0,9} = 15465,4 \text{ KNm}$

NIVEL	Profundidad del eje neutro c [mm]	Momento Nominal de la sección Mn [KNm]
N 7	759,1	23007,4

El momento nominal de la armadura provista es: $M_n^w = 23007,1 \text{ KNm}$

Se reducirá la armadura a $(44 \phi 12 + 46 \phi 16 = 13372 \text{ mm}^2)$

Nivel 8

La demanda de momento de flexión: $M^w = \frac{5925 \text{ KNm} \times 1,55}{0,9} = 10204 \text{ KNm}$

NIVEL	Profundidad del eje neutro c [mm]	Momento Nominal de la sección Mn [KNm]
N 8	721,0	14345,7

El momento nominal de la armadura provista es: $M_n^w = 14345,7 \text{ KNm}$

Se reducirá la armadura a $(44 \phi 12 + 42 \phi 10 = 8269 \text{ mm}^2)$

(3.5.5., R.P.II.)

1.4.2.b. Interrupción en altura de la armadura longitudinal

La reducción en altura de la armadura longitudinal, se realiza en una forma racional, cumpliendo con la demanda de momento en cada sección del tabique y con la longitud de anclaje (según lo establece el Reglamento CIRSOC 201), correspondiente de las barras dispuestas.

Desde la base hasta el Nivel 5 = + 15,45 m.

✓ Longitud de anclaje en la base ($l_a = 0,75$ m.)

✓ Longitud de empalme ($l_e = 1,35$ m)

Armadura total = 88 ϕ 20 (separación = 188 mm) ($A_{s\text{ total}} = 27630$ mm²)

Desde el Nivel 5 (+ 15,45 m) hasta el Nivel 7 = + 21,65 m.

✓ Longitud de empalme ($l_e = 1,35$ m)

Armadura total = 46 ϕ 20 + 42 ϕ 16 (separación = 188 mm) ($A_{s\text{ total}} = 22844$ mm²)

Desde el Nivel 7 (+21,65 m) hasta el Nivel 9 = + 27,1 m.

✓ Longitud de empalme ($l_e = 1,10$ m)

Armadura total = 44 ϕ 12 + 42 ϕ 16 (separación = 188 mm) ($A_{s\text{ total}} = 13372$ mm²)

Desde el Nivel 9 (+27,1 m) hasta el Nivel Superior = + 32,5 m.

✓ Longitud de empalme ($l_e = 0,63$ m)

Armadura total = 44 ϕ 12 + 42 ϕ 10 (separación = 188 mm) ($A_{s\text{ total}} = 8269$ mm²)

En la siguiente figura se presentan los diagramas correspondientes a "Demanda flexional" y "Capacidad flexional" de la armadura realmente provista en el tabique, corregida por decalaje.

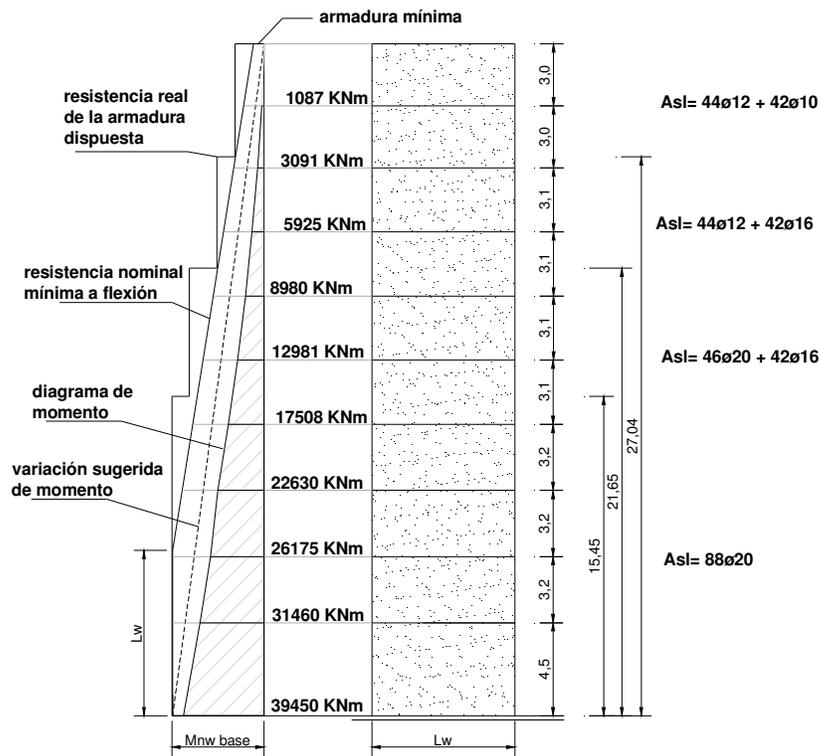


Fig. 27.a: ESQUEMA DE DEMANDA FLEXIONAL vs. CAPACIDAD (T5Y)

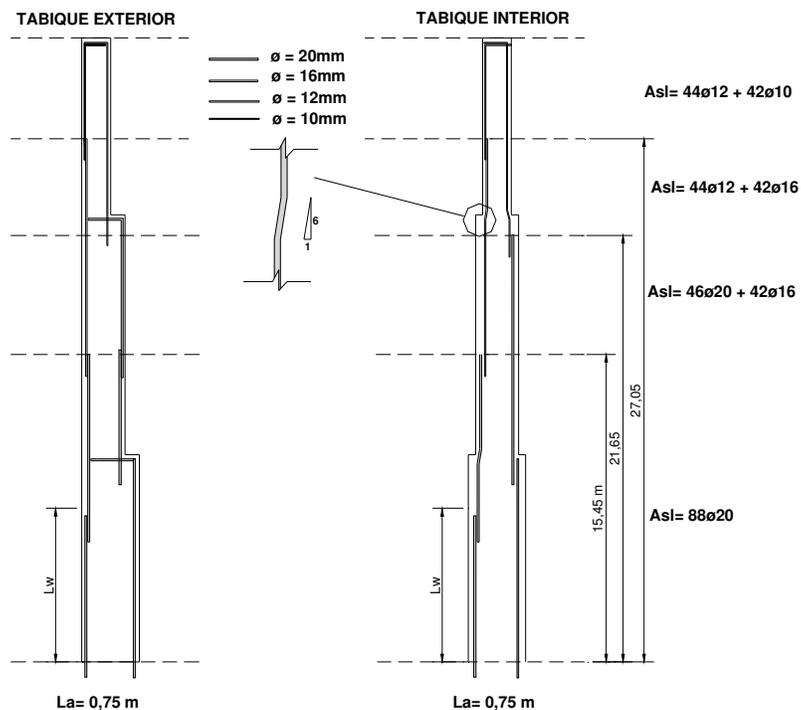


Fig. 27.b: ARMADURA PROVISTA E INTERRUPCIÓN EN ALTURA - (T5Y)

(3.5.6., R.P.II.)

1.5. DISEÑO DE LA ARMADURA TRANSVERSAL

A los efectos de presentar ordenadamente los pasos a seguir para la determinación de la armadura transversal a disponer en los tabiques según las prescripciones reglamentarias, se describe la secuencia teórica y posteriormente se determina para cada tabique la armadura transversal a disponer.

En tabiques sismorresistentes, la armadura transversal se dispone horizontalmente con el propósito de resistir los esfuerzos de corte, controlar las deformaciones de retracción, restringir el pandeo lateral de las barras en compresión y confinar el hormigón en zonas donde las deformaciones de compresión son grandes.

Deberán cumplirse los requerimientos de armadura mínima según lo especificado en el artículo 14.3.3 del Reglamento CIRSOC 201.

La cuantía mínima de la armadura horizontal debe ser:

- a) 0,002; para barras conformadas con $d_b \leq 16 \text{ mm}$ y $f_y \geq 420 \text{ MPa}$
- b) 0,0025; para barras conformadas con $d_b > 16 \text{ mm}$
- c) 0,002; para malla de acero soldada de alambres lisos o conformados con $d_b \leq 16 \text{ mm}$

(3.5.6.2. R.P.II.)

1.5.1. Control del pandeo de las barras longitudinales

Se intenta asegurar que la armadura longitudinal principal, usualmente dispuesta cerca de los bordes del tabique, tenga un apoyo lateral adecuado, teniendo en cuenta el efecto Baüschinger, que posibilite su incursión en compresión en el campo plástico.

Los requerimientos se extienden a aquellas zonas ubicadas horizontalmente o verticalmente, donde la armadura longitudinal pueda entrar en fluencia. En la mayoría de los tabiques, debe suponerse que cada barra vertical está sometida a fluencia alternativa en tracción y compresión. La extensión vertical de la fluencia potencial se define en el artículo 3.5.6.2. (a-i) del Reglamento. Se exceptúan de estos requerimientos, los tabiques que en la zona crítica de compresión flexional tengan una cuantía de la armadura vertical inferior a $2 / f_y$. En estos casos no se espera que la armadura longitudinal entre en fluencia. Más aún, tampoco se espera que se pierda el recubrimiento.

En tabiques sismorresistentes con armadura en dos capas y con cuantía de armadura longitudinal mayor que $(\rho_1 > 2 / f_y)$ deberá proveerse armadura transversal para prevenir el pandeo de las barras longitudinales.

El área de una rama de estribos viene dada por:

$$A_{te} = \frac{\sum A_b f_y s}{16 f_{yt} 6d_b}$$

Deben considerarse los siguientes puntos en función de la zona en análisis:

a) – Zona de formación potencial de rótula plástica.

(i): Se asume que la altura de la zona potencial de rótula plástica medida desde la sección crítica, se extiende una longitud igual a la mayor entre L_w o $1/6$ de la altura total del tabique ($h_w/6$).

(ii): La armadura transversal a disponer en la zona de formación potencial de rótula plástica, deberá cumplir con:

Cada barra longitudinal o conjunto de barras ubicadas en las proximidades de las caras del tabique sismorresistente, deberá estar restringida lateralmente por un codo a 90° de un estribo cerrado o por un gancho de al menos 135° de un estribo cerrado o de una rama. Se exceptúa de este requerimiento cualquier barra intermedia ubicada entre dos barras que disten entre sí no más de 200 mm, que cumplan el requerimiento anterior, y las barras que disten más de 75 mm de las barras próximas a las caras del tabique.

La separación de estribos a lo largo de las barras longitudinales, no deberá ser mayor que 6 veces el diámetro de la barra longitudinal ($6 d_b$) a ser restringida.

b) – Fuera de la zona de formación potencial de rótula plástica.

Fuera de la zona de formación potencial de rótula plástica definida anteriormente, la armadura transversal a disponer deberá cumplir:

(i): El diámetro del estribo no deberá ser menor que $1/4$ del diámetro de la barra longitudinal que restringe ($d_b / 4$).

(ii): La separación entre estribos no deberá ser mayor que 12 veces el diámetro de la barra longitudinal a ser restringida ($12 d_b$)

(3.5.6.3. R.P.II.)

