

*EDIFICACIONES DE
MAMPOSTERÍA PARA VIVIENDA*

Primera Edición

© **Derechos Reservados 1999**

Fundación ICA, A.C.

Av. del Parque N° 91

Colonia Nápoles

C.P. 03810 México, D.F.

Tel. 5272 9991, 5272 9915 ext. 4000-4001

Ext. Fax 4083

<http://www.fundación-ica.org.mx>

e-mail: lunaf@fundación-ica.org.mx

ISBN 968-7508 65-5

Segunda Edición

© **Derechos Reservados 2002**

Fundación ICA, A.C.

ISBN 968 5520 00-3

Tercera Edición

© **Derechos Reservados 2003**

Fundación ICA, A.C.

Impreso en México

CONTENIDO

CONTENIDO.....	III
PRESENTACIÓN.....	XV
PRESENTACIÓN A LA SEGUNDA EDICIÓN.....	XVII
PRÓLOGO.....	XIX

CAPÍTULO 1 LAS ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA 3

INTRODUCCIÓN	3
1.1 PREHISTORIA	3
1.2 INICIO DE LA HISTORIA: SUMERIA.....	4
1.3 MESOAMÉRICA.....	6
1.4 EGIPTO Y GRECIA	13
1.5 ROMA.....	14
1.6 DEL SIGLO V AL SIGLO XIX.....	16
1.7 MAMPOSTERÍA REFORZADA.....	19
1.8 NOTAS FINALES	19
REFERENCIAS.....	21

CAPÍTULO 2 ASPECTOS ARQUITECTÓNICOS DE LA VIVIENDA DE INTERÉS SOCIAL..... 25

INTRODUCCIÓN	25
2.1 EL HOMBRE Y EL BARRO	25
2.2 EL SIGLO XX	26
2.3 LA VIVIENDA EN EL MUNDO	33
2.4 EJEMPLOS DE EDIFICIOS EN LA CIUDAD DE MÉXICO.....	40
2.4.1 Alemania	40
2.4.2 Tlaxpana.....	41
2.4.3 Luisa.....	42
2.4.4 Lázaro Cárdenas	44
2.4.5 Bélgica	46
2.4.6 Xola.....	48
2.4.7 Peten	50
2.4.8 Vista Alegre	51
2.4.9 Romero.....	52
2.5 CONCLUSIONES	54

CAPÍTULO 3 MATERIALES Y SISTEMAS CONSTRUCTIVOS PARA VIVIENDA DE MAMPOSTERÍA 57

3.1 MATERIALES 57

INTRODUCCIÓN	57
3.1.1 Unidades o piezas	57
3.1.2 Piedras artificiales.....	58
3.1.3 Los morteros	63
3.1.4 Acero de refuerzo.....	67
3.1.5 Concreto	69
3.1.6 Propiedades mecánicas del conjunto pieza-mortero.....	70
3.1.7 Mampostería de piedras naturales	71
REFERENCIAS.....	73

3.2 SISTEMAS CONSTRUCTIVOS PARA VIVIENDA DE MAMPOSTERÍA 75

INTRODUCCIÓN	75
3.2.1 Tipos de muros.....	75
3.2.1.1 Muros diafragma.....	75
3.2.1.2 Muros confinados.....	77
3.2.1.3 Muros reforzados interiormente.....	80
3.2.1.4 Muros no reforzados	82
3.2.1.5 Criterio de selección	83
3.2.2 Sistemas de piso.....	84
3.2.2.1 Desempeño estructural deseable	84
3.2.2.2 Losa Maciza (Trabajo Bidireccional).....	86
3.2.2.3 Losas aligeradas (Trabajo bidireccional)	88
3.2.2.4 Sistemas prefabricados (Unidireccionales y bidireccionales).....	89
3.2.3 Cimentaciones.....	90
3.2.4 Conclusiones.....	97
REFERENCIAS.....	98

CAPÍTULO 4 COMPORTAMIENTO MECÁNICO DE LA MAMPOSTERÍA... 101

INTRODUCCIÓN	101
4.1 COMPORTAMIENTO MECÁNICO DE LAS PIEZAS.....	102
4.2 COMPORTAMIENTO MECÁNICO DEL MORTERO	106
4.3 COMPORTAMIENTO MECÁNICO DE LA MAMPOSTERÍA EN COMPRESIÓN.....	107
4.4 COMPORTAMIENTO MECÁNICO DE LA MAMPOSTERÍA BAJO TENSIÓN DIAGONAL	111

4.5	MAMPOSTERÍA CONFINADA.....	116
4.6	COMPORTAMIENTO DE LA MAMPOSTERÍA CONFINADA ANTE CARGAS LATERALES.....	116
4.7	IDEALIZACIONES DE LA CURVA CARGA-DEFORMACIÓN DE LA MAMPOSTERÍA CONFINADA BAJO CARGAS LATERALES.....	121
4.8	COMPORTAMIENTO ANTE CARGAS LATERALES REVERSIBLES	126
	REFERENCIAS.....	128

CAPÍTULO 5 MODALIDADES DE REFUERZO DE LA MAMPOSTERÍA EN MÉXICO 133

	INTRODUCCIÓN	133
	COMPORTAMIENTO DE MAMPOSTERÍA REFORZADA SUJETA A CARGAS LATERALES Y CONSIDERACIONES DE DISEÑO	134
5.1	CONSIDERACIONES PRELIMINARES.....	134
5.1.1	Calidad de las piezas	136
5.1.2	Calidad del mortero y de la mampostería	138
5.1.3	Desconocimiento de los diseñadores del comportamiento de las mamposterías.....	138
5.2	COMPORTAMIENTO DE MUROS DE MAMPOSTERÍA	139
5.2.1	Influencia cualitativa de otras variables.....	143
5.2.2	El acero de refuerzo en las mamposterías.....	144
5.3	EVOLUCIÓN DEL REFUERZO DE LAS MAMPOSTERÍAS.....	146
5.3.1	Refuerzo longitudinal.....	148
5.3.2	Refuerzo transversal.....	151
5.3.3	Refuerzo horizontal.....	155
	REFERENCIAS.....	156

CAPÍTULO 6 OBSERVACIONES SOBRE EL COMPORTAMIENTO Y DISEÑO DE EDIFICACIONES DE MAMPOSTERÍA EN ZONAS SÍSMICAS..... 161

	INTRODUCCIÓN	161
6.1	DESEMPEÑO SÍSMICO OBSERVADO DE EDIFICACIONES DE MAMPOSTERÍA	162
6.1.1	Edificaciones de adobe	162
6.1.2	Edificaciones de mampostería sin refuerzo	167
6.1.3	Edificaciones de mampostería confinada.....	168
6.1.4	Edificaciones de mampostería con refuerzo interior	173
6.1.5	Muros diafragma	174
6.1.6	Estudios de vulnerabilidad sísmica en edificaciones de mampostería existentes.....	176
6.2	ASPECTOS A CONSIDERAR EN EL DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA EN ZONAS SÍSMICAS	177
6.2.1	Normatividad	177
6.2.2	Calidad de los materiales	178

6.2.3	Influencia de las aberturas en muros de mampostería.....	178
6.2.3.1	<i>Influencia de las aberturas en la rigidez lateral de la estructura.....</i>	<i>178</i>
6.2.3.2	<i>Influencia de las aberturas en la distribución de fuerzas cortantes.....</i>	<i>181</i>
6.2.4	Importancia de la configuración estructural.....	182
6.2.4.1	<i>Densidad de muros.....</i>	<i>182</i>
6.2.4.2	<i>Configuración en planta.....</i>	<i>183</i>
6.2.4.3	<i>Distribución asimétrica de muros en planta.....</i>	<i>183</i>
6.2.4.4	<i>Continuidad de todos los muros en elevación.....</i>	<i>184</i>
6.2.4.5	<i>Aberturas para puertas y ventanas.....</i>	<i>184</i>
6.2.4.6	<i>Concentración de peso.....</i>	<i>185</i>
6.3	DETALLADO DEL REFUERZO EN ZONAS SÍSMICAS.....	185
6.3.1	Importancia de los castillos.....	185
6.3.2	Refuerzo transversal en castillos.....	186
6.3.3	Refuerzo horizontal mediante alambres corrugados.....	186
6.3.4	Refuerzo adicional mediante malla de alambre.....	187
6.4	CONTROL DE LOS DESPLAZAMIENTOS LATERALES PARA LIMITAR EL DAÑO ESTRUCTURAL.....	188
	REFERENCIAS.....	193

CAPÍTULO 7 ANÁLISIS, REVISIÓN Y DETALLADO DE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA 199

	RESUMEN.....	199
	INTRODUCCIÓN.....	199
7.1	SISTEMAS ESTRUCTURALES.....	200
7.1.1	Mampostería confinada.....	200
7.1.2	Mampostería reforzada interiormente.....	203
7.2	ANÁLISIS.....	205
7.2.1	Análisis por carga vertical.....	205
7.2.2	Análisis por cargas laterales.....	207
7.2.2.1	<i>Método simplificado de análisis (Método A).....</i>	<i>207</i>
7.2.2.2	<i>Método de análisis estático (Método B).....</i>	<i>213</i>
7.2.2.3	<i>Método de análisis dinámico tridimensional (Método C).....</i>	<i>213</i>
7.2.2.4	<i>Análisis de estructuras con pisos blandos.....</i>	<i>219</i>
7.3	REVISIÓN, ASPECTOS REGLAMENTARIOS.....	222
7.3.1	Factores de reducción de resistencia.....	222
7.3.2	Factores de comportamiento Q.....	223
7.3.3	Evaluación de la resistencia.....	224
7.3.3.1	<i>Resistencia en compresión.....</i>	<i>223</i>
7.3.3.2	<i>Resistencia a flexocompresión en el plano del muro.....</i>	<i>224</i>

7.3.3.3	<i>Resistencia a cargas laterales</i>	225
7.3.3.4	<i>Deformación lateral inelástica</i>	238
7.4	DETERMINACIÓN DE SISTEMAS DE MAMPOSTERÍA DE BUENA CALIDAD	228
7.5	EJEMPLOS DE ANÁLISIS Y DE REVISIÓN DE MUROS	237
7.5.1	DATOS PARA LA REVISIÓN ESTRUCTURAL.....	238
7.5.2	Consideraciones, procedimiento y resultados.....	240
7.5.2.1	<i>Método A</i>	240
7.5.2.2	<i>Método B</i>	247
7.5.2.3	<i>Método C</i>	250
7.5.2.4	<i>Comentarios de los métodos y de resultados</i>	263
7.6	COMENTARIOS GENERALES PARA EL ANÁLISIS Y LA REVISIÓN DE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA	266
7.6.1	Espectros de diseño	266
7.6.2	Factores de comportamiento sísmico Q	267
7.6.3	Modelación de muros de mampostería	268
7.6.4	Condiciones de regularidad	269
7.6.5	Resistencia al cortante	269
7.7	DETALLADO Y ASPECTOS CONSTRUCTIVOS DE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA	269
7.8	CONCLUSIONES	273
	REFERENCIAS.....	275

CAPÍTULO 8 CIMENTACIONES DE EDIFICIOS DE MAMPOSTERÍA Y CONJUNTOS HABITACIONALES..... 281

8.1	ANTECEDENTES.....	281
8.1.1	Características de los proyectos	281
8.1.2	Problemática asociada	282
8.1.3	Objetivo.....	283
8.2	CONDICIONES ESTRATIGRÁFICAS DEL SITIO	283
8.2.1	Información existente	283
8.2.2	Trabajos de exploración	283
8.2.3	Ensayes de laboratorio.....	285
8.3	DISEÑO GEOTÉCNICO DE LA CIMENTACIÓN	286
8.3.1	Solución de cimentación	286
8.3.2	Profundidad de desplante	286
8.3.3	Excentricidad.....	287
8.3.4	Incremento de esfuerzos sísmicos.....	287
8.3.5	Hundimientos	288
8.3.6	Giro de la cimentación en condición sísmica.....	288
8.4	EJEMPLOS ILUSTRATIVOS	289

8.4.1	Conjunto habitacional en la Av. Zaragoza de la delegación Iztapala en México D. F.	289
8.4.2	Conjunto habitacional Trébol No 42 en la delegación Azcapotzalco, México D. F.....	301
8.4.3	Conjunto habitacional Joyas Diamante II en Acapulco, Gro.....	307
8.4.4	Edificio en la calle de Canarias, delegación Benito Juárez en la ciudad de México.....	313
	REFERENCIAS.....	323

CAPÍTULO 9 CONSTRUCCIÓN 327

9.1 ASPECTOS CONSTRUCTIVOS DE TIPO GENERAL EN LA VIVIENDA DE MAMPOSTERÍA 327

INTRODUCCIÓN	327
9.1.1 Construcción de la cimentación	328
9.1.1.1 <i>Estudio de mecánica de suelos</i>	328
9.1.1.2 <i>Plantillas</i>	328
9.1.1.3 <i>Acero de refuerzo</i>	329
9.1.1.4 <i>Anclaje de castillos en la cimentación</i>	329
9.1.2 Construcción de firmes	329
9.1.3 Transporte y almacenamiento de los materiales.....	329
9.1.4 Tratamiento de la succión de las piezas	329
9.1.5 Espesor de las hiladas y acabado de las juntas.....	330
9.1.6 Fabricación del mortero en obras pequeñas y en obras grandes	331
9.1.7 Construcción de la mampostería.....	332
9.1.8 Ritmo de la construcción	333
9.1.9 Cuidado de los muros durante su construcción.....	333
9.1.10 Colocación de instalaciones	334
9.1.11 Armado de dalas y castillos y anclaje de armado en muros reforzados en su interior	335
9.1.12 Impermeabilización de muros y mantenimiento de la mampostería	335
9.1.13 Errores comunes que pueden evitarse	336
9.1.14 Aspectos importantes del supervisor de vivienda.....	337
9.1.15 Estándares de organismos gubernamentales en el control de calidad	338
REFERENCIAS.....	339