1.5.2. Confinamiento de la zona comprimida

Se requiere confinar al hormigón comprimido, usualmente en la base del tabique, sólo si se espera una deformación de compresión que sea excesiva. Por lo tanto, estos requerimientos son dependientes de la

profundidad crítica del eje neutro c_c . El factor de sobrerresistencia flexional ϕ_w^0 reconoce que cuando se ha provisto resistencia flexional en exceso, la demanda de ductilidad de curvatura es probable que se reduzca y por lo tanto puede aceptarse una profundidad mayor del eje neutro. Un caso similar se produce cuando se tiene una reducida capacidad de ductilidad. En la mayoría de los tabiques la profundidad del eje neutro será menor que la crítica y por lo tanto no se requerirá ningún confinamiento.

La armadura transversal de confinamiento debe distribuirse en una longitud de la parte comprimida de la sección del tabique definida por la ecuación:

$$c' = c - 0,70c_c \geq 0,50c$$

Cuando se requiera confinamiento, al menos la mitad de la zona de compresión debe confinarse. En el Reglamento (figura 3.5. (a)) se ilustra la definición de las zonas de un tabique donde se requiere armadura transversal para confinar el hormigón comprimido y otras zonas donde debe asegurarse la estabilidad de las barras verticales.

Con cualquiera de los métodos de análisis utilizados, se puede definir la profundidad del eje neutro "c", el cual debe ser comparado con el valor crítico dado por:

$$c_{crit} = \frac{0,30\phi_w^0}{\mu} L_w$$

donde:

L_w : Longitud total del tabique,

μ : Ductilidad global de la estructura y siendo

ϕ_w^0 : Factor de sobrerresistencia flexional en tabiques, el cual se determina mediante la siguiente expresión:

$$\phi_w^0 = \frac{M_w^0}{M_E^W} = \frac{\lambda_o M_n^W}{M_E^W}$$

(i) Cuando el eje neutro obtenido del análisis sea mayor al crítico ($c > c_{crit}$), la extensión horizontal de la zona a confinar deberá tener una longitud dada por:

$$c' = c - 0,70c_c \geq 0,50c$$

- (ii) Deberá disponerse armadura transversal para confinamiento en cada una de las dos direcciones ortogonales de la sección a confinar, tal que:

$$A_{sh} = \left(\frac{\mu}{40} + 0,10 \right) s_h h'' \frac{A_g^* f_c'}{A_c^* f_{yh}} \left(\frac{c}{L_w} - 0,07 \right)$$

- (iii) La separación de estribos a lo largo de las barras longitudinales no deberá ser mayor que 6 veces el diámetro de la barra longitudinal ($6 d_b$) que restringe, $\frac{1}{2}$ del espesor de la pared en la zona confinada o 150 mm.

(3.6. R.P.II.) **1.6. DISEÑO AL CORTE**

El diseño por capacidad aplicado a estructuras constituidas por tabiques sismorresistentes de hormigón armado, se relaciona principalmente con la estimación de los máximos esfuerzos de corte que podrían generarse cuando el mecanismo de colapso elegido esté desarrollando la sobrerresistencia flexional.

La rótula plástica potencial se ubicaría en la base del tabique. Los esfuerzos de corte inducidos durante la respuesta dinámica de tabiques en voladizo pueden ser considerablemente mayores que los valores obtenidos de la aplicación de las fuerzas sísmicas horizontales, aún cuando se escalen al que correspondería al desarrollo de la sobrerresistencia flexional en la rótula plástica en la base. Esfuerzos de corte mayores se generan debido a los modos superiores de vibración en la altura del tabique por encima de la rótula plástica en la base, zona que se intenta permanezca elástica.

(3.6.1. R.P.II.) **1.6.1. Esfuerzo de corte de diseño**

El esfuerzo de corte de diseño V_{ui} en el nivel i para tabiques sismorresistentes en voladizo, deberá evaluarse según la siguiente expresión:

$$V_{ui} = \omega_v \phi_w^0 V_{Ei} \leq \mu \frac{V_{Ei}}{\phi}$$

donde:

ϕ_w^0 : Factor de sobrerresistencia flexional, ya definido

V_{Ei} : Esfuerzo de corte generado por las fuerzas sísmicas horizontales solamente, en el nivel i [KN]

μ : Ductilidad global de la estructura

ϕ : Factor de reducción de resistencia

ω_v : Factor de amplificación dinámica, que deberá tomarse como.

(a) Cuando se utilicen análisis estáticos:

(i) para edificios de hasta 6 pisos: $\omega_v = 0,90 + \frac{n}{10}$

(ii) para edificios con más de 6 pisos: $\omega_v = 1,30 + \frac{n}{30} \leq 1,80$

(b) Cuando se utilizan análisis dinámicos: $\omega_v = 1$

(3.6.2., R.P.II.) **1.6.2. Resistencia al corte**

(3.6.2.1., R.P.II.) **1.6.2. a. Tensión nominal de corte**

Para evitar evaluar la altura útil d en secciones transversales de tabiques, se acepta suponer: $d = 0,80 L_w$

Los ensayos demuestran que el aplastamiento del hormigón del alma en la zona de rótula plástica, en la base de tabiques en voladizo, puede ocurrir después de sólo unos pocos ciclos de carga reversible con ductilidades de desplazamiento de 4 o más. El aplastamiento prematuro del hormigón del alma puede esperarse cuando, debido a grandes demandas de ductilidad de curvatura en la zona de rótula plástica, el hormigón que soporta tensiones de compresión diagonal, también está sometido a grandes deformaciones transversales de tracción. Para prevenir el aplastamiento del hormigón del alma, la siguiente ecuación hace depender a la máxima tensión de corte total de la demanda de ductilidad, y de la resistencia flexional en exceso provista medida por el factor de sobrerresistencia flexional ϕ_w^0

La tensión nominal total de corte v_n en un tabique sismorresistente deberá calcularse como:

$$v_n = \frac{V_n}{0,80b_wL_w} = \frac{V_u}{\phi} \left(\frac{1}{0,80b_wL_w} \right)$$

donde:

ϕ : Deberá tomarse = 1

V_n : Esfuerzo de corte nominal

b_w y L_w : Ancho y longitud del tabique, respectivamente

En la zona de formación potencial de rótula plástica, la tensión nominal de corte antes definida, no deberá superar el valor:

$$v_n = \left(\frac{\phi_w^0}{\mu} + 0,15 \right) \sqrt{f'_c}$$

donde:

f'_c : Resistencia especificada a la compresión del hormigón en MPa

En las secciones del tabique donde no se espere la formación de rótulas plásticas, la tensión nominal de corte no deberá superar el mayor de los siguientes valores.

✓ $0,20f'_c$

✓ $1,10\sqrt{f'_c}$

✓ 9 MPa

(3.6.2.4., R.P.II.)

1.6.2. b. Contribución del hormigón a la resistencia al corte

La contribución del hormigón en la resistencia al corte en la zona de formación potencial de rótula plástica para tabiques sismorresistentes, v_c puede admitirse aun para cargas de compresión muy pequeñas, lo que se encuentra comprobado por ensayos.

A causa de la distribución de la armadura vertical en todo el ancho del tabique, se espera un mejor control de las grietas diagonales que en el caso de vigas.

Fuera de la zona de formación potencial de rótula plástica, la contribución del hormigón viene dada por las siguientes ecuaciones:

(a) En tabiques sismorresistentes sometidos a una carga de compresión (P_u), la contribución del hormigón a la resistencia al corte (v_c) en la zona de formación potencial de rótula plástica, no deberá ser mayor que:

$$v_c = 0,60 \sqrt{\frac{P_u}{A_g}}$$

Cuando la carga axial (P_u) sea de tracción, deberá tomarse (v_c) = 0

En las secciones de tabiques sismorresistentes donde no se espere la formación de rótula plástica, la contribución del hormigón a la resistencia al corte deberá tomarse como el menor de los valores calculados como:

$$v_c = 0,27\sqrt{f'_c} + \frac{P_u}{4A_g}$$

$$v_c = 0,05\sqrt{f'_c} + \frac{L_w \left(0,10\sqrt{f'_c} + 0,20 \frac{P_u}{A_g} \right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{L_w}{2}}$$

donde:

P_u : Deberá tomarse negativo cuando sea de tracción;

Si $\left(\frac{M_u}{V_u} - \frac{L_w}{2} \right)$ es negativo o cero, no podrá aplicarse la ecuación anterior.

(b) En las secciones ubicadas entre la base del tabique y la menor distancia entre $L_w/2$ o $h_w/2$, la contribución del hormigón (v_c) deberá ser la calculada a la distancia $L_w/2$ o $h_w/2$, según corresponda.

(3.6.2.5., R.P.II.)

1.6.3. Diseño de la armadura de corte

1.6.3. a. Armadura horizontal

(i) La sección de armadura horizontal de corte deberá calcularse como:

$$A_{vh} = \frac{(v_n - v_c)b_w s_h}{f_y} \geq \frac{0,70b_w s_h}{f_y}$$

(ii) La separación de la armadura horizontal de corte (s_h) no deberá ser mayor que:

- ✓ $L_w / 5$
- ✓ $3b_w$
- ✓ 450 mm

(iii) La armadura horizontal deberá estar adecuadamente anclada en los extremos del tabique sismorresistente o en los elementos de borde

por medio de ganchos o de acuerdo con lo especificado en (2.2.9.10. R.P.II.): “Los estribos deberán estar anclados al menos por un gancho de 135°. Alternativamente los extremos del estribo podrán soldarse para que desarrollen la resistencia de rotura de la barra”.

1.6.3. b. Armadura vertical

- Se deberá disponer una armadura vertical de corte no menor que:

$$A_{vv} = \frac{0,70 b_w s_v}{f_y}$$

- La separación de la armadura vertical de corte (s_v) no deberá ser mayor que ninguno de los siguientes valores:

✓ $L_w / 3$

✓ $3b_w$

✓ 450 mm

- Cuando sea apropiado considerar la transferencia del corte a través de un plano dado, tal como en el caso de una grieta existente o potencial, o la interfaz entre dos hormigones colados en tiempos diferentes, el área de armadura requerida (A_{vf}) perpendicular al plano de corte deberá calcularse como:

$$A_{vf} = \frac{(V_u - \phi \mu_f P_u)}{\phi \mu_f f_y}$$

donde:

El coeficiente de fricción (μ_f) deberá tomarse según lo especificado en el Reglamento CIRSOC 201.

La armadura necesaria (A_{vf}), no deberá sumarse a la armadura vertical provista para la resistencia flexional.

(3.5.6., R.P.II.) 1.7. DETERMINACIÓN DE LA ARMADURA TRANSVERSAL (Tabique T1X)

Siguiendo la secuencia que se indica en el punto anterior, se procede a continuación a determinar la sección de armadura transversal a disponer en todos los niveles del tabique (T1X)

(3.5.6.2., R.P.II.) 1.7.1. Control del pandeo de las barras longitudinales

El tabique ha sido diseñado, en toda la altura, con dos capas de

armadura longitudinal, cuya cuantía total en cada uno de los sectores que se han definido son:

$$\checkmark \text{ Nivel 1: } \rho_l = 0,0186 > \frac{2}{f_y} = 0,00476$$

$$\checkmark \text{ Nivel 4: } \rho_l = 0,0220 > \frac{2}{f_y} = 0,00476$$

$$\checkmark \text{ Nivel 5: } \rho_l = 0,0177 > \frac{2}{f_y} = 0,00476$$

$$\checkmark \text{ Nivel 7: } \rho_l = 0,0081 > \frac{2}{f_y} = 0,00476$$

$$\checkmark \text{ Nivel 8: } \rho_l = 0,0099 > \frac{2}{f_y} = 0,00476$$

$$\checkmark \text{ Nivel 9: } \rho_l = 0,0060 > \frac{2}{f_y} = 0,00476$$

Considerando que la cuantía de armadura longitudinal provista en los distintos niveles del tabique resulta ($\rho_l > 2/f_y$) se deberá proveer armadura transversal para prevenir el pandeo de las barras longitudinales en toda la altura del tabique.

El área de una rama de estribos viene dada por:

$$A_{te} = \frac{\sum A_b f_y s}{16 f_{yt} 6d_b}$$

Armadura transversal a disponer en las distintas zonas del tabique

A – Zona de formación potencial de rótula plástica.

(i) En este caso, la altura de dicha zona es de ($L_w = 7 \text{ m}$).

(ii) Se dispondrá la armadura transversal de la siguiente manera:

$$A_{te} = \frac{491 \text{ mm}^2}{16} \frac{420 \text{ MPa}}{420 \text{ MPa}} \frac{150 \text{ mm}}{6 \times 25 \text{ mm}} = 30,7 \text{ mm}^2$$

Estribos para controlar el pandeo de las barras longitudinales: $\phi 8c / 150 \text{ mm}$

Como la separación entre las barras longitudinales es uniforme e igual a 135 mm; se colocarán estribos cerrados ($\phi = 8 \text{ mm}$) tomando cada una de las barras longitudinales en toda la longitud del tabique. (Ver esquema de armado)

La separación de estribos a lo largo de las barras longitudinales, será de ($6 d_b = 150 \text{ mm}$).

B – Fuera de la zona de formación potencial de rótula plástica

A partir de los 7 metros de altura, la armadura transversal a disponer en el tabique (T1X) será:

(i) El diámetro del estribo en cada zona del tabique será: $d_{te} = (d_b / 4)$

$$\text{Para : } d_b = 25 \text{ mm} \Rightarrow d_{te} > 6,25 \text{ mm} \quad (\phi = 8 \text{ mm})$$

$$\text{Para : } d_b = 20 \text{ mm} \Rightarrow d_{te} > 5,00 \text{ mm} \quad (\phi = 6 \text{ mm})$$

$$\text{Para : } d_b = 16 \text{ mm} \Rightarrow d_{te} > 4,00 \text{ mm} \quad (\phi = 6 \text{ mm})$$

$$\text{Para : } d_b = 12 \text{ mm} \Rightarrow d_{te} > 3,00 \text{ mm} \quad (\phi = 6 \text{ mm})$$

(ii): La separación entre estribos será: $s_h < 12 d_b$

$$\text{Para : } d_b = 25 \text{ mm} \Rightarrow s_h < 300 \text{ mm}$$

$$\text{Para : } d_b = 20 \text{ mm} \Rightarrow s_h < 240 \text{ mm}$$

$$\text{Para : } d_b = 16 \text{ mm} \Rightarrow s_h < 192 \text{ mm}$$

$$\text{Para : } d_b = 12 \text{ mm} \Rightarrow s_h < 144 \text{ mm}$$

$$\text{Para : } d_b = 10 \text{ mm} \Rightarrow s_h < 120 \text{ mm}$$

Para barras de $d_b = 25 \text{ mm}$ y separación vertical $s_h = 200 \text{ mm}$:

$$A_{te} = \frac{\sum A_b f_y s_h}{16 f_{yt} 6d_b} \quad A_{te} = \frac{491 \text{ mm}^2}{16} \frac{420 \text{ MPa}}{420 \text{ MPa}} \frac{200 \text{ mm}}{6 \times 25 \text{ mm}} = 40,9 \text{ mm}^2$$

Estribos para controlar el pandeo de las barras longitudinales: $\phi 8 \text{ c} / 200 \text{ mm}$

Para barras de $d_b = 20 \text{ mm}$ y separación vertical $s_h = 200 \text{ mm}$:

$$A_{te} = \frac{\sum A_b f_y s}{16 f_{yt} 6d_b} \quad A_{te} = \frac{314 \text{ mm}^2}{16} \frac{420 \text{ MPa}}{420 \text{ MPa}} \frac{200 \text{ mm}}{6 \times 20 \text{ mm}} = 32,7 \text{ mm}^2$$

Estribos para controlar el pandeo de las barras longitudinales: $\phi 8 \text{ c} / 200 \text{ mm}$

Para barras ($d_b = 16 \text{ mm}$) - Separación vertical: $s_h = 180 \text{ mm}$

$$A_{te} = \frac{\sum A_b f_y s}{16 f_{yt} 6d_b} \quad A_{te} = \frac{200 \text{ mm}^2 \cdot 420 \text{ MPa} \cdot 180 \text{ mm}}{16 \cdot 420 \text{ MPa} \cdot 6 \times 16 \text{ mm}} = 23,4 \text{ mm}^2$$

Estribos para controlar el pandeo de las barras longitudinales: $\phi 6 \text{ c} / 180 \text{ mm}$

Para barras ($d_b = 12 \text{ mm}$) - Separación vertical: $s_h = 140 \text{ mm}$

$$A_{te} = \frac{\sum A_b f_y s}{16 f_{yt} 6d_b} \quad A_{te} = \frac{113 \text{ mm}^2 \cdot 420 \text{ MPa} \cdot 140 \text{ mm}}{16 \cdot 420 \text{ MPa} \cdot 6 \times 12 \text{ mm}} = 13,7 \text{ mm}^2$$

Estribos para controlar el pandeo de las barras longitudinales: $\phi 6 \text{ c} / 140 \text{ mm}$

Para barras ($d_b = 10 \text{ mm}$) - Separación vertical: $s_h = 120 \text{ mm}$

$$A_{te} = \frac{\sum A_b f_y s}{16 f_{yt} 6d_b} \quad A_{te} = \frac{78,5 \text{ mm}^2 \cdot 420 \text{ MPa} \cdot 120 \text{ mm}}{16 \cdot 420 \text{ MPa} \cdot 6 \times 10 \text{ mm}} = 9,81 \text{ mm}^2$$

Estribos para controlar el pandeo de las barras longitudinales: $\phi 6 \text{ c} / 120 \text{ mm}$

(3.5.6.3., R.P.II.)

1.7.2. Confinamiento de la zona comprimida

- (i) Con cualquiera de los métodos de análisis utilizados, se puede definir la profundidad del eje neutro "c", el cual debe ser comparado con el valor crítico dado por:

$$c_{crit} = \frac{0,30 \phi_w^0}{\mu} L_w ; \quad c_{crit} = \frac{0,30 \times 1,63}{4} \times 7 \text{ m} = 0,856 \text{ m}$$

siendo:

$$\phi_w^0 = \frac{M_w^0}{M_E^w} = \frac{\lambda_o M_n^w}{M_E^w}$$

- (ii) En este caso, como el eje neutro obtenido del análisis es mayor al crítico ($c > c_{crit}$), la extensión horizontal de la zona a confinar deberá tener una longitud dada por:

$$c' = c - 0.70c_c \geq 0.50c$$

$$c' = 1424 \text{ mm} - 0,70 \times 856 \text{ mm} = 825 \text{ mm} > 0,50 \times 1424 \text{ mm} = 712 \text{ mm}$$

- (iii) Deberá disponerse armadura transversal para confinamiento en cada una de las dos direcciones ortogonales de la sección a confinar, tal que:

$$A_{sh} = \left(\frac{\mu}{40} + 0,10 \right) s_h h'' \frac{A_g^* f_c'}{A_c^* f_{yh}} \left(\frac{c}{L_w} - 0,07 \right)$$

$$A_{sh} = \left(\frac{4}{40} + 0,10 \right) 120 \text{ mm} \times 825 \text{ mm} \frac{330000 \text{ mm}^2}{222650 \text{ mm}^2} \times \frac{25 \text{ MPa}}{420 \text{ MPa}} \left(\frac{1424 \text{ mm}}{7000 \text{ mm}} - 0,07 \right) = 233 \text{ mm}^2$$

- (iv) La separación de estribos a lo largo de las barras longitudinales no deberá ser mayor que 6 veces el diámetro de la barra longitudinal ($6 d_b$) que restringe, $\frac{1}{2}$ del espesor de la pared en la zona confinada o 150 mm.

Estribos para confinamiento de la zona comprimida en la base: $\phi 10 \text{ c} / 120 \text{ mm}$

(3.6., R.P.II.) **1.7.3. DISEÑO AL CORTE**

(3.6.1., R.P.II.) **1.7.3. a. Esfuerzo de corte de diseño**

El esfuerzo de corte de diseño en el nivel "i" para tabiques sismorresistentes en voladizo, deberá evaluarse según la siguiente expresión:

$$V_{ui} = \omega_v \phi_w^0 V_{Ei} \leq \mu \frac{V_{Ei}}{\phi}$$

donde:

$\phi_w^0 = 1,63$: Factor de sobrerresistencia flexional (ver página 81)

ω_v : Factor de amplificación dinámica, que deberá tomarse como:

(a) Cuando se utilicen análisis estáticos:

Para el edificio de 10 pisos ($n = 10$):

$$\omega_v = 1,30 + \frac{10}{30} = 1,63 \leq 1,80$$

(b) Cuando se utilizan análisis dinámicos:

Para todos los casos: $\omega_v = 1$

En la siguiente planilla se presentan los valores de corte máximo generado por las fuerzas laterales solamente, actuante sobre el tabique (T1X), obtenidos mediante el programa ETABS 8.1.3.

Nivel	Estado de Cargas	Ubicación	Corte V_x [KN]
Nivel 10	FX2	Capitel	556,06
		Base	556,06
Nivel 9	FX2	Capitel	1084,4
		Base	1084,4
Nivel 8	FX2	Capitel	1553,35
		Base	1553,35
Nivel 7	FX2	Capitel	1985,88
		Base	1985,88
Nivel 6	FX2	Capitel	2397,41
		Base	2397,41
Nivel 5	FX2	Capitel	2747,77
		Base	2747,77
Nivel 4	FX2	Capitel	3030,03
		Base	3030,03
Nivel 3	FX2	Capitel	3249,78
		Base	3249,78
Nivel 2	FX2	Capitel	3442,34
		Base	3442,34
Nivel 1	FX2	Capitel	3575,7
		Base	3575,7

Esfuerzo de corte máximo por nivel generado por las fuerzas laterales solamente – TABIQUE (T1X)

A continuación se determinan los valores del corte de diseño y corte de comparación según lo establecido en el artículo 3.6.1.1. (INPRES-CIRSOC 103, Parte II).