9.2 CONCEPTOS CONSTRUCTIVOS PARA MUROS DE BLOCK DE CONCRETO REFORZADOS INTERIORMENTE 341

INTRODUCCIÓN	341
9.2.1 Características de los materiales y componentes	342
9.2.1.1 <i>Piezas especiales de block destinadas a permanecer aparentes</i>	343
9.2.1.2 <i>Piezas de block destinadas a recubrirse</i>	344

9.2.1.3	<i>Características por tipos de morteros</i>	344
9.2.2	Disposiciones constructivas.....	348
9.2.2.1	<i>Aceros</i>	348
9.2.2.2	<i>Despieces</i>	352
9.2.2.3	<i>Juntas y sellados</i>	352
9.2.2.4	<i>Castillos ahogados</i>	355
9.2.2.5	<i>Tolerancias de ejecución</i>	356
9.2.2.6	<i>Zonas sensibles y soluciones particulares</i>	358
9.2.2.7	<i>Interfaces e interferencias</i>	362
9.2.2.8	<i>Hidrofugantes de superficie</i>	365
9.2.3	Medios y procesos de ejecución	366
9.2.3.1	<i>La manipulación mecanizada y la logística de obra</i>	367
9.2.3.2	<i>Herramientas</i>	372
9.2.3.3	<i>Medios auxiliares</i>	375
9.2.3.4	<i>Consignas de higiene y seguridad</i>	377
9.2.4	Capacitación y control de calidad	386
9.2.4.1	<i>Perfil de los equipos de albañilería de muros y su capacitación</i>	387
9.2.4.2	<i>Autocontrol y control técnico durante la ejecución y recepción de los trabajos</i>	388
9.2.5	Conclusiones.....	389
	REFERENCIAS.....	391

9.3 EXPERIENCIAS EN EL DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA A BASE DE BLOQUES HUECOS DE CONCRETO..... 393

	RESUMEN	393
9.3.1	Análisis y diseño	393
9.3.1.1	<i>Construcciones en condominios horizontales</i>	393
9.3.1.2	<i>Construcciones verticales</i>	396
9.3.2	Relación del detallado con el diseño y CONSTRUCCIÓN de muros	398
9.3.2.1	<i>Castillos ahogados</i>	399
9.3.2.2	<i>La importancia del despiece del bloque, en un proyecto de vivienda</i>	399
9.3.3	Materiales.....	400
9.3.3.1	<i>Acero de refuerzo</i>	400
9.3.3.2	<i>Unidades de mampostería</i>	401
9.3.3.3	<i>Mortero</i>	402
9.3.3.4	<i>Pilas y muretes</i>	402
9.3.3.5	<i>Unidades de mampostería de concreto de alta resistencia</i>	404
9.3.4	Otras aplicaciones de la mampostería	404
9.3.4.1	<i>Escuelas</i>	404

9.3.4.2	Muros de contención.....	405
9.3.5	Conclusiones.....	405
	REFERENCIAS.....	406

CAPÍTULO 10 SUPERVISIÓN INTERNA Y CONTROL DE CALIDAD EN CONSTRUCCIÓN DE VIVIENDAS DE MAMPOSTERÍA..... 411

RESUMEN	411
10.1 OBJETIVOS DEL CONSTRUCTOR.....	411
10.2 SUPERVISIÓN INTERNA.....	413
10.3 LABORATORIO DE CONTROL DE CALIDAD.....	413
10.4 MATERIALES.....	414
10.4.1 Mampostería	414
10.4.2 Cemento.....	416
10.4.3 Agregados	417
10.5 FABRICACIÓN DE MUROS.....	417
10.5.1 Tipos de Aparejo	417
10.5.2 Fabricación	418
10.5.3 Castillos	420
10.5.4 Anclaje de muro de mampostería con muro de concreto	421
10.5.5 Elaboración de mortero	422
10.5.6 Tiempo de aplicación del mortero fresco	422
10.5.7 Refuerzo de la mampostería	423
10.5.8 Aplanados.....	425
10.6 CONSTRUCCIÓN.....	425
10.6.1 Documentación inicial	425
10.6.2 Planos estructurales	427
10.6.3 Nivelación	427
10.6.4 Excavación y cimentación.....	428
10.6.5 Cimbra.....	429
10.6.6 Colocación del acero de refuerzo.....	430
10.6.7 Colado de elementos	432
10.6.8 Curado de losas	432
10.6.9 Agrietamiento superficial en losas.....	432
10.6.10 Descimbrado	433
10.7 CONTROL DE CALIDAD	435
10.7.1 Pruebas a materiales	435
10.7.2 Verificación de la calidad de muros	448
10.7.3 Consumo de materiales.....	449
10.7.4 Habilitado de acero	450

10.8 OTROS ASPECTOS DE OBRA	450
10.8.1 Elevación de materiales.....	450
10.8.2 Empleo de escantillones	451
10.8.3 Herramienta requerida	451
10.8.4 Ritmo	451
10.9 RECOMENDACIONES SOBRE ESTRUCTURACIÓN.....	452
10.9.1 Cimentación.....	452
10.9.2 Anclaje de muros de relleno	452
REFERENCIAS.....	454

CAPÍTULO 11 REHABILITACIÓN DE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA 457

INTRODUCCIÓN	457
11.1 PRINCIPIOS BÁSICOS PARA UN COMPORTAMIENTO SÍSMICO ADECUADO DE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA	458
11.2 COMPORTAMIENTO SÍSMICO OBSERVADO EN EDIFICIOS DE MAMPOSTERÍA.....	460
11.2.1 Mampostería simple.....	461
11.2.2 Mampostería confinada	461
11.2.3 Mampostería reforzada.....	462
11.3 EVALUACIÓN Y ANÁLISIS DE EDIFICIOS DE MAMPOSTERÍA EXISTENTES	463
11.3.1 Evaluación de edificios existentes	463
11.3.2 Registro documental de diseño y construcción	464
11.3.3 Inspecciones	464
11.3.4 Propiedades de los materiales.....	465
11.3.5 Evaluación de grietas	465
11.3.6 Criterio de seguridad de la rehabilitación.....	472
11.3.7 Toma de decisiones sobre una rehabilitación.....	475
11.4 TÉCNICAS DE EVALUACIÓN Y ENSAYES EN EL SITIO DE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA	477
11.4.1 Inspección visual	478
11.4.2 Martillo de rebote	478
11.4.3 Pruebas de extracción	480
11.4.4 Barrenado	481
11.4.5 Prueba de penetración.....	481
11.4.6 Ensayes a corte en el plano de piezas y elementos.....	482
11.4.7 Ensaye de probetas extraídas o corazones.....	485
11.4.8 Medición de la adherencia mortero-pieza	486
11.4.9 Gatos planos	487
11.4.10 Técnicas de transmisión de pulso.....	489
11.4.11 Medición del eco producido por impactos	494
11.4.12 Tomografía.....	495

11.4.13 Métodos magnéticos.....	495
11.4.14 Radiografía	496
11.4.15 Termografía de rayos infrarrojos.....	496
11.4.16 Emisión acústica.....	497
11.4.17 Pulsos electromagnéticos.....	498
11.4.18 Interferometría láser.....	498
11.4.19 Microondas.....	498
11.4.20 Resistividad de la mampostería.....	499
11.4.21 Petrografía	500
11.4.22 Endoscopía.....	500
11.4.23 Pruebas de carga	500
11.4.24 Potencial de corrosión.....	500
11.4.25 Tamaño de la muestra	501
11.5 TÉCNICAS DE REHABILITACIÓN	501
11.5.1 Modalidades de conexión a la mampostería existente.....	502
11.5.2 Reemplazo de piezas y de concreto dañados	504
11.5.3 Reparación de grietas.....	505
11.5.4 Inserción de barras de refuerzo.....	510
11.5.5 Encamisado de muros	511
11.5.6 Adición de elementos confinantes de concreto reforzado.....	526
11.6 CORROSIÓN DEL ACERO DE REFUERZO	526
11.7 RECIMENTACIONES Y RENIVELACIONES.....	533
11.7.1 Pilotes de control.....	534
11.7.2 Subexcavación	534
11.7.3 Micropilotes.....	535
11.8 MAMPOSTERÍA DE ADOBE	538
11.8.1 Principios básicos de estructuración de viviendas de adobe	539
11.8.2 Daños observados en estructuras de mampostería de adobe	540
11.8.3 Técnicas de rehabilitación de estructuras de mampostería de adobe.....	543
11.9 EVALUACIÓN Y REHABILITACIÓN SEGÚN LAS NTC-MAMPOSTERÍA	552
AGRADECIMIENTOS.....	553
REFERENCIAS.....	554

CAPÍTULO 12 PROBLEMÁTICA DE LA CONSTRUCCIÓN DE VIVIENDA EN MÉXICO..... 563

HACIA UNA CULTURA PARA LA PREVENCIÓN Y MITIGACIÓN DE DESASTRES. EL CASO DE LA VIVIENDA..... 563

12.1 EL PROCESO DE PRODUCCIÓN DE LA VIVIENDA POPULAR	563
--	-----

12.1.1	La urbanización en los países del tercer mundo.....	563
12.1.2	El acceso a la tierra.....	564
12.1.3	Los programas institucionales	565
12.1.4	La reglamentación y normatividad en la vivienda.....	566
12.2	VULNERABILIDAD Y RIESGO EN LA VIVIENDA	567
12.2.1	Condiciones de localización	567
12.3	EL DESARROLLO TECNOLÓGICO	568
12.3.1	La industria de la construcción	568
12.3.2	Formación de cuadros técnicos	570
12.4	EL PROCESO DE EVALUACIÓN DE LA VIVIENDA	572
12.5	RECOMENDACIONES.....	574
	REFERENCIAS.....	578

PRESENTACIÓN

En México más del 90% de la vivienda, ya sea unifamiliar o multifamiliar, se construye a base de muros de carga de mampostería. Esto hace que la edificación de vivienda a base de este sistema estructural represente un poco más del 50% del volumen total de la construcción que se hace en nuestro país. A pesar de esto, en la mayoría de las universidades de nuestro país dentro de las carreras de Ingeniería Civil o de Arquitectura no existe un curso especialmente dedicado al análisis y diseño de estructuras de mampostería, y en ocasiones, desafortunadamente, únicamente se le dedican unas cuantas horas a este tema dentro de otras materias. Por otra parte, tampoco existen libros de texto sobre este tema y la mayor parte del conocimiento sobre el análisis, el diseño y el comportamiento de estructuras de mampostería se encuentra en artículos técnicos o reportes de investigación, los cuales, en muchas ocasiones, no están disponibles a los ingenieros de la práctica profesional.

Con la finalidad de ayudar en algunos de estos problemas, la *Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural* (SMIE) organizó un curso sobre edificaciones de mampostería para vivienda en el mes de octubre de 1997 con la participación de destacados especialistas en la materia. Dentro de las personas que impartieron este curso se encuentran profesores, investigadores e ingenieros de la práctica profesional. El curso atrajo una importante cantidad de asistentes y fue calificado muy positivamente por los mismos. Como parte de dicho curso los profesores prepararon algunas notas de cada uno de los temas que se abarcaron.

Fue a raíz de las notas que prepararon los profesores de dicho curso que la SMIE decidió emprender la tarea de hacer el presente libro. En el libro se abarcan muy diversos temas como son la descripción de los materiales, de las cimentaciones y sistemas de piso que se utilizan en este tipo de vivienda, el comportamiento mecánico de los materiales y los muros de mampostería bajo diferentes tipos de solicitaciones, análisis de viviendas a base de mampostería, aspectos constructivos y de control de calidad y por último reparación y refuerzo de estructuras de mampostería.

Este libro no debe verse como un libro que pretende cubrir en forma exhaustiva y rigurosa todos los aspectos relacionados a las estructuras de mampostería, sino como un importante esfuerzo por reunir material sobre los temas principales relacionados al análisis, diseño y construcción de estructuras de mampostería. El material está dirigido tanto a estudiantes de nivel licenciatura de las carreras de Ingeniería Civil como de Arquitectura como a profesionales del diseño y construcción de viviendas.

Dado que el libro representa un compendio de capítulos escritos por diferentes autores pueden existir algunas heterogeneidades tanto en su extensión como en el estilo de redacción, en la notación, o aún en algunos de los criterios técnicos que son resultado de la experiencia profesional de cada uno de los

autores. Si bien esto podría interpretarse como una debilidad del presente trabajo, puede entenderse como riqueza del material y respeto a la contribución de cada autor.