Piso	Corte de diseño V_{ui} [KN]	Corte de comparación $\mu V_{ei} / \phi$
10	1459,27	2224,24
9	2845,79	4337,6
8	4076,46	6213,4
7	5211,54	7943,52
6	6291,52	9589,64
5	7210,97	10991,08
4	7951,71	12120,12
3	8528,40	12999,12
2	9033,73	13769,36
1	9383,71	14302,8

Esfuerzo de corte de diseño y esfuerzo de corte de comparación para todos los niveles del TABIQUE (T1X)

(3.6.2., R.P.II.) **1.7.3. b. Resistencia al corte**

(3.6.2.1., R.P.II.) **1.7.3. b.1. Tensión nominal de corte**

La tensión nominal total de corte en el tabique se calcula como:

$$v_n = \frac{V_n}{0,80b_wL_w} = \frac{V_u}{\phi} \left(\frac{1}{0,80b_wL_w} \right)$$

donde:

$V_u = 3575,7\text{KN}$ – Corte último (Ver tabla en página 106)

ϕ : Deberá tomarse igual a 1

$$v_n = \frac{3575700\text{N}}{1} \left(\frac{1}{0,80 \times 400\text{mm} \times 7000\text{mm}} \right) = 1,60\text{MPa}$$

(i) En la zona de formación potencial de rótula plástica, la tensión nominal de corte antes definida no supera el valor:

$$v_n = \left(\frac{\phi_w^o}{\mu} + 0,15 \right) \sqrt{f'_c}$$

$$v_n = \left(\frac{1,63}{4} + 0,15 \right) \sqrt{25} = 2,79 \text{ MPa}$$

(ii) En las secciones del tabique donde no se espere la formación de rótulas plásticas, se verifica que la tensión nominal de corte no supere el mayor de los siguientes valores.

✓ $0,20f'_c = 5,0 \text{ MPa}$

✓ $1,10\sqrt{f'_c} = 5,5 \text{ MPa}$

✓ $9,0 \text{ MPa}$

Para los niveles 4 y 8 del tabique (**T1X**), los valores de la tensión nominal de corte v_n resultan:

Nivel 4:
$$v_n = \frac{3030000 \text{ N}}{1} \left(\frac{1}{0,80 \times 300 \text{ mm} \times 7000 \text{ mm}} \right) = 1,80 \text{ MPa}$$

Nivel 8:
$$v_n = \frac{1553350 \text{ N}}{1} \left(\frac{1}{0,80 \times 200 \text{ mm} \times 7000 \text{ mm}} \right) = 1,39 \text{ MPa}$$

Se observa que tanto en la zona de formación potencial de rótulas plásticas como en los niveles superiores (fuera de la zona de formación potencial de rótulas plásticas), se cumplen las prescripciones reglamentarias en cuanto al límite superior de la tensión nominal de corte.

(3.6.2.4., R.P.II.)

1.7.3. b.2. Contribución del hormigón a la resistencia al corte

(i) En tabiques sismorresistentes sometidos a una carga de compresión P_u , la contribución del hormigón a la resistencia al corte v_c en la zona de formación potencial de rótula plástica, no deberá ser mayor que:

$$v_c = 0,60 \sqrt{\frac{P_u}{A_g}} = 0,60 \sqrt{\frac{1790620 \text{ N}}{400 \text{ mm} \times 7000 \text{ mm}}} = 0,48 \text{ MPa}$$

En este caso la carga axial P_u es de compresión

- (ii) En las secciones del tabique donde no se espere la formación de rótula plástica, la contribución del hormigón a la resistencia al corte se tomará como el menor de los siguientes valores:

Nivel 4: $P_u = 1093200\text{N}$

$$v_c = 0,27\sqrt{f'_c} + \frac{P_u}{4A_g} = 0,27 \times 5 \text{ MPa} + \frac{1093200 \text{ N}}{4 \times 300 \text{ mm} \times 7000 \text{ mm}} = 1,48 \text{ MPa}$$

$$v_c = 0,05\sqrt{f'_c} + \frac{L_w \left(0,10\sqrt{f'_c} + 0,20 \frac{P_u}{A_g} \right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{L_w}{2}}$$

donde

P_u , en este caso, se toma positivo por ser de compresión;

$$v_c = 0,05 \times 5 \text{ MPa} + \frac{7000 \text{ mm} \left(0,10 \times 5 \text{ MPa} + 0,20 \frac{1093200 \text{ N}}{300 \text{ mm} \times 7000 \text{ mm}} \right)}{\frac{30784500000 \text{ Nmm}}{3029000 \text{ N}} - \frac{7000 \text{ mm}}{2}} = 0,885 \text{ MPa}$$

Nivel 8: $P_u = 401490\text{N}$

$$v_c = 0,27\sqrt{f'_c} + \frac{P_u}{4A_g} = 0,27 \times 5 \text{ MPa} + \frac{401490 \text{ N}}{4 \times 200 \text{ mm} \times 7000 \text{ mm}} = 1,42 \text{ MPa}$$

$$v_c = 0,05\sqrt{f'_c} + \frac{L_w \left(0,10\sqrt{f'_c} + 0,20 \frac{P_u}{A_g} \right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{L_w}{2}}$$

donde

P_u , en este caso, se toma positivo por ser de compresión;

$$v_c = 0,05 \times 5 \text{ MPa} + \frac{7000 \text{ mm} \left(0,10 \times 5 \text{ MPa} + 0,20 \frac{401490 \text{ N}}{200 \text{ mm} \times 7000 \text{ mm}} \right)}{\frac{8144400000 \text{ Nmm}}{1552350 \text{ N}} - \frac{7000 \text{ mm}}{2}} = \text{No es aplicable}$$

Esta ecuación no es aplicable ya que el denominador del segundo término resulta negativo.

(iii) En las secciones ubicadas entre la base del tabique y la menor distancia entre:

$$L_w / 2 = 3500 \text{ mm}$$

$$h_w / 2 = 16250 \text{ mm}$$

La contribución del hormigón será la calculada a la distancia $L_w / 2$ (zona de formación potencial de rótula plástica)

(3.6.2.5., R.P.II.) **1.7.3. c. Diseño de la armadura de corte**

(a) Armadura horizontal

La sección de armadura horizontal de corte se calculará en cada una de las zonas previamente definidas en el tabique, como:

$$A_{vh} = \frac{(v_n - v_c) b_w s_h}{f_y} \geq \frac{0,70 b_w s_h}{f_y}$$

(i) En la zona de formación potencial de rótula plástica:

$$A_{vh} = \frac{(2,79 \text{ MPa} - 0,48 \text{ MPa}) \times 400 \text{ mm} \times 100 \text{ mm}}{420 \text{ MPa}} = 220 \text{ mm}^2$$

$$A_{vh} = 220 \text{ mm}^2 \geq \frac{0,70 \times 400 \text{ mm} \times 100 \text{ mm}}{420 \text{ MPa}} = 66,7 \text{ mm}^2$$

Estribos para absorber el corte en la base: 2 ϕ 12 c/100 mm

(ii) En las secciones del tabique donde no se espere la formación de rótulas plásticas, se verificó que la tensión nominal de corte no superara el menor de los siguientes valores.

✓ $0,20f'_c = 5,0 \text{ MPa}$

✓ $1,10\sqrt{f'_c} = 5,5 \text{ MPa}$

✓ $9,0 \text{ MPa}$

La separación de la armadura horizontal de corte s_h será la menor de:

✓ $\frac{L_w}{5} = \frac{7000 \text{ mm}}{5} = 1400 \text{ mm}$

✓ $3b_w = 3 \times 400 \text{ mm} = 1200 \text{ mm}$

✓ 450 mm

Nivel 4:

$$A_{vh} = \frac{(1,80 \text{ MPa} - 0,885 \text{ MPa}) \times 300 \text{ mm} \times 150 \text{ mm}}{420 \text{ MPa}} = 98,0 \text{ mm}^2$$

Estribos para absorber el corte: 2 ϕ 8 c / 150 mm

Nivel 8:

$$A_{vh} = \frac{(1,39 \text{ MPa} - 1,42 \text{ MPa}) \times 200 \text{ mm} \times 150 \text{ mm}}{420 \text{ MPa}} = -2,14 \text{ mm}^2$$

$$A_{vh} = 2,14 \text{ mm}^2 < \frac{0,70 \times 200 \text{ mm} \times 150 \text{ mm}}{420 \text{ MPa}} = 50 \text{ mm}^2$$

Estribos para absorber el corte: 2 ϕ 6 c / 150 mm

La armadura horizontal estará anclada en los extremos del tabique sismorresistente o en los elementos de borde por medio de ganchos.

(b) Armadura vertical

Se dispondrá una armadura vertical de corte no menor que:

- (i) En la zona de potencial formación de rótulas plásticas (Z. P. R. P.) resulta:

$$A_{vv} = \frac{0,70 b_w s_v}{f_y} = \frac{0,70 \times 400 \text{ mm} \times 450 \text{ mm}}{420 \text{ MPa}} = 300 \text{ mm}^2$$

Armadura vertical de corte: ϕ 20 c / 450 mm

(Esta armadura se cubre con la armadura dispuesta para flexión, ver página 83)

- (ii) Fuera de la zona de potencial formación de rótulas plásticas resulta:

Nivel 4:

$$A_{vv} = \frac{0,70 b_w s_v}{f_y} = \frac{0,70 \times 300 \text{ mm} \times 300 \text{ mm}}{420 \text{ MPa}} = 150 \text{ mm}^2$$

Armadura vertical para absorber corte: ϕ 16 c / 300 mm

(Esta armadura se cubre con la armadura dispuesta para flexión, ver página 83)

Nivel 8:

$$A_{vv} = \frac{0,70b_w s_v}{f_y} = \frac{0,70 \times 300 \text{ mm} \times 157 \text{ mm}}{420 \text{ MPa}} = 78,5 \text{ mm}^2$$

Armadura vertical para absorber corte: $\phi 10 \text{ c} / 157 \text{ mm}$

(Esta armadura se cubre con la armadura dispuesta para flexión, ver página 84)

La separación de la armadura vertical de corte s_v no será mayor que ninguno de los siguientes valores:

- ✓ $\frac{L_w}{3} = \frac{7000 \text{ mm}}{3} = 2333 \text{ mm}$
- ✓ $3b_w = 3 \times 400 \text{ mm} = 1200 \text{ mm}$
- ✓ 450 mm

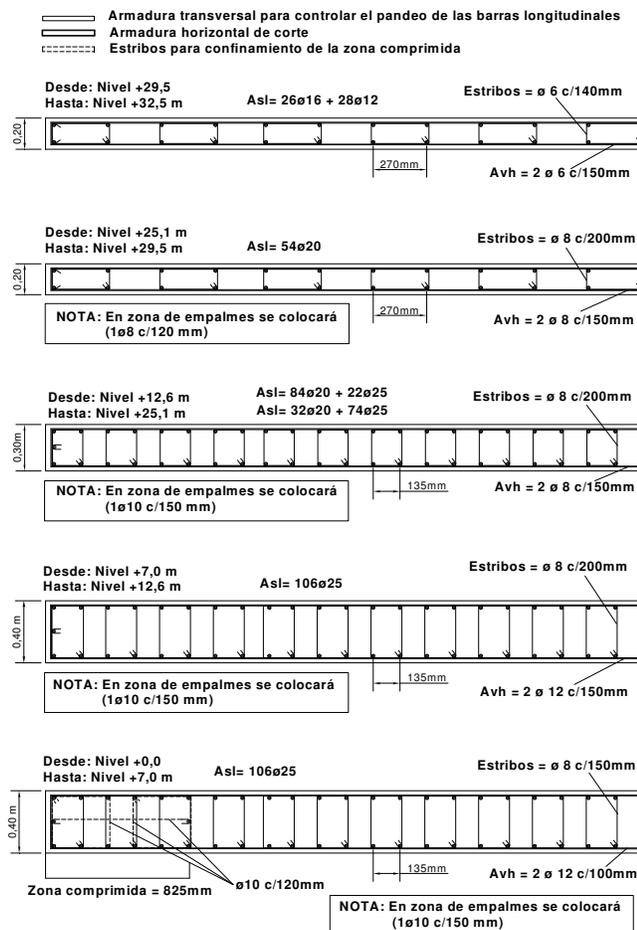


Fig. 28: ESQUEMA DE VARIACIÓN DE ARMADURA TRANSVERSAL (T1X)

(3.5.6., R.P.II.) **1.8. DETERMINACIÓN DE LA ARMADURA TRANSVERSAL (Tabique T5Y)**

Siguiendo la secuencia que se indica en el punto anterior, se procede a continuación a determinar la sección de armadura transversal a disponer en todos los niveles del tabique (T5Y)

(3.5.6.2., R.P.II.) **1.8.1. Control del pandeo de las barras longitudinales**

El tabique ha sido diseñado, en toda la altura, con dos capas de armadura longitudinal, cuya cuantía total en cada uno de los sectores que se han definido son:

$$\checkmark \text{ Nivel 1: } \rho_l = 0,0086 > 2/f_y = 0,00476$$

$$\checkmark \text{ Nivel 5: } \rho_l = 0,0095 > 2/f_y = 0,00476$$

$$\checkmark \text{ Nivel 7: } \rho_l = 0,0086 > 2/f_y = 0,00476$$

$$\checkmark \text{ Nivel 8: } \rho_l = 0,0086 > 2/f_y = 0,00476$$

Considerando que la cuantía de armadura longitudinal provista en los distintos niveles del tabique resulta $\rho_l > 2/f_y$, se deberá proveer armadura transversal para prevenir el pandeo de las barras longitudinales en toda la altura del tabique.

El área de una rama de estribos viene dada por:

$$A_{te} = \frac{\sum A_b f_y s}{16 f_{yt} 6d_b}$$
$$A_{te} = \frac{314\text{mm}^2}{16} \frac{420\text{MPa}}{420\text{MPa}} \frac{120\text{mm}}{6 \times 20\text{mm}} = 19,6\text{mm}^2$$

Estribos para controlar el pandeo de las barras longitudinales (base): ϕ 8c/120mm

Armadura transversal a disponer en las distintas zonas del tabique

A – Zona de formación potencial de rótula plástica

(i) *En este caso, la altura de dicha zona es igual $L_w = 8$ m.*

(ii) *Se dispondrá la armadura transversal de la siguiente manera:*

Como la separación entre las barras longitudinales es uniforme e igual a 188 mm; se colocarán estribos cerrados $\phi = 8$ mm tomando cada una de

las barras longitudinales (ver esquema de armado), en toda la longitud del tabique.

La separación de estribos a lo largo de las barras longitudinales, será de $6 d_b = 120 \text{ mm}$.

B – Fuera de la zona de formación potencial de rótula plástica

A partir de los 8 metros de altura, la armadura transversal a disponer será:

(i) El diámetro del estribo en cada zona del tabique será igual a $d_b / 4$

Para $d_b = 20 \text{ mm}$, $d_{te} > 5 \text{ mm}$ ($\phi 6 \text{ mm}$)

Para $d_b = 16 \text{ mm}$, $d_{te} > 4 \text{ mm}$ ($\phi 6 \text{ mm}$)

Para $d_b = 12 \text{ mm}$, $d_{te} > 3 \text{ mm}$ ($\phi 6 \text{ mm}$)

(ii) La separación entre estribos será $s_h < 12d_b$

Para $d_b = 20 \text{ mm}$, $s_{te} < 240 \text{ mm}$

Para $d_b = 16 \text{ mm}$, $s_{te} < 192 \text{ mm}$

Para $d_b = 12 \text{ mm}$, $s_{te} < 144 \text{ mm}$

Para $d_b = 10 \text{ mm}$, $s_{te} < 120 \text{ mm}$

Para barras ($d_b = 20 \text{ mm}$) - Separación vertical: $s_h = 200 \text{ mm}$

$$A_{te} = \frac{314 \text{ mm}^2}{16} \frac{420 \text{ MPa}}{420 \text{ MPa}} \frac{200 \text{ mm}}{6 \times 20 \text{ mm}} = 32,7 \text{ mm}^2$$

Estribos para controlar el pandeo de las barras $\phi 20$ longitudinales: $\phi 8 \text{ c} / 200 \text{ mm}$

Para barras ($d_b = 16 \text{ mm}$) - Separación vertical: $s_h = 190 \text{ mm}$

$$A_{te} = \frac{200 \text{ mm}^2}{16} \frac{420 \text{ MPa}}{420 \text{ MPa}} \frac{190 \text{ mm}}{6 \times 16 \text{ mm}} = 24,7 \text{ mm}^2$$

Estribos para controlar el pandeo de las barras $\phi 16$ longitudinales: $\phi 6 \text{ c} / 190 \text{ mm}$

Para barras ($d_b = 12 \text{ mm}$) - Separación vertical: $s_h = 140 \text{ mm}$

$$A_{te} = \frac{113 \text{ mm}^2}{16} \frac{420 \text{ MPa}}{420 \text{ MPa}} \frac{140 \text{ mm}}{6 \times 12 \text{ mm}} = 13,7 \text{ mm}^2$$

Estribos para controlar el pandeo de las barras $\phi 12$ longitudinales: $\phi 6 \text{ c} / 140 \text{ mm}$

Para barras ($d_b = 10 \text{ mm}$) - Separación vertical: $s_h = 120 \text{ mm}$

$$A_{te} = \frac{78,5\text{mm}^2}{16} \frac{420\text{MPa}}{420\text{MPa}} \frac{120\text{mm}}{6 \times 10\text{mm}} = 9,81\text{mm}^2$$

Estribos para controlar el pandeo de las barras $\phi 10$ longitudinales: $\phi 6$ c / 120mm

(3.5.6.3., R.P.II.)

1.8.2. Confinamiento de la zona comprimida

- (i) Con cualquiera de los métodos de análisis utilizados, se puede definir la profundidad del eje neutro "c", el cual debe ser comparado con el valor crítico dado por:

$$c = 1,01\text{m} \quad c_{crit} = \frac{0,30\phi_w^0}{\mu} L_w ; c_{crit} = \frac{0,30 \times 1,55}{4} \times 8 \text{ m} = 0,93\text{m}$$

siendo:

$$\phi_w^0 = \frac{M_w^0}{M_E^w} = \frac{\lambda_o M_n^w}{M_E^w}$$

- (ii) En este caso, como el eje neutro obtenido del análisis es mayor al crítico $c > c_{crit}$, la extensión horizontal de la zona a confinar deberá tener una longitud dada por:

$$c' = c - 0,70c_c \geq 0,50c$$

$$c' = 1009,6 \text{ mm} - 0,70 \times 930 \text{ mm} = 651 \text{ mm} > 0,50 \times 1009,6 \text{ mm} = 504,8 \text{ mm}$$

- (iii) Deberá disponerse armadura transversal para confinamiento en cada una de las dos direcciones ortogonales de la sección a confinar, tal que:

$$A_{sh} = \left(\frac{\mu}{40} + 0,10 \right) s_h h' \frac{A_g^* f_c'}{A_c^* f_{yh}} \left(\frac{c}{L_w} - 0,07 \right)$$

$$A_{sh} = \left(\frac{4}{40} + 0,10 \right) 120 \text{ mm} \times 651 \text{ mm} \frac{260400\text{mm}^2}{173910\text{mm}^2} \times \frac{25\text{MPa}}{420\text{MPa}} \left(\frac{1009,6 \text{ mm}}{8000 \text{ mm}} - 0,07 \right) = 78,3 \text{ mm}^2$$

- (iv) La separación de estribos a lo largo de las barras longitudinales no deberá ser mayor que 6 veces el diámetro de la barra longitudinal $6d_b$ que restringe, $\frac{1}{2}$ del espesor de la pared en la zona confinada o 150 mm.

Estribos para confinamiento de la zona comprimida en la base: $\phi 8$ c / 120mm

(3.6., R.P.II.) **1.8.3. DISEÑO AL CORTE**

(3.6.1., R.P.II.) **1.8.3. a. Esfuerzo de corte de diseño**

El esfuerzo de corte de diseño en el nivel "i" para tabiques sismorresistentes en voladizo, se evaluará según la siguiente expresión:

$$V_{ui} = \omega_v \phi_w^0 V_{Ei} \leq \mu \frac{V_{Ei}}{\phi}$$

donde:

$\phi_w^0 = 1,55$, factor de sobrerresistencia flexional (ver pag. 86)

ω_v : Factor de amplificación dinámica, que deberá tomarse como:

(a) Cuando se utilicen análisis estáticos:

Para el edificio de 10 pisos ($n = 10$):

$$\omega_v = 1,30 + \frac{10}{30} = 1,63 \leq 1,80$$

(b) Cuando se utilizan análisis dinámicos:

Para todos los casos:

$$\omega_v = 1$$

En la siguiente planilla se presentan los valores de corte máximo generado por las fuerzas laterales solamente, actuante sobre el tabique **T5Y**, obtenidos mediante el programa ETABS 8.1.3.

<i>Nivel</i>	<i>Tabique</i>	<i>Carga</i>	<i>Ubicación</i>	V_Y [KN]
10	T5Y	FY	Capitel	431,55
10	T5Y	FY	Base	431,55
9	T5Y	FY	Capitel	781,67
9	T5Y	FY	Base	781,67
8	T5Y	FY	Capitel	1104,57
8	T5Y	FY	Base	1104,57
7	T5Y	FY	Capitel	1416,04
7	T5Y	FY	Base	1416,04
6	T5Y	FY	Capitel	1704,3
6	T5Y	FY	Base	1704,3
8	T5Y	FY	Capitel	1949,34
8	T5Y	FY	Base	1949,34
4	T5Y	FY	Capitel	2147,78
4	T5Y	FY	Base	2147,78
3	T5Y	FY	Capitel	2312,74
3	T5Y	FY	Base	2312,74
2	T5Y	FY	Capitel	2439,42
2	T5Y	FY	Base	2439,42
1	T5Y	FY	Capitel	2512,7

Esfuerzo de corte máximo por piso generado por las fuerzas laterales solamente – TABIQUE (T5Y)

A continuación se determinan los valores del corte de diseño y corte de comparación según lo establecido en el artículo 3.6.1.1. (INPRES-CIRSOC 103, Parte II).