Este libro es el resultado del esfuerzo y apoyo de muchas personas e instituciones. En primer lugar deseamos agradecer a los autores quienes dedicaron muchas horas de su valioso tiempo, sin remuneración alguna, a la preparación de este libro. Así mismo, agradecemos la oportunidad y apoyo de la Fundación ICA por el apoyo económico para la publicación del presente libro. Finalmente, agradecemos especialmente al M. en I. Tomas A. Sánchez y al Sr. Oscar Zepeda, quienes tuvieron a su cargo la edición del presente trabajo.

Ing. Oscar de la Torre Rangel
Presidente
X Mesa Directiva SMIE

Dr. Eduardo Miranda Mijares
Vicepresidente
X Mesa Directiva SMIE

Ing. Francisco García Jarque
Presidente
XI Mesa Directiva SMIE

PRESENTACIÓN A LA SEGUNDA EDICIÓN

En 1999, la *Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural* (SMIE), con el apoyo de la *Fundación ICA* (FICA), publicó la primera edición del libro *Edificaciones de Mampostería para Vivienda*, aspirando a que este documento sirviera como referencia para los profesionales del análisis, diseño, construcción, control de calidad y promoción de la vivienda, así como libro de texto para los estudiantes de Ingeniería Civil y Arquitectura del país. El libro tuvo una excelente bienvenida, en México y en el extranjero, agotándose su tiraje en sólo unos cuantos meses.

En estos años recientes se han documentado avances en los estados del conocimiento y de la práctica, tanto en el ámbito nacional como en el internacional, relacionados con las edificaciones de mampostería para vivienda. Asimismo, se ha hecho una revisión profunda de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (NTC-M), las cuales son referencia en varios reglamentos de construcciones del país.

Motivados por los adelantos y las modificaciones de las normas, así como por la creciente demanda del libro, la SMIE y FICA decidieron preparar una segunda edición, presentada en formato electrónico. Al igual que en la primera edición, el libro es un compendio de contribuciones de varios autores. En esta edición se han incorporado dos capítulos, el de aspectos arquitectónicos y el de cimentaciones, se ha reorganizado el contenido, y se han revisado y actualizado todos los demás capítulos, incorporando, en varios de ellos, las ideas de nuevos autores.

Con objeto de facilitar la consulta de las referencias de varios de los capítulos, esta edición incluye un vasto número de ellas en formato electrónico. Algunas corresponden a textos de lectura obligada en el tema cuya disponibilidad se limita a algunas cuantas bibliotecas en el país. Finalmente, también como material de apoyo y referencia, se incluye el texto completo de la versión 2002 de la propuesta de NTC-M.

La SMIE agradece el valioso y desinteresado esfuerzo y dedicación del grupo de profesionales que escribieron y revisaron el contenido del libro. Además, expresa su reconocimiento al Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México, al Centro Nacional de Prevención de Desastres de la Secretaría de Gobernación, así como a la Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica A.C., por autorizar la reproducción en formato electrónico de las referencias citadas.

La SMIE agradece de nuevo el apoyo e interés de la Fundación ICA. Finalmente, se agradece, de manera destacada, al M.I. Leonardo Flores y al Ing. Miguel Angel Pacheco la cuidadosa edición del libro.

Ing. José María Riobóo Martín
Presidente
XII Mesa Directiva SMIE

Dr. Sergio M. Alcocer Martínez de Castro
Presidente
XIII Mesa Directiva SMIE

PRÓLOGO

México tiene una larga y destacada trayectoria en el empleo de la mampostería en la construcción. Muestras de las extraordinarias realizaciones de las diferentes culturas prehispánicas todavía permanecen y asombran por su belleza y calidad constructiva. Los grandes edificios civiles y religiosos de la época de la colonia están distribuidos en casi todo el país y se encuentran en su mayoría todavía en uso, como muestra de la validez de las soluciones adoptadas.

El material está fuertemente arraigado en la cultura nacional y es objeto de gran aceptación, especialmente para la vivienda. De hecho es esa preferencia la que ha frenado el cambio hacia otras técnicas de construcción más modernas y en algunos aspectos más eficientes y más factibles de un proceso industrializado de construcción.

La mampostería es considerada frecuentemente como un material estructural de secundaria importancia con respecto a otros más industrializados como el acero y el concreto. Por lo mismo, se le supone poco apto para ser objeto de estudios rigurosos y de cálculos ingenieriles. Hay amplias pruebas de que la posición anterior es errónea.

Existe en México una larga tradición en el estudio e investigación sobre la mampostería. Poco después del sismo de 1957, comenzó un programa de investigación analítica y experimental sobre el tema, y esta actividad ha continuado ininterrumpida desde entonces, con la participación cada vez de nuevas generaciones de especialistas. Las contribuciones de estos estudios al conocimiento del material y de su función estructural, sobre todo en cuanto al diseño sísmico, son reconocidas internacionalmente.

También México ha estado a la vanguardia en la normativa sobre el diseño estructural de este material. Desde el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal de 1963, y sobre todo en el de 1976, se han incluido criterios racionales de diseño de la mampostería que han sido adoptados por normas de otros países. El planteamiento del Reglamento de 1976, que trata a la mampostería con un criterio de diseño similar al de los otros materiales más modernos y más estudiados, como el concreto reforzado y el acero, fue pionero a escala internacional.

La práctica de diseño y construcción de la mampostería ha resultado exitosa en México, ya que las edificaciones de este tipo han tenido relativamente pocos daños, aun ante los sismos severos que han afectado al país. La mayoría de los casos de mal comportamiento son atribuibles a errores claros de diseño y construcción, o a discrepancias claras con respecto a la reglamentación y a la práctica establecidas. Es por ello particularmente importante que los conocimientos básicos sobre el tema tengan la más amplia divulgación.

Existe un amplio acervo documental de los estudios realizados en nuestro país sobre el tema; sin embargo, se ha tratado casi siempre de informes técnicos sobre estudios específicos (varios de los cuales se han incluido como anexo en la segunda edición), y es por ello que este libro viene a cumplir una importante función al reunir en un solo documento el estado del conocimiento y la práctica sobre el tema. Un grupo destacado de especialistas ha cubierto no sólo los temas más propios de la ingeniería estructural, sino también los de cimentaciones, construcción, arquitectura, historia y ciencias sociales. La escasez de textos sobre la materia, en cualquier idioma, hace más valiosa la obra.

El volumen y sus anexos serán de gran utilidad para estudiantes y profesionales de distintas áreas y hay que felicitar a Fundación ICA por una contribución más al progreso de la industria de la construcción.

Roberto Meli
Octubre de 2003

CAPÍTULO 1

LAS ESTRUCTURAS
DE MAMPOSTERÍA

H. GALLEGOS
O. RAMÍREZ DE ALBA

CAPÍTULO 1

LAS ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA

Héctor Gallegos¹, Horacio Ramírez de Alba²

INTRODUCCIÓN

La historia de la humanidad va de la mano con su necesidad de tener un lugar en donde protegerse de las inclemencias de la naturaleza. Desde épocas remotas, el hombre ha buscado para ello, materiales accesibles que sean fáciles de utilizar y que proporcionen la mayor comodidad. Los tipos de materiales utilizados por las culturas de la antigüedad fueron determinados por las condiciones del terreno en donde se asentaron. En este capítulo se hará una descripción somera acerca de la historia de la mampostería desde la prehistoria, hasta la época actual mostrando la evolución que han tenido las edificaciones de mampostería a través del tiempo (Gallegos, 1989), y en particular, la historia de la mampostería en Mesoamérica.

1.1 PREHISTORIA

Es probable que la mampostería haya sido inventada por un nómada, hace unos 15,000 años, cuando, al no encontrar un refugio natural para protegerse de las adversidades de la naturaleza, decidió apilar piedras para formar un lugar donde guarecerse. Sin embargo, como la transmisión de técnicas o ideas era muy lenta o no ocurría, la “invención” seguramente tuvo que repetirse innumerables veces.

El proceso inmediato en el desarrollo de la mampostería debió ser la utilización del mortero de barro, el cual permitió no sólo apilar, sino acomodar o asentar con más facilidad, y a mayor altura, las piedras irregulares naturales. Este paso se dio, seguramente, cuando se comenzaron a integrar las primeras aldeas. Existen varios vestigios de poblados prehistóricos contruidos con piedras asentadas con barro desde las Islas Aran, en Irlanda, hasta Catal Hüyük, en

¹ Profesor e investigador de la Pontificia Universidad Católica del Perú.

² Profesor e investigador de la Facultad de Ingeniería, Universidad Autónoma del Estado de México.

Anatolia; también, el mismo sistema constructivo, fue empleado en otro lugar distante y unos 10,000 años después, por los incas en Ollantaytambo (Fig. 1.1), cerca del Cusco, donde quedan construcciones importantes, con muros de piedra natural asentada con mortero de barro y techos de rollizos de madera cubiertos con una gruesa capa de paja.

La unidad de mampostería fabricada por el hombre a partir de una masa de barro secada al sol, para sustituir a la piedra natural, debió ocurrir en lugares donde esta última no podía encontrarse. El vestigio más antiguo se encontró realizando excavaciones arqueológicas en Jericó, en el Medio Oriente. La unidad de barro tiene la forma de un gran pan, fabricada a mano y secada al sol; su peso es de unos 15 kg, y en ella aún se notan las huellas del hombre que la elaboró. Las unidades de barro formadas a mano se han

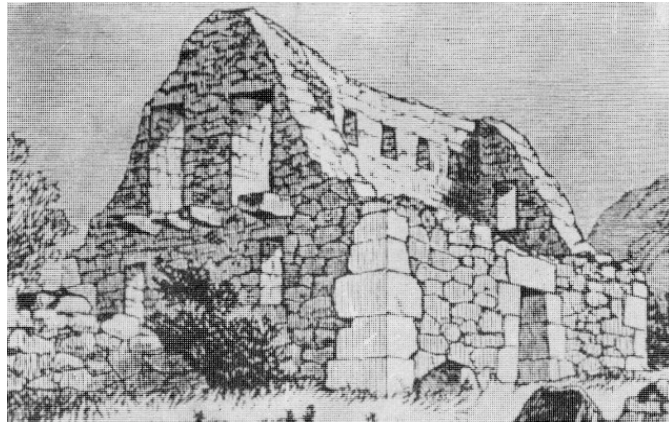


Figura 1.1 Ollantaytambo. Cusco, Perú (siglo XIV). Los muros son de piedra y han sido asentados con barro y recubiertos luego con enlucido de barro

encontrado en formas diversas y no siempre muy lógicas. La forma cónica es de interés, pues se repite y está presente en lugares distantes, sin conexión directa y en momentos de desarrollo semejantes; estas unidades se encuentran en muros construidos en Mesopotamia, con una antigüedad de 7,000 años, y en la zona de la costa norte del Perú, en Huaca Prieta, con una antigüedad de 5,000 años.

1.2 INICIO DE LA HISTORIA: SUMERIA

Las unidades de barro formadas a mano y secadas al sol, así como el mortero de barro constituyen el estado del arte de la construcción con mampostería en la aurora de la historia. En el cuarto milenio a.C. los sumerios, considerados como iniciadores de la civilización y de la ingeniería, inventaron la ciudad, la irrigación, la escritura, los números, la rueda y el molde. Este último constituido por un marco de madera elemental y rústico aún se emplea en algunos países. El molde es un avance sustantivo en la construcción de mampostería y en otras actividades, pues posibilita la producción rápida de unidades prácticamente iguales.

Aquella masa de barro mezclada con paja a la cual se daba la forma de paralelepípedo recto colocándola a presión dentro de un molde de madera, para luego dejarla secar al sol, hizo posible la libertad de construcción y la arquitectura monumental. El adobe puso en manos del hombre un medio de expresarse con

libertad, escogiendo la manera de colocar y juntar adobes en donde la construcción podría hacerse en una escala monumental. Como tal, la obra ya no es una creación individual, sino esencialmente, el producto colectivo de muchas manos.

Las primeras construcciones de adobe siguieron estrechamente la forma de las estructuras a las que obligaban los antiguos materiales. Al copiar en mampostería la bóveda en forma de túnel de las chozas practicadas en los cañaverales, algún sumerio construyó el falso arco y luego encontró el principio del verdadero. De este modo se aplicaron leyes mecánicas de resistencias y empujes muchos milenios antes de que estas leyes llegaran a ser formuladas.

La arquitectura del adobe produjo pronto, en forma incidental, una contribución a las matemáticas aplicadas. Una ruma de adobes ilustra, admirablemente, el volumen del paralelepípedo. A pesar de que los adobes antiguos difícilmente eran regulares, resulto fácil advertir que el número de adobes comprendidos en una ruma podía encontrarse contando el número de ellos en tres lados adyacentes y multiplicando estas cantidades entre sí.

El primer templo de forma sumeria fue edificado en la ciudad de Uruk (2900 a.C.). En las excavaciones arqueológicas practicadas allí aparecen los cimientos de construcciones verdaderamente monumentales, una colina artificial y el prototipo del zigurat o torre escalonada, el cual era indispensable en un templo sumerio. Este primer zigurat está enteramente construido con adobes unidos con capas de betún.

El adobe fue llevado al horno a principios del tercer milenio antes de Cristo, para hacer ladrillos cerámicos.

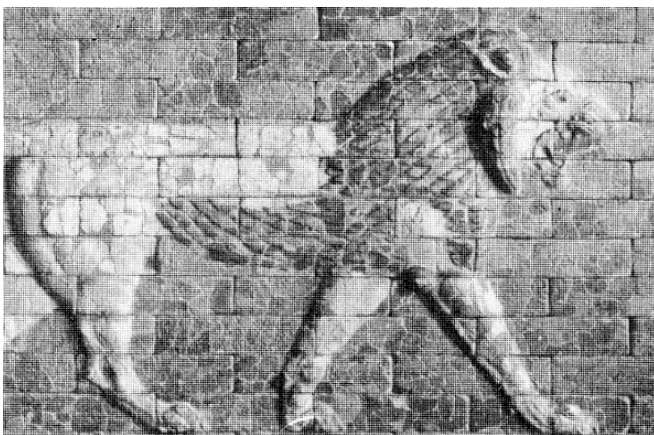


Figura 1.2 Babilonia (primer milenio antes de Cristo). Muro de unidades de arcilla decorativas: esmaltadas y vitrificadas

Para la construcción de la mampostería, el ladrillo³ era asentado con mortero de betún o alquitrán, (sustancia abundante en el suelo del Medio Oriente) al cual se añadía arena. Esta mampostería se convirtió entonces en el material fundamental de las construcciones más importantes y permitió alturas crecientes de los zigurates. El de la ciudad de Ur (2125 a.C.), con una base de 62 m por 43 m y una altura de 21 m, tenían un núcleo de adobe y un forro de mampostería de 2,4 m

³ Ladrillo: Arcilla cocida en forma de paralelepípedo utilizada para construir paredes. En algunas zonas, como en México se le llama tabique para diferenciarlo de una pieza más delgada a la que se le denomina ladrillo.

de espesor, hecho de ladrillos cerámicos asentados con mortero de betún, en el que se incorporó tejidos de caña. El aspecto de estos zigurates debió ser espectacular. El Génesis relata la historia de uno de ellos, conocido como la Torre de Babel.

En Babilonia los ladrillos cerámicos tenían inscripciones en bajo relieve que relataban la construcción de la obra y nombraban a sus autores; en las obras más suntuosas estos ladrillos eran esmaltados, formando en alto relieve y en colores, el león, el toro y el dragón, que actuaban de guardianes y protectores (Fig. 1.2). En construcciones elevadas, donde ocurrían grandes esfuerzos, el mortero era reforzado con fibras de caña, lo que procuraba a la mampostería una considerable resistencia a la tensión.

1.3 MESOAMÉRICA

Las culturas mesoamericanas lograron desarrollos sorprendentes en la construcción, cuyos vestigios son admirados y estudiados en la actualidad por propios y extraños. Las creencias religiosas y la organización política y social les llevaron a concebir una arquitectura monumental basada principalmente en las construcciones de mampostería con piezas naturales y artificiales. Progresivamente dominaron nuevas técnicas constructivas apoyadas en el desarrollo de materiales cada vez más durables y resistentes. Descubrieron la actividad puzolánica de diferentes materiales como el nejayote (Rivera, 2000), residuo del proceso de nixtamalización del maíz, las cenizas volcánicas y las arcillas calcinadas y finamente molidas. Con ello pudieron producir materiales cementantes de mejor calidad para realizar obras cada vez más sofisticadas. Algunas culturas como los mayas y los totonacas dominaron la tecnología del concreto de forma similar e independiente al hormigón de los romanos. El concreto lo utilizaron para construir losas de piso y de techo, muros de contención, muelles, pilas de puente, soportes y bóvedas. Es decir, desarrollaron formas estructurales variadas que aplicaron según sus necesidades y aspiraciones; se mencionan enseguida algunos casos específicos.

- a) Muros de contención. Centros ceremoniales como los de Teotenango y Calixtlahuaca, en el Estado de México, se construyeron sobre terrazas artificiales en lo alto de cerros que requirieron importantes obras de contención. Para ello emplearon lajas de piedra de forma alargada e irregular para que una vez acomodadas interactuaran por fricción con el peso del terraplén, para así lograr la estabilidad del conjunto. De esta manera, el paramento de los muros podía ser vertical, inclinado o escalonado según los diseños arquitectónicos.
- b) Grandes pirámides. La Pirámide del Sol en Teotihuacan fue construida hacia el año 500 a.C., y tiene un núcleo masivo de adobes que soporta el revestimiento de piedra. Para levantar el millón de metros cúbicos de material de que está hecha la pirámide, se estima que se necesitó la fuerza de 20 000

hombres trabajando ininterrumpidamente durante diez años. Otro ejemplo sobresaliente es la Pirámide Mayor de Cholula, la cual se realizó en varias etapas sobrepuestas; para acondicionar los soportes estructurales de las diferentes etapas constructivas se utilizaron diversos materiales como bloques de tepetate, sillares y adobes. La pirámide tiene mayor tamaño que la de Keops en Egipto, y es capaz de soportar en la cima el peso del edificio colonial que alberga al Santuario de Nuestra Señora de los Remedios, construcción de gran volumen y peso que consiste del templo principal y varios edificios anexos. Repetidas veces el santuario ha sufrido daños por movimientos sísmicos, el más reciente el 15 de junio de 1999. A ello contribuye seguramente la interacción dinámica del conjunto pirámide-santuario.

- c) Edificios cubiertos. El templo de Quetzal-Mariposa en Teotihuacan es un edificio de planta rectangular que cuenta con un patio interior. La estructuración es de pórticos con pilares que destacan por sus dimensiones, tallado y aparejo. Se han restaurado tres habitaciones con claro de 8 m, y un techo formado por un terrado soportado por un doble entramado de madera rolliza. Se puede agregar que durante el periodo clásico en Teotihuacan se depuró la técnica de construcción de los soportes prismáticos (columnas), para lo cual se sobreponían varios sillares tallados en forma especial con una espiga en la parte superior y un hueco en la inferior; así se formaba la columna con estos elementos machihembrados. Estas técnicas fueron utilizadas y perfeccionadas posteriormente por los toltecas y los mexicas.

Por otro lado, en el Tajín han sido estudiados varios edificios que originalmente estuvieron cubiertos con grandes losas de concreto ligero con espesor entre 0.6 a 1.0 m (Rivera y Krayner, 1996). Los agregados de piedra pómez fueron seleccionados especialmente por su bajo peso y transportados desde distancias considerables. Estas losas pudieron resistir su propio peso y las cargas adicionales de uso trabajando como placas sin refuerzo adicional, es decir, el esfuerzo de tensión provocado por la flexión es resistido únicamente por el concreto.

Muchos otros tipos estructurales se pueden mencionar, por ejemplo en Tenayuca, fundada hacia 1200 d.C. por los chichimecas, son notables las grandes alfardas hechas con piedra volcánica con juntas de mortero de cal y arena con funciones estructurales y estéticas. Los texcocanos, antiguos chichimecas, heredaron las habilidades constructivas de éstos, y lograron fama de excelentes constructores; colaboraron de forma notable en la construcción de Tenochtitlan. Otro caso interesante se tiene en Zempoala donde lograron grandiosas construcciones con boleos unidos con mortero agregado con materiales puzolánicos. En Malinalco, algunos de los edificios o parte de ellos se labraron directamente en la roca como esculturas monolíticas.

Con este breve repaso se quiso dar una idea general de la variedad de tipos constructivos que desarrollaron las culturas antiguas mediante algunos ejemplos; sin embargo, no se puede dejar este apartado sin hacer mención especial y aparte de la cultura maya (Ramírez de Alba y otros).

La cultura maya se desarrolló en una vasta zona cuya extensión territorial se estima en 400 mil km². En términos de las fronteras actuales, dicho territorio comprende el sureste mexicano incluyendo gran parte de los estados de Chiapas y Tabasco, así como toda la Península de Yucatán. También comprende gran parte de Centroamérica incluyendo Guatemala y Belice, así como parte de Honduras y El Salvador, identificándose recientemente restos importantes de esta cultura en Costa Rica. Este amplio territorio donde floreció la civilización maya está comprendido dentro del área cultural conocida como el Sureste Mesoamericano.

Entre los rasgos que caracterizan la civilización maya, se incluye, en primer lugar, la arquitectura monumental en los centros ceremoniales con el uso de bóvedas a base de piedras saledizas y de cresterías que aumentan de manera impresionante la altura de los edificios.

La importancia de los materiales constructivos, como el mortero y el concreto, en el desarrollo de la arquitectura maya se enfatiza señalando a la bóveda como uno de los tres rasgos distintivos de la tradición maya clásica. Además, en el aspecto estructural, la arquitectura maya se basa en cuatro elementos: las piedras, los materiales cementantes (estucos, morteros y concretos), los soportes y la bóveda. Se ha propuesto que a fines del Preclásico tardío (300 a.C.) el techo de palma fue sustituido por la bóveda en saledizo, también llamada erróneamente arco falso, la cual parece haber sido utilizada primeramente para techar las tumbas; también principia el uso de la crestería. Esta nueva modalidad tecnológica produce un cambio radical al aspecto de las construcciones y se constituye en definitiva el sistema constructivo.

Estas bóvedas, así como otros elementos estructurales usados o desarrollados por los mayas, como basamentos, muros, escalinatas, alfardas, terrazas, soportes, pilas y columnas, fueron posibles gracias a su tecnología de materiales cementantes. Así, por ejemplo, la bóveda tuvo varias modalidades como las hechas con piedras tipo zapata sin junteo, las piedras junteadas y las bóvedas de concreto ciclópeo.

El uso de estos elementos y los materiales cementantes, determinan en cierta medida los diferentes estilos arquitectónicos que se han identificado. En la tabla 1.1 se presenta un resumen de los principales estilos arquitectónicos que diversos autores han identificado, relacionando las características principales de cada estilo con los aspectos constructivos y estructurales.

Tomando en cuenta el esquema general representado en la tabla 1.1 se pueden señalar algunos aspectos estructurales particulares referidos a sitios arqueológicos conocidos.

Tabla 1.1 Resumen de los diferentes estilos arquitectónicos

Estilo	Región	Ejemplo	Características
Petén	Norte de Guatemala, Belice. Extremo meridional de Campeche y Quintana Roo.	Templo I del Gran Jaguar en Tikal, Guatemala	Cuerpos escalonados, divididos por molduras y entrecalles. Esquinas remetidas y con una empinada escalinata sin alfardas. Muros muy anchos para soportar su propio peso y el de altas cresterías. Exteriores de los muros bien trabajados con sillares uniformes. Interiores de cascajo y tierra, en ocasiones de concreto ciclópeo.
Montagua	Suroeste de Honduras	Templo I 22 en Copán, Honduras	Varios niveles, cuartos múltiples. En el exterior, sillares bien labrados con decoración integral. Gruesas molduras y mascarones en las esquinas. Soportes masivos de mampostería de piedra labrada. Uso de la bóveda escalonada, variante de la bóveda maya.
Usumacinta	Tierras altas de Chiapas y Guatemala.	Estructura 22 (Gran Acrópolis) en Yaxchilán, Chiapas.	Secciones de salientes y entrantes en los muros, cuartos amplios con varios accesos gracias al uso de grandes bóvedas. Uso de grandes bloques de piedra caliza para formar dinteles y jambas. Cresterías de muro colado que se adelgaza hacia arriba y se apoya en la parte central del techo. Uso de morteros y concretos para dar estabilidad estructural, refinamiento en los materiales.
Río Bec	Área septentrional de la península de Yucatán.	Estructura I de Xpuhil, Quintana Roo.	Conserva algunos y principales elementos del estilo Petén (altos edificios crestería). La singularidad son torres macizas, escalinatas muy inclinadas casi verticales (haciendo imposible subir por ellas). Decoraciones zoomorfas en fachadas. Uso de concreto ciclópeo para lograr la estabilidad.
Chenes (Pozo)	Área septentrional de la península de Yucatán.	Estructura A-1 Dzibinocac, Campeche.	Las características del Río Bec, pero además piedras salientes colocadas en la moldura media y en la crestería para apoyar figuras humanas esculpidas. Hileras de cuartos con escalinatas interiores para comunicar con niveles superiores.
Puuc (Lomas)	Área septentrional de la península de Yucatán.	Cuadrángulo de las Monjas en Uxmal, Yucatán.	Construcciones más ligeras y muros construidos con sillares de corte y ajuste cuidadoso. Marcado interés por dar mayor amplitud a los espacios interiores y un sentido de horizontalidad. Técnica del mosaico de piedra. Elemento decorativo: Mascarón del dios Chahac con gran nariz. Máximo desarrollo del arco de mampostería como arco triunfal.
Norte de Yucatán	Noreste de la Península de Yucatán	El Castillo en Chichen Itzá, Yucatán.	Relación con el estilo Puuc, con influencia del centro de México y que corresponde ya a la época posclásica. Síntesis de la tradición constructiva maya combinada y enriquecida con otras de Mesoamérica, el resultado es un estilo distintivo e innovador cuyo principal rasgo son los edificios con columnas. Poco uso del concreto.