<i>Piso</i>	<i>Corte de diseño</i> V_{ui} [KN]	<i>Corte de comparación</i> $\mu V_{ei} / \phi$
10	1125,48	1726,2
9	2038,60	3126,68
8	2880,72	4418,28
7	3693,03	5664,16
6	4444,81	6817,2
5	5083,88	7797,36
4	5601,41	8591,12
3	6031,63	9250,96
2	6362,01	9757,68
1	6553,12	10050,8

Esfuerzo de corte de diseño y esfuerzo de corte de comparación para todos los niveles del TABIQUE (T5Y)

(3.6.2., R.P.II.) **1.8.3. b. Resistencia al corte**

(3.6.2.1., R.P.II.) **1.8.3. b.1. Tensión nominal de corte**

La tensión nominal total de corte en el tabique se calcula como:

$$v_n = \frac{V_n}{0.80b_w L_w} = \frac{V_u}{\phi} \left(\frac{1}{0.80b_w L_w} \right)$$

donde:

$$V_u = 2512,7 \text{ KN} - \text{Corte último (ver tabla en página 117)}$$

ϕ , deberá tomarse igual a 1

$$v_n = \frac{2512700 \text{ N}}{1} \left(\frac{1}{0,80 \times 400 \text{ mm} \times 8000 \text{ mm}} \right) = 0,98 \text{ MPa}$$

(i) En la zona de formación potencial de rótula plástica, la tensión nominal de corte antes definida no supera el valor:

$$v_n = \left(\frac{\phi_w^0}{\mu} + 0,15 \right) \sqrt{f'_c}$$

$$v_n = \left(\frac{1,55}{4} + 0,15 \right) \sqrt{25} = 2,69 \text{ MPa}$$

(ii) En las secciones del tabique donde no se espere la formación de rótulas plásticas, se verifica que la tensión nominal de corte no supere el mayor de los siguientes valores.

✓ $0,20f'_c = 5,0 \text{ MPa}$

✓ $1,10\sqrt{f'_c} = 5,5 \text{ MPa}$

✓ $9,0 \text{ MPa}$

Nivel 4:

$$v_n = \frac{2147780 \text{ N}}{1} \left(\frac{1}{0,80 \times 300 \text{ mm} \times 8000 \text{ mm}} \right) = 1,12 \text{ MPa}$$

Nivel 8:

$$v_n = \frac{1104570 \text{ N}}{1} \left(\frac{1}{0,80 \times 200 \text{ mm} \times 8000 \text{ mm}} \right) = 0,86 \text{ MPa}$$

Se observa que tanto en la zona de formación potencial de rótulas plásticas como en los niveles superiores (fuera de la zona de formación potencial de rótulas plásticas), se cumplen las prescripciones reglamentarias en cuanto al límite superior de la tensión nominal de corte.

(3.6.2.4., R.P.II.)

1.8.3. b.2. Contribución del hormigón a la resistencia al corte

(i) En tabiques sismorresistentes sometidos a una carga de compresión P_u , la contribución del hormigón a la resistencia al corte v_c en la zona de formación potencial de rótula plástica, no deberá ser mayor que:

$$v_c = 0,60 \sqrt{\frac{P_u}{A_g}} = 0,60 \sqrt{\frac{5226450 \text{ N}}{400 \text{ mm} \times 8000 \text{ mm}}} = 1,28 \text{ MPa}$$

En este caso la carga axial P_u es de compresión

(ii) En las secciones del tabique donde no se espere la formación de rótula plástica, la contribución del hormigón a la resistencia al corte se tomará como el menor de los siguientes valores:

Nivel 4: $P_u = 3490120 \text{ N}$

$$v_c = 0,27 \sqrt{f'_c} + \frac{P_u}{4A_g} = 0,27 \times 5 \text{ MPa} + \frac{3490120 \text{ N}}{4 \times 300 \text{ mm} \times 8000 \text{ mm}} = 1,71 \text{ MPa}$$

$$v_c = 0,05 \sqrt{f'_c} + \frac{L_w \left(0,10 \sqrt{f'_c} + 0,20 \frac{P_u}{A_g} \right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{L_w}{2}}$$

donde:

P_u en este caso, se toma positivo por ser de compresión;

$$v_c = 0,05 \times 5 \text{ MPa} + \frac{8000 \text{ mm} \left(0,10 \times 5 \text{ MPa} + 0,20 \frac{3490120 \text{ N}}{300 \text{ mm} \times 8000 \text{ mm}} \right)}{\frac{2263000000 \text{ Nmm}}{2268980 \text{ N}} - \frac{8000 \text{ mm}}{2}} = \text{No es aplicable}$$

Nivel 8: $P_u = 1466570\text{N}$

$$v_c = 0,27\sqrt{f'_c} + \frac{P_u}{4A_g} = 0,27 \times 5 \text{ MPa} + \frac{1466570 \text{ N}}{4 \times 200 \text{ mm} \times 8000 \text{ mm}} = 1,58 \text{ MPa}$$

$$v_c = 0,05\sqrt{f'_c} + \frac{L_w \left(0,10\sqrt{f'_c} + 0,20 \frac{P_u}{A_g} \right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{L_w}{2}}$$

donde:

P_u en este caso, se toma positivo por ser de compresión;

$$v_c = 0,05 \times 5 \text{ MPa} + \frac{8000 \text{ mm} \left(0,10 \times 5 \text{ MPa} + 0,20 \frac{1466570 \text{ N}}{200 \text{ mm} \times 8000 \text{ mm}} \right)}{\frac{592500000 \text{ Nmm}}{1235120 \text{ N}} - \frac{8000 \text{ mm}}{2}} = \text{No es aplicable}$$

(iii) En las secciones ubicadas entre la base del tabique y la menor distancia entre:

$$L_w / 2 = 3500 \text{ mm}$$

$$h_w / 2 = 16250 \text{ mm}$$

La contribución del hormigón será la calculada a la distancia $L_w / 2$ (zona de formación potencial de rótula plástica)

(3.6.2.5., R.P.II.)

1.8.3. c. Diseño de la armadura de corte

(a) Armadura horizontal

La sección de armadura horizontal de corte se calculará en cada una de las zonas previamente definidas en el tabique, como:

$$A_{vh} = \frac{(v_n - v_c)b_w s_h}{f_y} \geq \frac{0,70b_w s_h}{f_y}$$

(i) En la zona de formación potencial de rótula plástica:

$$A_{vh} = \frac{(0,98 \text{ MPa} - 1,28 \text{ MPa}) \times 400 \text{ mm} \times 150 \text{ mm}}{420 \text{ MPa}} = 42,9 \text{ mm}^2$$

$$A_{vh} = 42,9 \text{ mm}^2 < \frac{0,70 \times 400 \text{ mm} \times 150 \text{ mm}}{420 \text{ MPa}} = 100 \text{ mm}^2$$

Estribos para absorber el corte en la base: 2φ8 c / 150mm

(ii) En las secciones del tabique donde no se espere la formación de rótulas plásticas, se verificó que la tensión nominal de corte no superara el menor de los siguientes valores.

✓ $0,20f'_c = 5,0 \text{ MPa}$

✓ $1,10\sqrt{f'_c} = 5,5 \text{ MPa}$

✓ $9,0 \text{ MPa}$

La separación de la armadura horizontal de corte s_h será la menor de:

✓ $\frac{L_w}{5} = \frac{8000 \text{ mm}}{5} = 1600 \text{ mm}$

✓ $3b_w = 3 \times 400 \text{ mm} = 1200 \text{ mm}$

✓ 450 mm

Nivel 4:

$$A_{vh} = \frac{(1,12 \text{ MPa} - 1,71 \text{ MPa}) \times 300 \text{ mm} \times 200 \text{ mm}}{420 \text{ MPa}} = -84,3 \text{ mm}^2$$

$$A_{vh} = -84,3 \text{ mm}^2 < \frac{0,70 \times 300 \text{ mm} \times 200 \text{ mm}}{420 \text{ MPa}} = 100 \text{ mm}^2$$

Estribos para absorber el corte: 2φ8 c / 200mm

Nivel 8:

$$A_{vh} = \frac{(0,86 \text{ MPa} - 1,58 \text{ MPa}) \times 200 \text{ mm} \times 150 \text{ mm}}{420 \text{ MPa}} = -51,4 \text{ mm}^2$$

$$A_{vh} = -51,4 \text{ mm}^2 < \frac{0,70 \times 200 \text{ mm} \times 150 \text{ mm}}{420 \text{ MPa}} = 50 \text{ mm}^2$$

Estribos para absorber el corte: 2φ6 c / 150mm

La armadura horizontal estará anclada en los extremos del tabique sismorresistente o en los elementos de borde por medio de ganchos.

(b) Armadura vertical

Se dispondrá una armadura vertical de corte no menor que:

- (i) En la zona de potencial formación de rótulas plásticas (Z. P. R. P) resulta:

$$A_{vv} = \frac{0,70b_w s_v}{f_y} = \frac{0,70 \times 400 \text{ mm} \times 250 \text{ mm}}{420 \text{ MPa}} = 167 \text{ mm}^2$$

Armadura vertical de corte: $\phi 16 \text{ c} / 239 \text{ mm}$

(Esta armadura queda cubierta por la de flexión, ver página 91)

- (ii) Fuera de la zona de potencial formación de rótulas plásticas resulta:

Nivel 4:

$$A_{vv} = \frac{0,70b_w s_v}{f_y} = \frac{0,70 \times 300 \text{ mm} \times 250 \text{ mm}}{420 \text{ MPa}} = 83,3 \text{ mm}^2$$

Armadura vertical para absorber corte: $\phi 12 \text{ c} / 239 \text{ mm}$

(Esta armadura queda cubierta por la de flexión, ver página 91)

Nivel 8:

$$A_{vv} = \frac{0,70b_w s_v}{f_y} = \frac{0,70 \times 200 \text{ mm} \times 240 \text{ mm}}{420 \text{ MPa}} = 80 \text{ mm}^2$$

Armadura vertical para absorber corte: $\phi 8 \text{ c} / 239 \text{ mm}$

(Esta armadura queda cubierta por la de flexión, ver página 91)

La separación de la armadura vertical de corte s_v no será mayor que ninguno de los siguientes valores:

✓ $\frac{L_w}{3} = \frac{8000 \text{ mm}}{3} = 2666,7 \text{ mm}$

✓ $3b_w = 3 \times 400 \text{ mm} = 1200 \text{ mm}$

✓ 450 mm

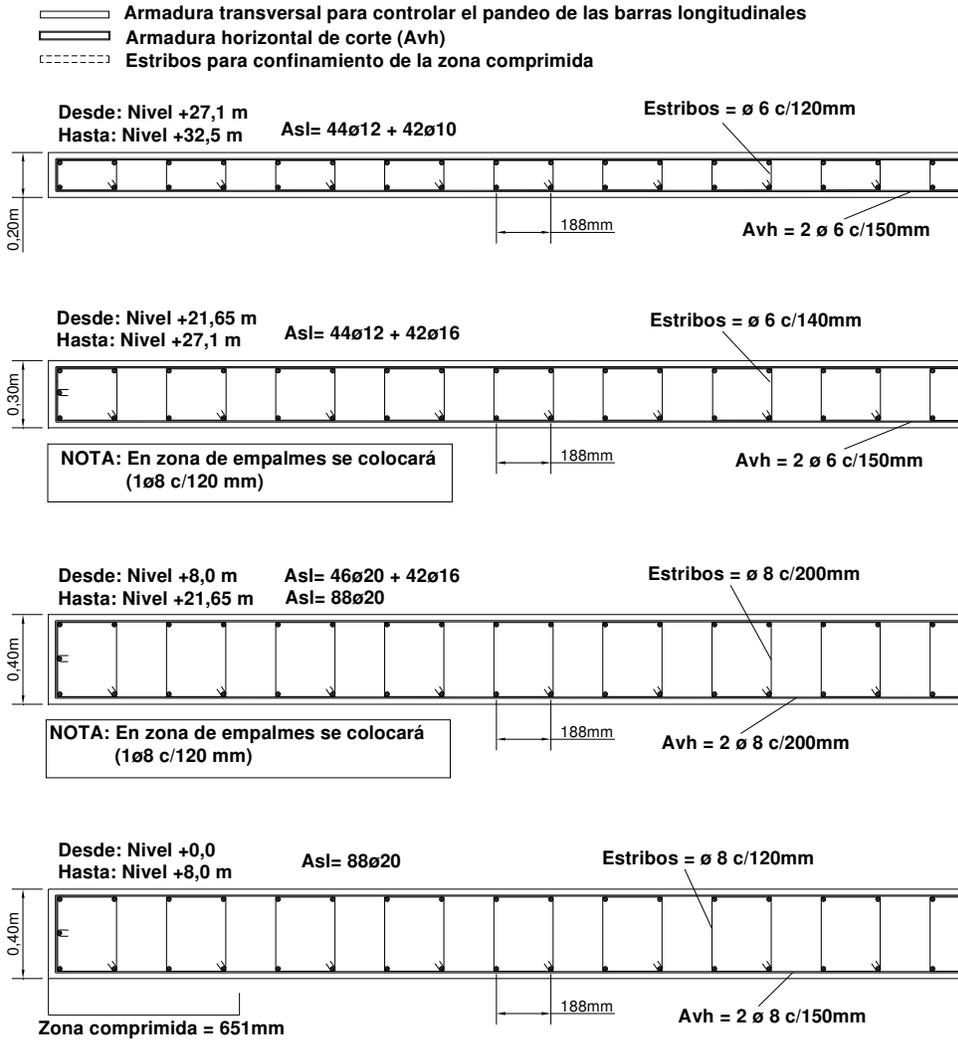


Fig. 29: ESQUEMA DE VARIACIÓN DE ARMADURA TRANSVERSAL EN ALTURA TABIQUE (T5Y)

1.9.EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DE LA ESTRUCTURA

Análisis estático lineal – Verificación de la armadura provista

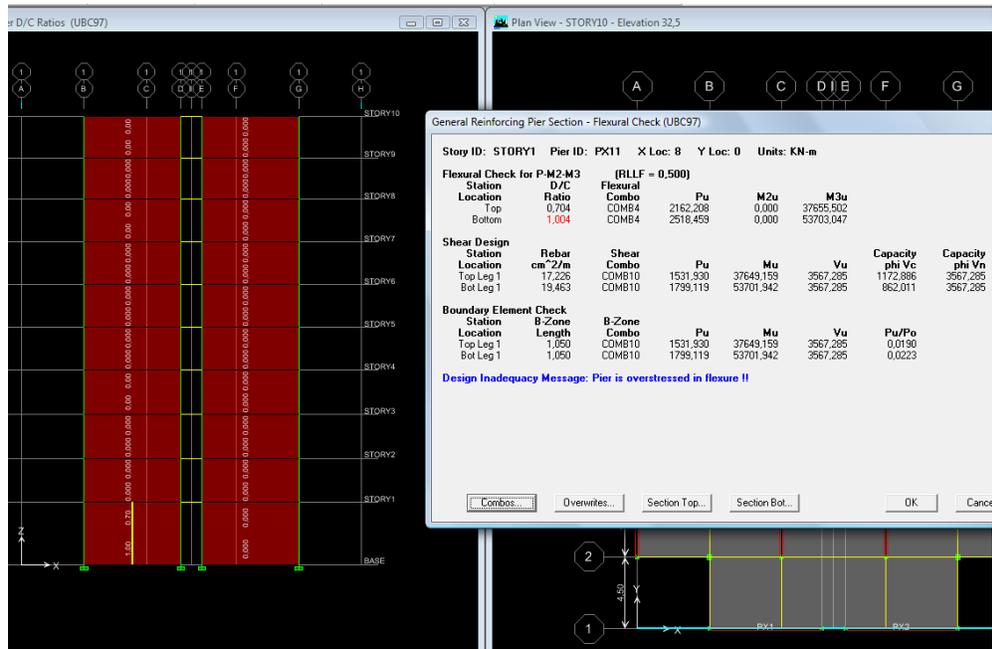
Mediante el programa **ETABS 8.1.3**, se realizó la evaluación del comportamiento lineal de la estructura con la armadura realmente dispuesta.

Con este objetivo, se definen las secciones con las tres variaciones previstas para los tabiques en la altura del edificio.

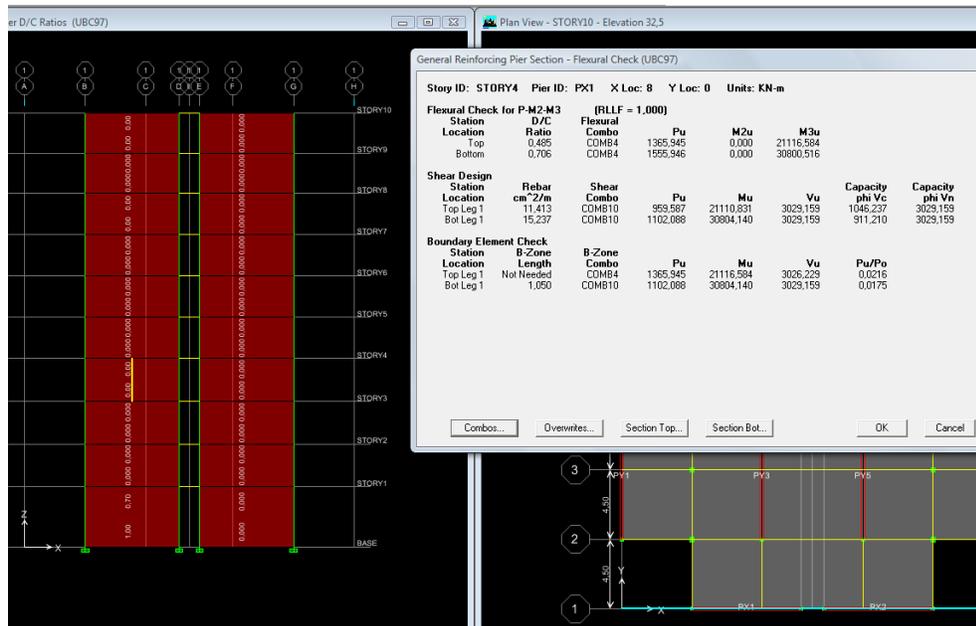
Cabe destacar que, considerando la regularidad que presenta la estructura en planta, se considera suficientemente representativo, asumir el diseño del tabique (**T1X**), para todos los tabiques dispuestos según la dirección (X – X), y con el mismo criterio; el diseño del tabique (**T5Y**) será el que se aplicará a todos los tabiques dispuestos según la dirección (Y – Y).

En la siguiente planilla se hace un detalle de las secciones adoptadas para llevar a cabo la evaluación ante cargas laterales (incrementales) para la estructura:

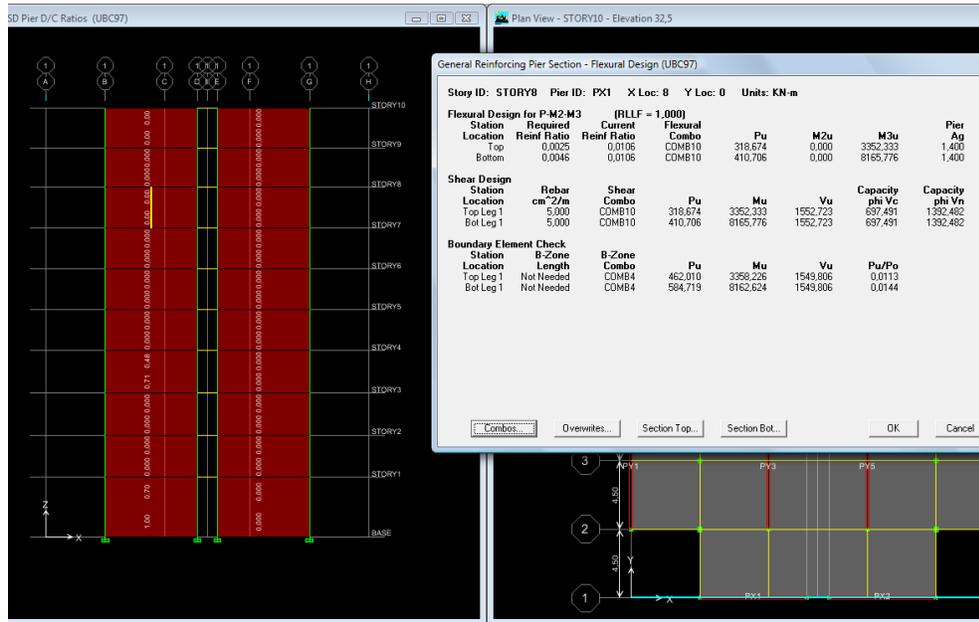
Dirección	Nivel	Tabique	Espesor [mm]	Longitud [mm]	Armadura dispuesta (total)
X - X	1	TX11 a TX61	400	7000	106 ø 25
	4	TX14 a TX64	300	7000	84 ø 25
	8	TX18 a TX68	200	7000	56 ø 16
Y - Y	1	TY11 a TY81	400	8000	88 ø 20
	4	TY14 a TY84	300	8000	58 ø 20
	8	TY18 a TY88	200	8000	40 ø 16



**Verificación de armadura longitudinal TABIQUE (T1X) – Nivel 1
Programa ETABS 8.1.3**



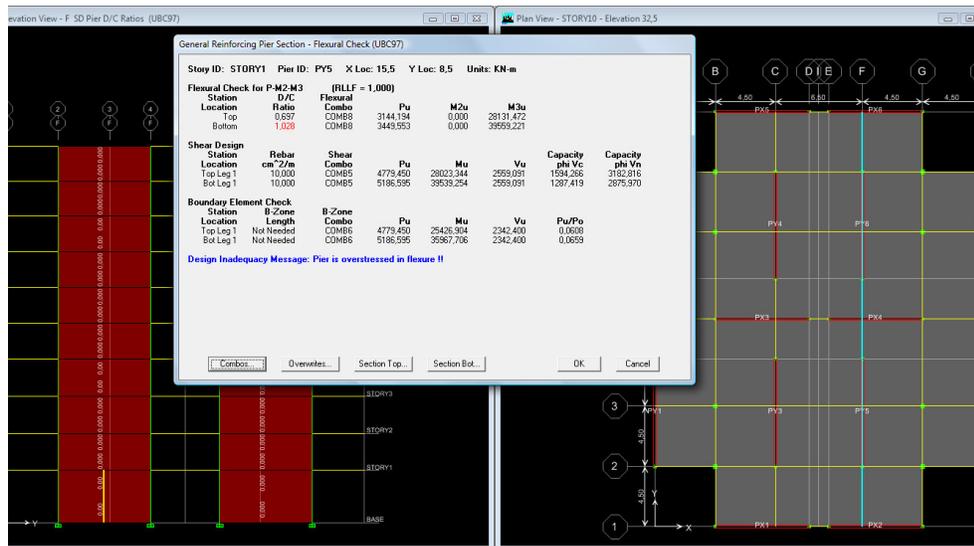
**Verificación de armadura longitudinal TABIQUE (T1X) – Nivel 4
Programa ETABS 8.1.3**