Los edificios de Palenque tienen claros elementos del estilo del Petén, así como también del estilo Usumacinta. Sin embargo, presenta también aspectos singulares como la presencia de dos salas abovedadas paralelas que resultan más grandes y más abiertas que sus contemporáneas. En lugar de ser verticales,

las fachadas superiores se inclinan hacia adentro (tipo buhardilla). Esto permitió reducir la carga soportada por las paredes exteriores y como resultado ser menos voluminosas. Esto a su vez fue factor para poder abrir múltiples entradas. Otra característica es la presencia de un solo muro interior transversal que sostiene la mayor parte del techo que incluye una crecería aligerada por ser de celosía abierta y no sólida, lo cual alivia considerablemente la carga sobre el muro. Las bóvedas en Palenque son de una variedad de formas, entre ellas una con el intradós doblemente redondeado que lo acerca, en geometría y en forma de transmitir las cargas, al arco.

Otro caso digno de mención que ilustra los adelantos en ingeniería estructural de los mayas es Comalcalco. Ante la carencia de canteras próximas, se desarrolló toda una tecnología de la mampostería de tabique de arcilla cocida, muy similar a la usada en la actualidad. De esta manera se construyeron grandes edificios que sugieren estar en presencia de una construcción moderna, con sus hiladas bien logradas con juntas de mortero uniformes y el cuatrapeo necesario para lograr mayor estabilidad. Varios de los tabiques y ladrillos de arcilla están decorados en su cara oculta, representando rostros, manos, trazos geométricos, figuras zoomorfas y antropomorfas, personajes ricamente ataviados, así como otros muchos motivos, lo cual sugiere que existía una escuela de arte.

Además de los estucos y morteros, también utilizaron un material con las mismas características del hormigón o concreto moderno, ya sea como un concreto ciclópeo, consistente de piedras de diferente tamaño rodeadas del mortero de arena y cemento, o bien con agregados graduados, principalmente arenas y gravas calizas.

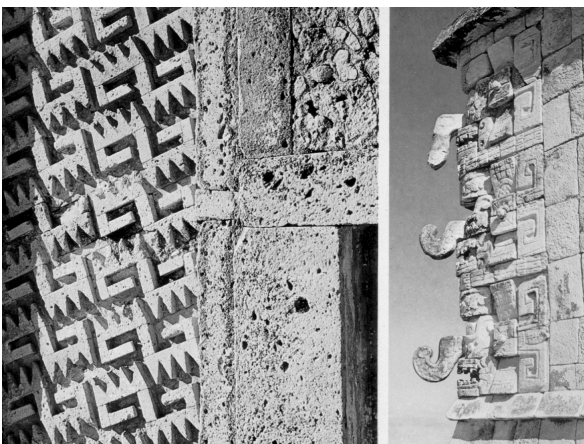


Figura 1.3 Ejemplos de construcciones empleadas en Mesoamérica. A la izquierda, relieves de Mitla y, a la derecha, basamento y adornos mayas de Kabah

El cemento aparentemente se hacía a base de cal con adiciones variables de arcilla para lograr actividad puzolánica que permitía lograr materiales durables y resistentes.

La utilización de este concreto, permitió diversificar los sistemas estructurales para su uso en las construcciones. Un ejemplo notable es en la construcción de muros en los edificios del estilo Puuc. Se supone que procedían, en primer lugar, a construir un basamento rígido; posteriormente, se construían las caras exteriores de piedra caliza finamente cortada y ensamblada, levantándolas hasta una altura

compatible con el procedimiento (se supone que no más de un metro). Entonces, se rellenaba el hueco con el concreto que al endurecer formaba un núcleo

resistente, y al ir entrelazándose con otros muros transversales, se conseguía una estructura de considerable resistencia y rigidez.

En los edificios Puuc en ruinas que han perdido su capa exterior se aprecia claramente que ese recubrimiento de piedra no da apoyo estructural, en cambio, en casos así, el centro de concreto generalmente sigue soportando la estructura. En una visita a la zona arqueológica de Kabáh, se pudo apreciar claramente lo anterior como se muestra en la fotografía de la figura 1.4.



Figura 1.4 Recubrimiento de piedra bajo el cual se encuentra el muro de carga construido con el concreto maya

Por otro lado, las bóvedas de los edificios Puuc conservan la forma de arco saledizo, con el intradós de lados rectos o redondeados. Sin embargo, técnicamente, ya no son saledizos, ya que las piedras que forman la bóveda que suelen tener en otros casos la forma de zapatas para lograr mejor apoyo en el centro, son una chapa sobre el concreto que en realidad sostiene la bóveda. Esto permite asegurar que la civilización maya sí aprovechó las propiedades de la bóveda y el arco.

En la ciudad de Yaxchilán que se encuentra a orillas del río Usumacinta existen restos de lo que se cree fue un puente colgante de 180 m de claro, con dos estribos extremos y dos pilas intermedias hechos con un núcleo de concreto ciclópeo y revestidos de mampostería de piedra. En un estudio realizado en la Facultad de Ingeniería de la UAEM, por medio de un modelo analítico utilizando el programa SAP 2000, se concluyó que con los materiales, técnicas y procedimientos constructivos que tenían a su alcance, los mayas lograron construir el puente más largo de su época.

En la figura 1.5 se observan las dimensiones generales de este puente y en la figura 1.6 se presenta el modelo analítico utilizado.

Este breve resumen acerca de la ingeniería maya, tiene por objeto resaltar el hecho de que la gran variedad y cantidad de construcciones, fue posible gracias a la utilización de tres materiales y un elemento fundamental del cual los obtenían. Los materiales utilizados son: estucos, morteros y concretos, y el material fundamental es el cemento maya.

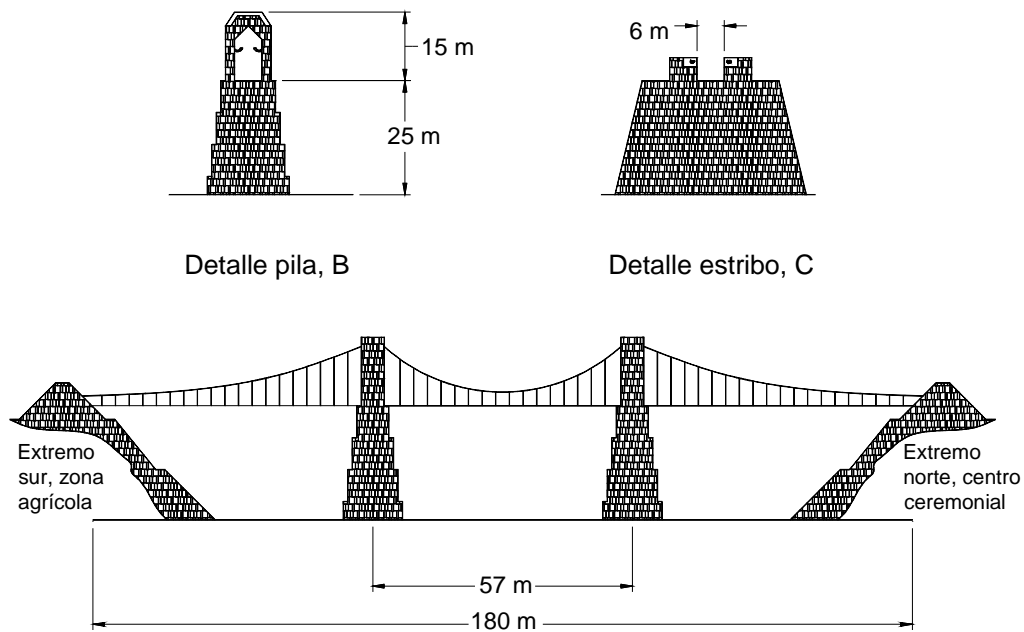


Figura 1.5 Esquema del puente de Yaxchilán

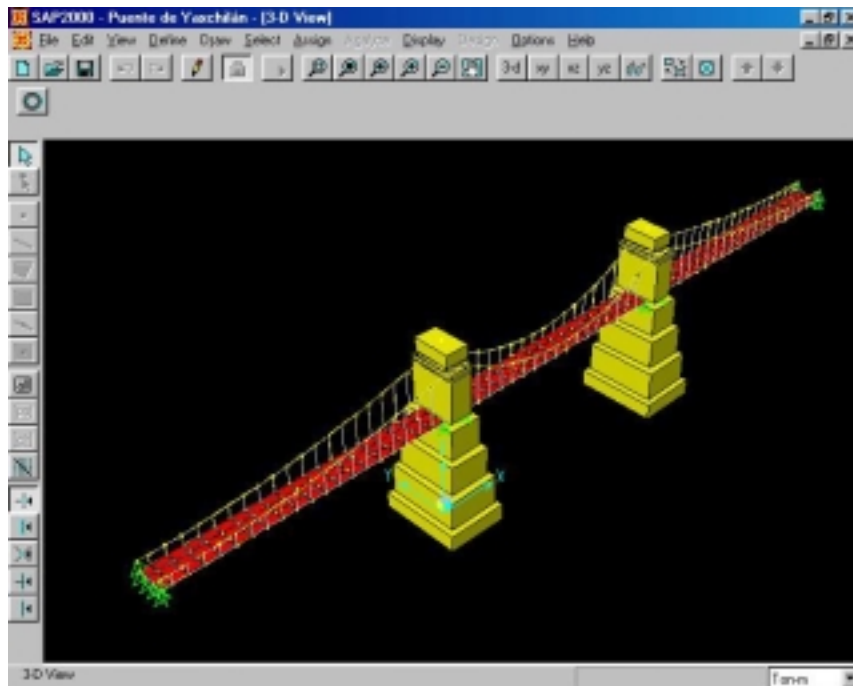


Figura 1.6 Modelo analítico del Puente de Yaxchilán. Programa SAP 2000

1.4 EGIPTO Y GRECIA

La materia prima para la fabricación de piezas de mampostería siempre ha estado determinada por las formaciones y condiciones geológicas del lugar donde va a ser utilizada. El ladrillo cerámico se remonta a Sumeria por que allí había abundantes depósitos de arcilla, pero no de rocas.



Figura 1.7 Monolitos de cuatro toneladas en el núcleo de las grandes pirámides en la vecindad de El Cairo, Egipto

En Egipto, por la misma época, se pudo escoger y se prefirió para las grandes obras la roca traída de las montañas a lo largo del Nilo. Calizas, areniscas, granitos, basaltos y alabastros fueron explotados en las canteras estatales; allí, los bloques eran desprendidos perforando agujeros en los que luego introducían cuñas metálicas. Una vez separados, estos bloques eran desbastados con ayuda de bolas y martillos de diorita para formar grandes monolitos que pesaban cientos de toneladas, como los usados en los núcleos de las pirámides (Fig. 1.7) o incluso tallados directamente en la forma

de columnas, vigas y losas, como en los templos de Luxor. Estas "unidades de mampostería" ciclópea eran asentadas con morteros de yeso y cal.

Las obras comunes se construyeron de cañas o adobes; el ladrillo cerámico rara vez se usó.

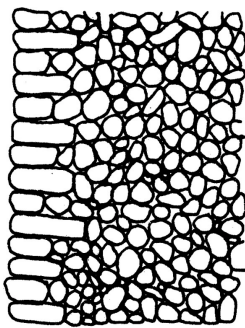
Grecia adoptó una arquitectura de lujo y de exteriores y, si bien carecía de las ricas canteras egipcias, poseía los mejores mármoles para llevarla a cabo. Ellos sirvieron para revestir su gruesa mampostería de piedra caliza asentada con morteros de cal.

En Egipto y en Grecia la construcción importante es de piedra, rectilínea; el arco era inexistente. Consecuentemente la arquitectura estaba limitada en sus posibilidades espaciales interiores por la escasa resistencia del material a la tensión. La piedra exigía claros pequeños para las vigas, y las losas y los espacios entre columnas tenían que ser reducidos.

1.5 ROMA

En algunas obras, los romanos utilizaron piedra importada de las mejores canteras egipcias y mármol griego; en la mayoría de los casos emplearon la piedra de sus depósitos de caliza, travertino y tufa volcánica, y la tecnología sumeria de la mampostería de ladrillos de arcilla. A esta tecnología aportaron una nueva racionalidad constructiva y la invención del mortero de cemento y del concreto.

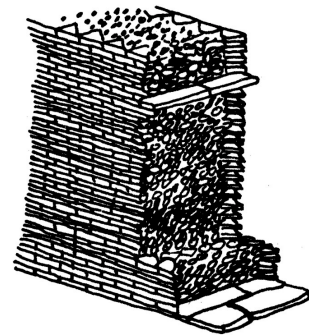
La nueva racionalidad consistió principalmente en el desarrollo de diferentes sistemas para la construcción de muros (Fig. 1.8), las cuales eran más económicos y fáciles de levantar, particularmente empleando el nuevo mortero de cal al cual incorporaron de acuerdo con el relato de Vitruvio (25 a.C.): "una clase de polvo que por causas naturales produce resultados asombrosos. Se le encuentra en la vecindad de Baia y Putuoli y en los alrededores del monte Vesubio. Esta sustancia, cuando es mezclada con cal o piedras, no solamente provee resistencias a construcciones, sino que cuando se construye pilares en el mar, endurece bajo el agua".



a) Opus incertum



b) Opus reticulatum



c) Opus testaceum

Figura 1.8 Tipos de muros romanos

El compuesto de las tres sustancias (aglomerante hidráulico, agregado grueso y agua) descrito por Vitruvio es lo que hoy llamamos concreto. El aglomerante hidráulico, pariente cercano de los cementos puzolánicos modernos, se elabora mezclando dos partes de la "arena" volcánica (muy fina, de color chocolate), con una parte de cal (material conocido por las más antiguas civilizaciones). Los óxidos de sílice finamente pulverizados, contenidos naturalmente en la puzolana, reaccionaban químicamente con el hidróxido de calcio (la cal) en presencia del agua, para formar los componentes básicos de un aglomerante hidráulico.