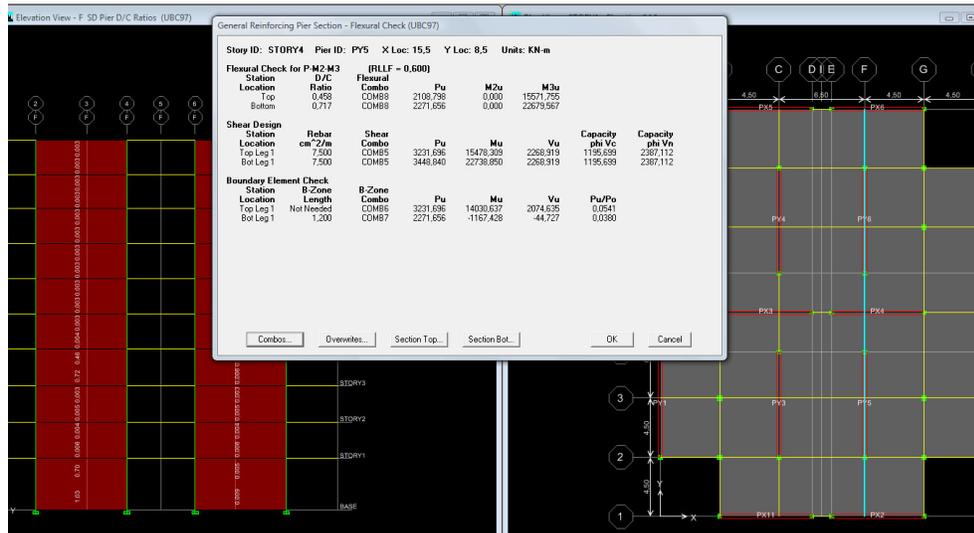
**Verificación de armadura longitudinal TABIQUE (T1X) – Nivel 8
Programa ETABS 8.1.3**

El objetivo de presentar el análisis lineal estático realizado mediante el Programa ETABS 8.1.3. es poder visualizar la notable diferencia existente entre un diseño estructural que se ajusta a las solicitaciones actuantes, esto es, sin elección de un mecanismo de colapso adecuado; y el diseño por capacidad.

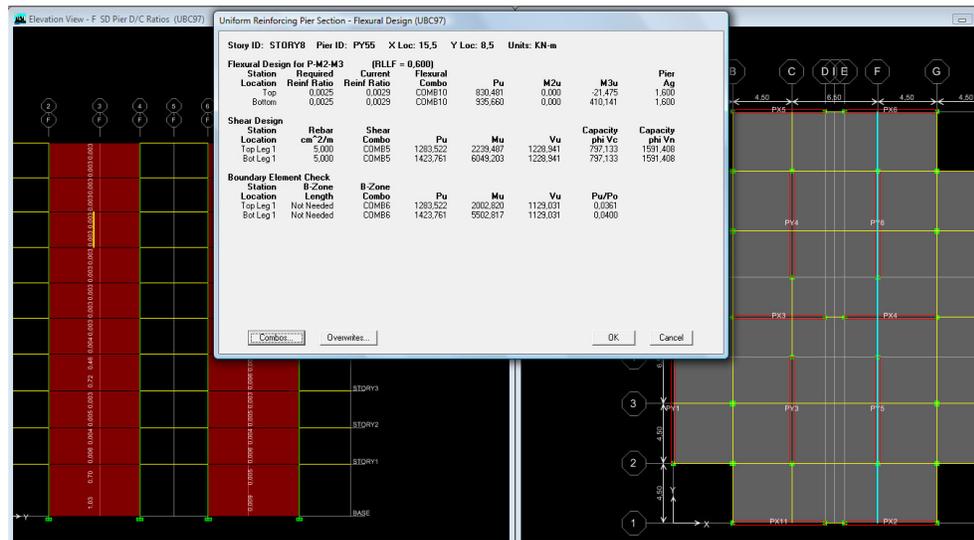
El primero, conduce a idénticas probabilidades de rotulación plástica en cualquier sección del tabique; mientras que en el segundo, es decir en el diseño por capacidad, se define el mecanismo de colapso deseado, diseñando los tabiques de manera que se garantice la rotulación de la zona elegida.



**Verificación de armadura longitudinal TABIQUE (T5Y) – Nivel 1
Programa ETABS 8.1.3**



**Verificación de armadura longitudinal TABIQUE (T5Y) – Nivel 4
Programa ETABS 8.1.3**



Verificación de armadura longitudinal TABIQUE (T5Y) – Nivel 8 Programa ETABS 8.1.3

1.10. CONSIDERACIONES GENERALES SOBRE EL DISEÑO DE LA FUNDACIÓN DEL EDIFICIO

En edificios configurados con tabiques de hormigón armado en voladizo, en los cuales el mecanismo de colapso deseable es mediante rótula flexional en la base, el diseño de la fundación es un punto fundamental para el comportamiento de la estructura.

Las solicitaciones críticas en tabiques en voladizo sometidos a cargas laterales, son evidentemente:

- ✓ El punzonamiento del borde comprimido del elemento
- ✓ El levantamiento del extremo traccionado.

Se supone a los tabiques empotrados en su base, trabajando como “vigas cantilever”.

Lo importante es lograr materializar en obra el empotramiento supuesto en el diseño.

Según ensayos publicados en, un criterio para definir la altura de la viga de fundación del tabique es tomar como mínimo una altura igual a la longitud de anclaje de la armadura longitudinal.

- ✓ En este caso, se hacen zapatas corridas, admitiendo que la fundación de la estructura trabaja en forma “monolítica”. Se otorga la rigidez suficiente a la zapata de manera que la estructura trabaje en

bloque y que los esfuerzos generados en la base sean soportados por el “sistema de fundación” planteado.

De esta manera los efectos individuales en los tabiques (punzonamiento del borde comprimido y levantamiento del extremo traccionado) pueden ser distribuidos en una superficie mucho mayor.

Por lo tanto, es necesario verificar el vuelco generalizado de la estructura, tal que no se vulnere la estabilidad global del edificio.

- ✓ *Otra alternativa sería prolongar los tabiques por debajo del nivel de fundación, una longitud suficiente como para poder considerar que los mismos sirven como empotramiento efectivo de la super estructura.*

Lo que generalmente es recomendable en edificios con tabiques es plantear “uno o dos subsuelos”, ya que se considera que con una profundidad de fundación similar a la longitud del tabique (para relaciones de esbeltez – entre 4 y 5 - como las que se están empleando en el ejemplo), es suficiente para garantizar dicho comportamiento.

En todos los casos, el diseño de la fundación del edificio debe ser tal que resista todas las solicitaciones transmitidas por la superestructura, considerando los factores de sobrerresistencia correspondientes.

BIBLIOGRAFÍA

1. INPRES, *Reglamento Argentino INPRES-CIRSOC 103 para Construcciones Sismorresistente, Parte II Construcciones de Hormigón Armado*. Centro de Investigación de los Reglamentos Nacionales de Seguridad para las Obras Civiles, 2005.
2. INPRES, *Reglamento Argentino INPRES-CIRSOC 103 para Construcciones Sismorresistente, Comentarios a la Parte II Construcciones de Hormigón Armado*. Centro de Investigación de los Reglamentos Nacionales de Seguridad para las Obras Civiles, 2005.
3. *Paulay, T. & Priestley, M.J.N. Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*. John Wiley & Sons, New York, 1992.
4. *Examples of concrete structural design to New Zealand standard, NZS 3101*, Cement & Concrete Association of New Zealand, 1995.
5. *Paulay T. Simplicity and confidence in seismic design. The Fourth Mallet-Milne Lecture Seced*, John Wiley & Sons, Chichester, 1993.
6. *Park, R. & Paulay, T. Reinforced Concrete Structures*, John Wiley & Sons, 1975.
7. *Cuello, Mario H.; Giuliano, A. "Muros Sismorresistentes de Hormigón Armado con Ductilidad Limitada"*, Abril 1994.
8. *Giuliano, A.P.; Amado, J.A.; "Comportamiento de Edificios Estructurados con Muros de Hormigón Armado: Implicancias para el Diseño Sismorresistente"*, XII Jornadas Argentinas de Ingeniería Estructural, Buenos Aires, Septiembre 1992.
9. *Amado, J.A.; Barros, E.A., "Análisis Sísmico Estático de Edificios según el Reglamento INPRES-CIRSOC 103"*, Publicación Técnica N° 14, INPRES, Noviembre de 1987.
10. *CIRSOC. Reglamento Argentino CIRSOC 201 para Estructuras de Hormigón*. Centro de Investigación de los Reglamentos Nacionales de Seguridad para las Obras Civiles, 2002.
11. *CIRSOC. Comentarios al Reglamento Argentino CIRSOC 201 para Estructuras de Hormigón*. Centro de Investigación de los Reglamentos Nacionales de Seguridad para las Obras Civiles, 2002.
12. *CIRSOC. Reglamento Argentino CIRSOC 101: Cargas Permanentes y Sobrecargas Mínimas de Diseño para Edificios y otras Estructuras*. Centro de Investigación de los Reglamentos Nacionales de Seguridad para las Obras Civiles, 2001.

13. *INPRES. Reglamento INPRES-CIRSOC 103, Normas Argentinas para Construcciones Sismorresistentes, Partes I y II, Edición Agosto 1991.*
14. *Ejemplo de Diseño Sísmico de un Edificio Estructurado con Pórticos de Hormigón Armado según el Reglamento Argentino para Construcciones Sismorresistentes, INPRES-CIRSOC 103, Partes II, Edición 2005.*
15. *ACI. Notes on ACI 318-99 Building Codes Requirements for Structural Concrete, with Design Applications, Portland Cement Association, 1999.*
16. *Ridell, R.; De La Llera, J. C.; Vásquez, J.; "Comportamiento de Edificios en Viña del Mar durante el Sismo del 3 de Marzo de 1985", V Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica, Volumen 2, Agosto 1989*
17. *Moehle, J. P.; Wallace, J. W.; "Ductility and Detailing Requirements of Shear Wall Buildings", V Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica, Volumen 1, Agosto 1989*
18. *ETABS 8.1.3. Integrated Design and Analysis Software for Buildings Systems. Linear and Nonlinear Static and Dynamic Analysis and Design.*
19. *Physical Object Based Analysis and Design Modeling of Shear Wall Systems Using ETABS. Habibullah, S.E. President and CEO, Computers & Structures, Inc., Berkeley, California.*
20. *"Structural Journal – Vol. 97 – N°5 - ACI"*



INTI

Instituto Nacional de
Tecnología Industrial



CIRSOC

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