Si bien los romanos no sabían por qué la "arena" de Putuoli daba un resultado distinto y superior a la convencional, la aplicaron sabia y liberalmente en sus grandes construcciones portuarias, urbanas, viales e hidráulicas, tanto para asentar piedras o ladrillos formando mampostería como para elaborar concreto

añadiendo piedras, con el que construyeron muros, bases de pavimentos y cimentaciones. El molde de ese concreto en los muros, arcos y bóvedas estaba constituido por mampostería permanente de ladrillos de cerámica asentados con mortero, mientras que para formar las cúpulas tuvieron que desarrollar moldes provisionales (encofrados o cimbras) de madera.

Las invenciones e innovaciones romanas significaron una verdadera revolución tecnológica de la construcción y tuvieron los siguientes efectos sustanciales:

- a) Posibilitar la construcción de cimentaciones más competentes.
- b) Simplificar la construcción de los muros. El muro romano de las construcciones públicas era tradicionalmente de mampostería de piedra natural o de ladrillos cerámicos asentados con mortero de cal, y en los muros más gruesos (Fig. 1.8), el espacio entre dos muros delgados de mampostería era rellenado con pedacería de ladrillos o piedras acomodadas con mortero de arena y cal. En ambos casos el proceso de endurecimiento de estos morteros se producía únicamente por medio de la carbonatación de la cal y la ganancia de resistencia era muy lenta. La invención del mortero de cemento permitió a los romanos un sustantivo incremento en la rapidez de construcción, contribuyendo a que en breve tiempo se tuviera una infraestructura adecuada al proceso de expansión del imperio. Esto no se hubiera conseguido con morteros que sólo tenían cal.
- c) Libertad para el desarrollo de la tecnología del arco, bóveda y la cúpula, que si bien eran formas estructurales conocidas desde los sumerios, 3 500 años antes, estaban aprisionadas por las ajustadas restricciones impuestas al constructor por la piedra y el ladrillo.
- d) Posibilitar aberturas totales o parciales en los muros usando arcos o bóvedas, proveyendo así una herramienta de gran potencial en el diseño de interiores.

Muchas grandes obras romanas son frutos de la revolución del mortero y del concreto. Una de las más notables es el Panteón (Fig. 1.9), porque reúne de manera coherente la totalidad de la creatividad arquitectónica y estructural y la refinada aplicación de la nueva tecnología constructiva.

La construcción del Panteón la inició 27 años antes de Cristo, el cónsul Agripa en honor a todos los dioses. Se trataba, en su versión primera, de un edificio clásico de planta rectangular soportado en columnas y construido en piedra. Su forma actual fue decidida por el emperador Adriano, quien modificó sustancialmente el edificio aprovechando las nuevas tecnologías del concreto y de la mampostería, terminando aproximadamente en el año 118 después de Cristo.

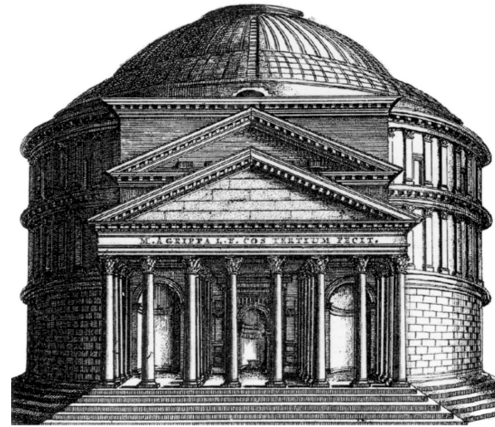
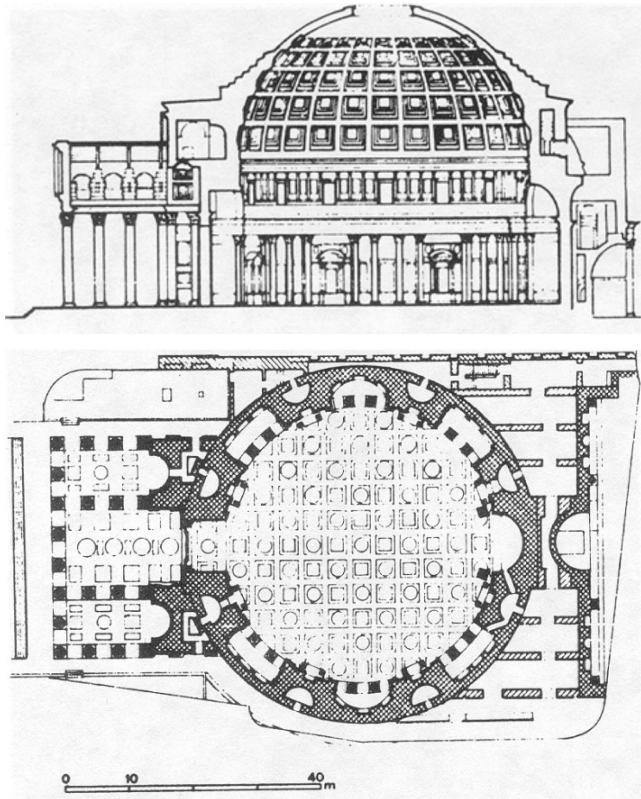


Figura 1.9 El Panteón, sección y planta

El Panteón es un edificio circular de mampostería y concreto con acabado de ladrillo en las paredes exteriores y mármoles en el interior, cubierto con un gran domo de concreto.

No se conoce con precisión el procedimiento utilizado en su construcción, pero es notoria su dependencia del mortero y concreto romanos, sin los cuales no hubiera existido. Su éxito y durabilidad se deben sin lugar a dudas, a una notable cimentación de un anillo de concreto sólido de 7.3 m de ancho por 4.5 m de alto, bajo todo el muro perimetral; a la excelente calidad del concreto y la construcción, y a la cuidadosa selección de agregados. La cimentación tiene agregado pesado basáltico; los muros son de la forma *opus incertum*, que se recomendaba por ser la más resistente, con agregado de travertino en la parte baja y de pedacería de ladrillo en la parte alta. Son aspectos notables de su construcción los rigidizadores de los muros y las bóvedas y arcos que forman los siete grandes nichos y la puerta, ubicados todos como parte integral de los muros; el acabado reticular del domo, y el gran lucernario (u ojo) que provee el total de la iluminación interna.

1.6 DEL SIGLO V AL SIGLO XIX

Después de Roma, el avance de la tecnología de la mampostería en Europa se detiene por varios siglos ya que se dejan de fabricar ladrillos; los morteros de

cemento y el concreto, desaparecen, perdiéndose su tecnología, siendo rescatada 13 siglos después por Smeaton, el fundador de la ingeniería civil moderna, quien en 1756 reconoció la necesidad de usar en Inglaterra una mezcla de cal y puzolana italiana para la reconstrucción de partes de estructuras sumergidas o expuestas a la acción del mar.

En el siglo XII, los arcos sumerio y romano de medio punto ceden el paso al arco apuntado gótico y a la bóveda de crucería que posibilitan cubrir grandes claros y transforman la estructuración tradicional de las obras de mampostería. Se sustituyen, así, gruesos muros laterales por muros esbeltos, y la pequeña ventana románica por grandes ventanas. Se alcanza una arquitectura de equilibrio, en donde el empleo de mampostería de arcilla o piedra con juntas gruesas de morteros de cal proveía la posibilidad de modificar su geometría inicial para acomodarse a las líneas resultantes de las fuerzas generadas por las cargas verticales y los empujes laterales, manteniendo al conjunto en una estabilidad de compresión en todas sus secciones y elementos.

La mampostería fue importante en Europa occidental para controlar desastrosos incendios que destruían a las ciudades medievales. Por ejemplo, después del gran incendio de 1666, Londres deja de ser una ciudad de madera para convertirse en una de mampostería. En 1620, el rey de Inglaterra Jacobo I, había proclamado el espesor mínimo de los muros en sótanos y primeros niveles en dos y medio espesores de ladrillo, ella fue seguida en 1625 por otra ordenanza que especificaba las dimensiones del ladrillo estándar.

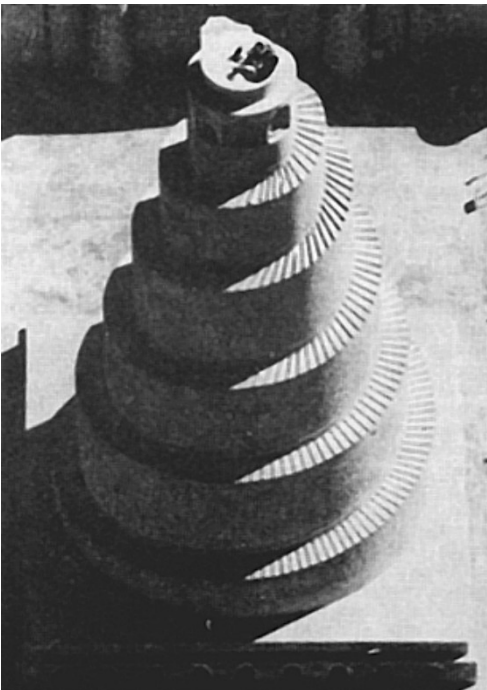


Figura 1.10 Minarete (siglo IX) de 60 m de altura en la gran mezquita de Samarra, actualmente Iraq

La mampostería era aplicada también en otras partes del mundo. La gran muralla china de 9 m de altura tiene una gran parte de su longitud construida con ladrillos de arcilla unidos con mortero de cal. Los árabes emplearon la mampostería en sus mezquitas y minaretes, desarrollando una construcción masiva en sus espesores, delicadísima en sus cierres y detallado y conteniendo muchas veces un increíble alarde geométrico (Fig. 1.10).

Con la revolución industrial (siglo XVIII), se extendió la aplicación de la mampostería de ladrillos de arcilla en Inglaterra. Desde un inicio las grandes plantas para fabricar ladrillos se ubicaron en la vecindad de las minas de carbón, combustible abundante y barato.

Un paso importante en el mejoramiento de la producción de las piezas lo constituyó el cambio de combustible, usualmente a gas

y el salto más importante fue el rediseño de los hornos, emprendido en países como Dinamarca, donde era muy grande la necesidad de economizar combustible. El perfeccionamiento del horno fue acompañado de maquinaria auxiliar: molinos, trituradoras y mezcladoras para las materias primas; extrusoras y prensas mecánicas para el formado de unidades (Fig. 1.11). El cambio más significativo durante la revolución industrial fue la gradual sustitución de la vía empírica por métodos científicos. Se realizó un análisis racional de las materias primas, una medición exacta de temperaturas del horno y una formulación de las normas para impedir el agrietamiento en ladrillos.

La mampostería de ladrillo llega al nuevo mundo traída por los europeos, aunque como se mencionó ya había sido utilizada esta tecnología por los mayas de Comalcalco. En las colonias de la costa Atlántica norteamericana se realizaron grandes producciones artesanales de ladrillos de arcilla empleando prácticamente los mismos moldes que miles de años atrás inventaron los sumerios. Los ladrillos fueron utilizados para construir con los mejores obreros de la colonia (los holandeses), edificios de mampostería dando formalidad inglesa a las partes antiguas de muchas ciudades norteamericanas y particularmente a las del estado de Virginia.

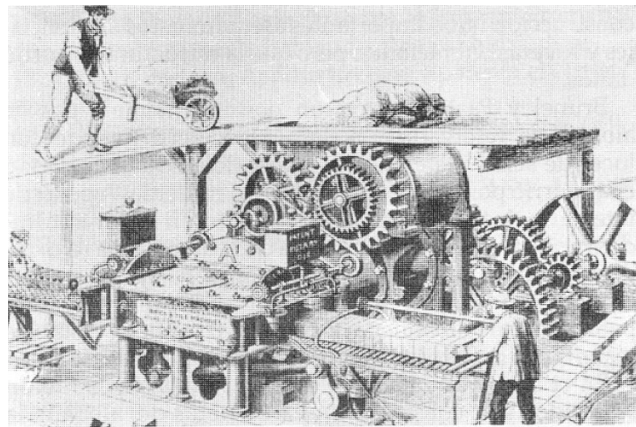


Figura 1.11 Máquina de Clayton (1863) para el proceso de extrusión. Incluía desde la molienda de la arcilla hasta el corte de las unidades

En Perú, el ladrillo no se fabricó localmente: se trajo como lastre en los barcos que en su viaje de vuelta trasladarían el botín a España. Por ello, la construcción es principalmente de adobe y caña hasta bien entrado el siglo XX. La gran Penitenciaría de Lima fue la excepción, ya que para su construcción en 1856 se instaló una fábrica donde se moldearon casi siete millones de ladrillos de cerámica. La mampostería se elaboró con mortero de cal.

Entre finales del siglo XVIII y el siglo XIX ocurrieron en Europa los siguientes avances:

En 1796, se patenta el "cemento romano" que era, estrictamente hablando, una cal hidráulica. En 1824 se inventa y patenta el cemento portland. Entre 1820 y 1840, se inventa la máquina para extruir ladrillos de arcilla, se usa por primera vez mampostería reforzada, y se inventa el horno de producción continua. Entre 1850 y 1870 se inventa y patenta el bloque de concreto, el ladrillo sílico-calcáreo y el concreto armado.

1.7 MAMPOSTERÍA REFORZADA

Brunel, el insigne ingeniero británico, propuso en 1813 el refuerzo de una chimenea en construcción con mampostería reforzada con barras de hierro forjado. Sin embargo, fue con la construcción del túnel bajo el Támesis, en 1825, que aplicó por primera vez dicho material. Con él construyó dos accesos verticales al túnel que tenían 15 m de diámetro y 20 m de profundidad, con paredes de ladrillo de arcilla de 75 cm de espesor reforzadas verticalmente con pernos de hierro forjado de 25 mm de diámetro y zunchos circunferenciales de platabanda (moldura metálica plana y lisa comúnmente llamada solera) de 200 mm de ancho y 12 mm de espesor, que se iban colocando conforme iba avanzando el proceso de construcción. Los accesos fueron construidos sobre el suelo hasta una altura de 12 m y luego hundidos excavando la tierra de su interior a manera de *caissons* (pozo indio). Brunel y Pasley ensayaron posteriormente vigas de mampostería reforzada con pernos de hierro forjado con claros de 6 y 7 m cargándolas hasta la rotura, lo cual ocurrió por la falla en tensión del refuerzo. A pesar de intentarlo, los investigadores no pudieron llegar a métodos racionales de diseño.

El tema de la mampostería reforzada desaparece por 50 años, hasta que en 1889 el ingeniero francés Paul Cottancin patentó un método para reforzar y construir edificios de mampostería. En 1920 se construyeron varias obras de mampostería reforzada en la India, y se ensayaron un total de 682 especímenes entre vigas, losas, columnas y arcos. Este trabajo constituye la primera investigación organizada de mampostería reforzada, como el punto de inicio del desarrollo moderno de la mampostería estructural.

Japón un país también sometido a acciones sísmicas importantes construyó en las primeras décadas de este siglo muros de mampostería reforzada en edificios y en obras de contención, puentes, silos y chimeneas. En los Estados Unidos se inició en 1913 una investigación apoyada por los fabricantes de ladrillos de arcilla para el estudio experimental de la mampostería reforzada, sentando las bases para otras investigaciones similares en otras partes del mundo.

1.8 NOTAS FINALES

Entre los años 1889 - 1891 se construyó, en Chicago (Illinois, E.U.A.), el edificio Monadnock en el cual su diseñador empleó los criterios más modernos de la ingeniería alcanzados hasta ese momento que incluían la aplicación de fuerzas horizontales y la determinación, con criterios empíricos, del espesor de los muros de mampostería en función de la altura (Fig. 1.12). El edificio de muros de carga exteriores de mampostería simple consta de 16 pisos y de muros de 1.80 m de espesor en la base dando lugar a un área de ocupación de la planta por la

estructura de 25% del área total. Este fue el último edificio alto de su clase en Chicago y es hoy un monumento histórico.

El reglamento de construcción de la Ciudad en Nueva York de 1924 indicaba que, un edificio de 12 pisos de altura de muros exteriores de carga de mampostería requería por cada metro cuadrado de área bruta, un tercio de metro cúbico de mampostería. Obviamente, un material estructural con tan elevado consumo de material y tan grande ocupación de área no era competitivo y estaba llamado a desaparecer. Era claro que el problema no estaba en el material en sí sino en la falta de conocimiento ingenieril del mismo, que imposibilitaba su análisis y dimensionamiento racionales. En los últimos 40 años, sobre la base de investigaciones analíticas y experimentales en diversas partes del mundo, incluyendo a México, el diseño y construcción de la mampostería se ha racionalizado y ha adquirido el apelativo redundante de mampostería estructural.



Figura 1.12 Edificio Monadnock, Chicago 1891

En 1954 se completó, en Zurich, el primer edificio de muros de carga de mampostería diseñada racionalmente. Su altura es de 20 pisos y los muros de mampostería simple tienen 320 mm de espesor, determinado prioritariamente por condiciones de aislamiento térmico. Por otra parte, la destrucción de edificaciones de mampostería simple por sismos en California, Colombia, China e Italia, y el buen comportamiento sísmico de la mampostería correctamente reforzada y construida en Nueva Zelanda, Chile, Perú y México han dado un fuerte impulso a la investigación, y a la determinación de configuraciones estructurales y a métodos de análisis, diseño y dimensionamiento racionales. En regiones sujetas a alto peligro sísmico, es usual la construcción de edificios de varios niveles con muros de carga de mampostería con diferentes modalidades de refuerzo, que son competitivos económicamente con otras formas y materiales estructurales.

Por su parte, en algunos países latinoamericanos y europeos, ubicados en zonas con alto y moderado peligro sísmico, se ha popularizado con mucho éxito el empleo de multifamiliares de altura media (hasta 5 ó 6 pisos) de muros de carga de 120 a 240 mm de espesor, de mampostería reforzada con elementos perimetrales de concreto reforzado (mampostería confinada) o de mampostería con refuerzo interior, diseñados y construidos con base a reglamentos propios que recogen las investigaciones y experiencias realizadas.

REFERENCIAS

ASTM (1969), "Masonry: Past and present", STP 589, American Society for testing Materials, Philadelphia, PA. USA.

Childe V.G. (1936), "*Man makes himself*", Pitman Publishing, London, England.

Gallegos H. (1989), "*Albañilería estructural*", Pontificia Universidad Católica del Perú; Lima Perú, agosto.

Oppenheimer A.L. (1977), "*Ancient Mesopotamia*", The University of Chicago Press, USA.

Plummer H.C. (1950), "Brick and tile engineering", Structural, Clay Products Institute, Washington D.C., USA.

Ramírez de Alba H., Díaz H., Manjarrez L.E. y Pérez J., "Estudio del concreto maya", Informe Técnico, CONACyT 25355-A.

Rivera R. y Kraye S. (1996), "Ancient structural concrete in Mesoamerica". *Concrete International*, Vol. 18, No. 6.

Rivera R. (2000), "El extraordinario concreto prehispánico en México", Ciencia UANL, Cuatro partes, 2000 y 2001.

Salvat Mexicana Editores, S.A. (1974), "*Historia de México*", Tomos 1-4, México.

Ward B. y Perkins J.B. (1972), "*Roman architecture*", Harry N. Abrams Inc., Publishers, New York, USA.

Zerry T.K. y Williams T.I. (1960), "*A short history of technology*", Oxford University Press, England.

CAPÍTULO 2

ASPECTOS ARQUITECTÓNICOS DE LA VIVIENDA DE INTERÉS SOCIAL

M. LUGO GRAUE

CAPÍTULO 2

ASPECTOS ARQUITECTÓNICOS DE LA VIVIENDA DE INTERÉS SOCIAL

Manuel Lugo Graue

INTRODUCCIÓN

A lo largo de la historia una de las necesidades más importantes del individuo ha sido sin lugar a dudas el de protegerse del medio, el encontrar un refugio un lugar cálido que brinde seguridad y protección. De ahí la importancia histórica de la vivienda y sus materiales de edificación, ya que si entendemos a la vivienda como la célula básica de la conformación familiar y de la interacción del ser humano con sus seres en la generalidad más cercanos podemos comprender la importancia de sus espacios, colores e iluminación. Por eso hablar de los aspectos arquitectónicos de la vivienda nos obliga a entender el pasado para poder entender con claridad la tipología y las condiciones en las que se desarrolla

2.1 EL HOMBRE Y EL BARRO

A lo largo de la historia la profunda relación que existe entre el hombre y el barro nos lleva a concluir que este material tiene una extraordinaria composición, la cual ha permitido por siglos generar ciudades enteras en base a la nobleza y calidad del mismo. Las primeras civilizaciones conocidas utilizaron procedimientos lógicos para refugiarse del medio y el barro jugó un papel trascendente para la composición de los primeros espacios generados por el hombre.

Parecería increíble que los materiales que se usaban hace miles de años como el barro sigan participando de manera trascendente en las edificaciones actuales.

Por eso no nos debe de extrañar que las más exquisitas construcciones modernas de las cuales se mostraran algunos ejemplos mas adelante utilicen como acabado final o de recubrimiento la textura, el color y la belleza del barro.

2.2 EL SIGLO XX

Sin lugar a dudas a lo largo del siglo XX se dieron importantes transformaciones tanto en la tecnología como en los hábitos y costumbres de vida de las personas, lo cual a influido directamente en la tipología de la vivienda que conocemos hoy día. De tal manera que encontramos a lo largo del siglo pasado innumerables ejemplos de soluciones funcionales y plásticas que dieron pauta a las soluciones arquitectónicas con las que convivimos hoy en día, de ellas muchas fueron sumamente ricas como el conjunto Carl Marx primer concepto de multifamiliar construido en Viena en 1927 seguido años después de la primera propuesta integral multifamiliar concebida por Le Corbusier en 1946 en Marsella.



Figura 2.1 Conjunto Carl Marx



Figura 2.2 Marsella en Francia



Figura 2.2 Marsella en Francia (continuación)

Al responder estas propuestas a las necesidades de la gente y a la rentabilidad de los inversionistas no existía duda la verticalidad y la agrupación de espacios con distribuciones inteligentes y en superficies mas reducidas que en el pasado, pero con las ventajas de insertarse en el tejido urbano dieron las condiciones para que en todas las capitales del mundo empezaran a surgir ejemplos arquitectónicos con esa misma tendencia. Y México no fue la excepción Mario Pani logra desarrollar una importante cantidad de edificaciones con los esquemas europeos tanto en funcionamiento como en su propuesta plástica lo cual generó una manera de vivir distinta dentro de las ciudades.



Figura 2.3 Conjunto habitacional Tlatelolco en la ciudad de México

Ya para los años ochentas muchos de estos ejemplos de conjuntos habitacionales empezaron a mostrar algunas deficiencias tanto en su estructura, como en su funcionamiento ya que al ser tan grandes muchas de las actividades delictivas se daban al interior de los mismos y los sismos de 1985 dejaron claro en Tlatelolco que el esquema europeo estaba concebido para lugares donde el sismo no era un factor trascendente y en México a partir de ese momento sin lugar a dudas el factor seguridad se volvió prioridad para la construcción de vivienda y demás edificaciones.

Sin embargo esta situación que se dio en México no se repitió en todas las partes del mundo en muchos casos las condiciones económicas y sociales permitieron que estos esquemas de vivienda funcionaran y no sólo eso sino que también se fueran renovando con el tiempo.

Estos ejemplos que se dieron en diversas partes del mundo y que si tuvieron la oportunidad de evolucionar dieron pauta a una magnífica generación de edificaciones llenas de soluciones coquetas y armoniosas con su entorno, de funcionamientos lógicos y espacios agradables para la vida, lo cual ha estado embelleciendo muchas de las ciudades europeas. Lo que se vuelve sumamente

interesante de toda esta reflexión es que el barro, transformado a tabique recocado, extruido o en cualquiera de sus expresiones se vuelve el protagonista de estas edificaciones jugando de nuevo un papel trascendente en la imagen arquitectónica de nuestros días.

Sin embargo en nuestro país muchas de las edificaciones que se hacen con tabique están desvaloradas, se piensa en muchos casos en un producto de menos calidad y no es para menos la gran mayoría de los diseños en tabique para la vivienda popular y de interés social en nuestro país han sido él más claro ejemplo de no entender los valores del material, sus enormes posibilidades tanto estructurales como estéticas.

De ahí la importancia de recalcar que curiosamente mientras en otras partes del mundo uno de los materiales mas valorados como acabado final es la imagen del tabique, en nuestro país se prefieren y en muchos casos se exalte mas la calidad de las edificaciones con acabados en aplanado o similares. Las imágenes que se muestran a continuación son los más claros ejemplos de la belleza a la que se puede aspirar cuando se utiliza el tabique con maestría.



Figura 2.4 Detalle vivienda unifamiliar Suiza



Figura 2.5 Vivienda, oficinas y comercio. Lugano Suiza



Figura 2.6 Museo de arte moderno de San Francisco USA



Figura 2.7 Detalle del interior de una capilla en Francia



Figura 2.8 Fachada principal de la capilla

2.3 LA VIVIENDA EN EL MUNDO

Ahora veremos algunos de los ejemplos de los cuales comentamos anteriormente que si pudieron evolucionar y madurar tanto en su expresión plástica como funcional e insertarse de manera armónica dentro de las ciudades, y no solo eso sino también embelleciéndolas



Figura 2.9 Detalle del juego geométrico hecho con tabique



Figura 2.9 Detalle del juego geométrico hecho con tabique (continuación)



Figura 2.10 Edificio de departamentos, Barcelona España



Figura 2.11 Imagen de departamentos en las calles de Barcelona España



Figura 2.12 Ambiente al interior de un conjunto de departamentos



Figura 2.13 Se puede apreciar como el tabique se mezcla con otros elementos arquitectónicos como los balcones dando interesantes visuales



Figura 2.14 Tratamiento para una esquina en la ciudad de Madrid



Figura 2.15 Estas imágenes de departamentos insertados en los centros de ciudades europeas no dejan duda de que la vivienda, el tabique y la buena arquitectura pueden enriquecer de manera importante la imagen de una ciudad

En México la industria de la vivienda es una de las más dinámicas de la economía, esto ha permitido no sólo la construcción de miles de viviendas por año, sino también la exploración de muchas de las diversas posibilidades de generarla y de integrarla al contexto urbano. Se presentan ahora 10 edificios significativos insertados en el tejido urbano de la ciudad de México.

2.4 EJEMPLOS DE EDIFICIOS EN LA CIUDAD DE MÉXICO

2.4.1 ALEMANIA

Alemania es un excelente ejemplo de saturación urbana, insertado a unas cuadras de las principales vialidades de la ciudad de México, propone una utilización máxima del terreno jugando con suaves curvas que armonizan su entorno. Dos edificios independientes integrados por sus fachadas generan la unidad suficiente como para pensar que se trata de un solo edificio.



Figura 2.16 Proyecto Alemania

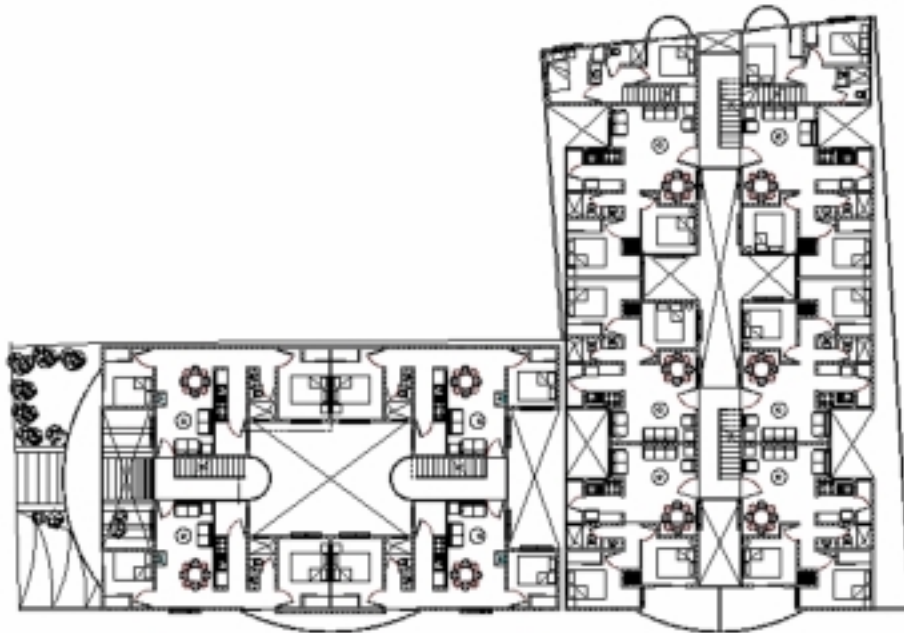


Figura 2.17 Planta arquitectónica Alemania



Figura 2.18 Imágenes del proyecto en el contexto urbano

2.4.2 TLAXPANA

Este edificio que trabaja la esquina con una propuesta de ventana abierta y terrazas curvas al interior tiene una importante exploración de la verticalidad acentuando también la horizontalidad.



Figura 2.19 Proyecto Tlaxpana

Resuelve 48 departamentos en 570 m² lo que nos habla de una densidad de 12 m² por vivienda significativo sin dudas por la complejidad de la composición que sacrifica un espacio significativo en su detalle de esquina, concreto y tabique expuesto hacen de este edificio un claro ejemplo de la nueva tendencia arquitectónica en vivienda de interés social.

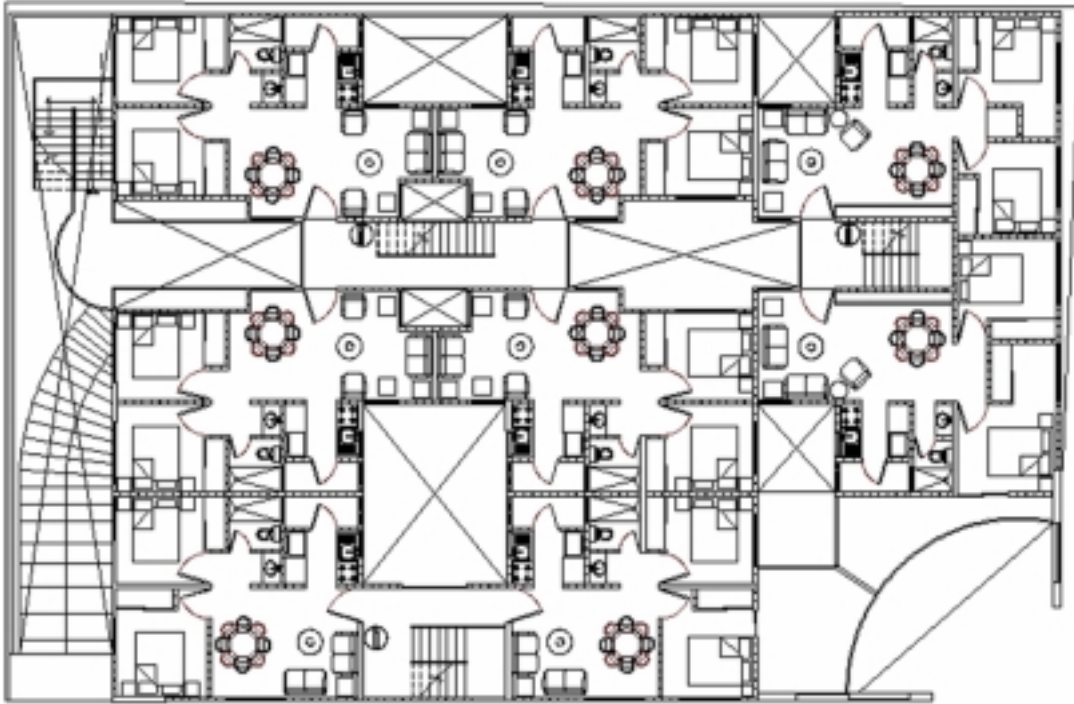


Figura 2.20 Planta arquitectónica Tlaxpana

2.4.3 LUISA

En este caso encontramos un edificio de muchísima expresión orgánica, donde se denotan los balcones que le imprimen un sello de amabilidad. La ventanearía se preocupa por obtener la mejor orientación y logra ser discreta.



Figura 2.21 Proyecto Luisa



Figura 2.22 Proyecto Luisa

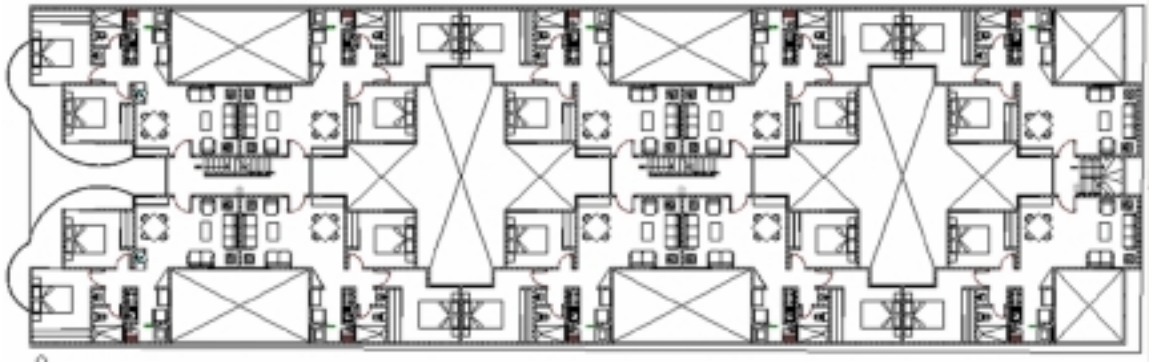


Figura 2.23 Planta arquitectónica Luisa

2.4.4 LÁZARO CÁRDENAS

Lázaro Cárdenas es un proyecto insertado en una de las principales vialidades de la ciudad de México, se exploran nuevas posibilidades en fachada combinando los aplanados, el cristal y el aluminio generando una imagen renovada de las posibilidades de la vivienda de interés social. Es importante destacar que al frente se resuelve el 60% de la densidad con departamentos de dos recamaras y en la parte de atrás se resuelve el faltante con departamentos de tres recamaras y accesos independientes.



Figura 2.24 Proyecto Lázaro Cárdenas



Figura 2.25 Lázaro cárdenas

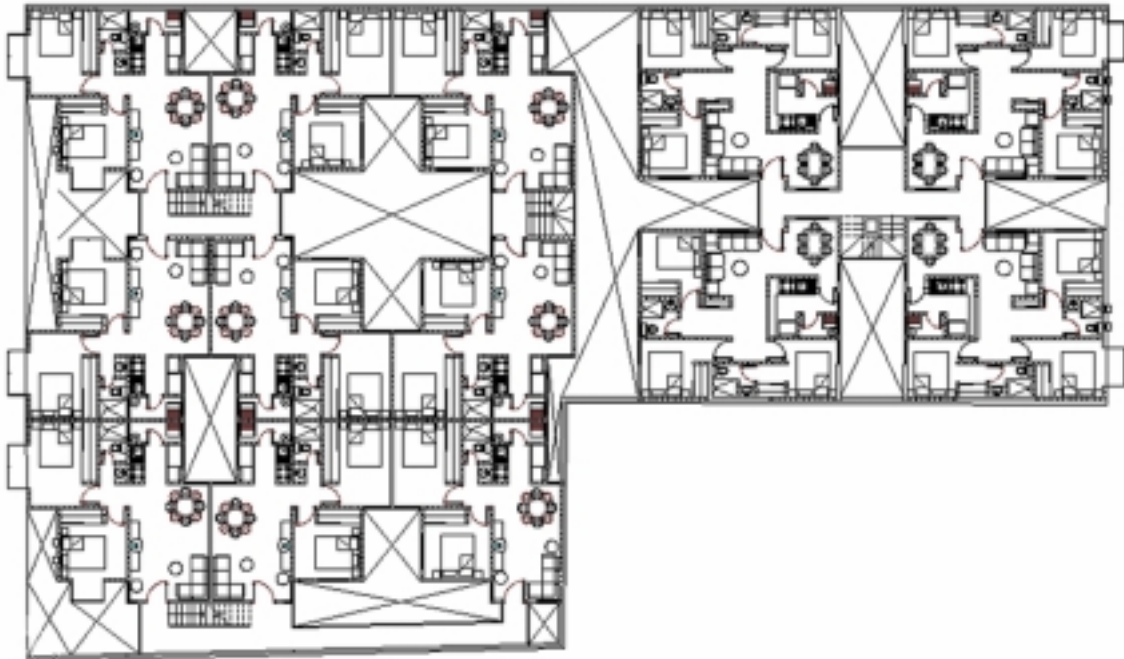


Figura 2.26 Planta arquitectónica Lázaro cárdenas

2.4.5 BÉLGICA

El proyecto de Bélgica siguiendo con la misma tendencia de su antecesor Lázaro Cárdenas busca con el cristal y los ángulos rectos hacer una propuesta de armonía y exploración entre el tabique y otros elementos de color como el cristal en color y tubulares en blanco, generando un ritmo que acentúa la verticalidad del mismo.



Figura 2.27 Proyecto Bélgica



Figura 2.28 Proyecto Bélgica



Figura 2.29 Detalle proyecto Bélgica

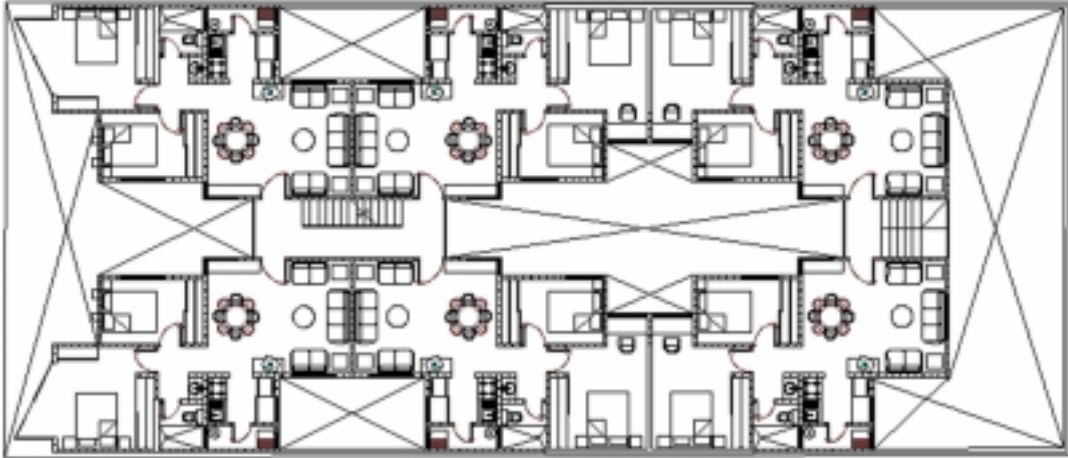


Figura 2.30 Planta arquitectónica Bélgica

2.4.6 XOLA

Este es un edificio insertado en una de las principales vialidades de la ciudad de México, retoma en el diseño mucho de sus antecesores, pero con una mayor preocupación del ruido y la contaminación se hace una propuesta mas cerrada mas hacia el interior, pretendiendo que el usuario viva mas su edificio hacia el interior protegiendo al usuario de los inconvenientes de la ciudad.



Figura 2.31 Proyecto Xola

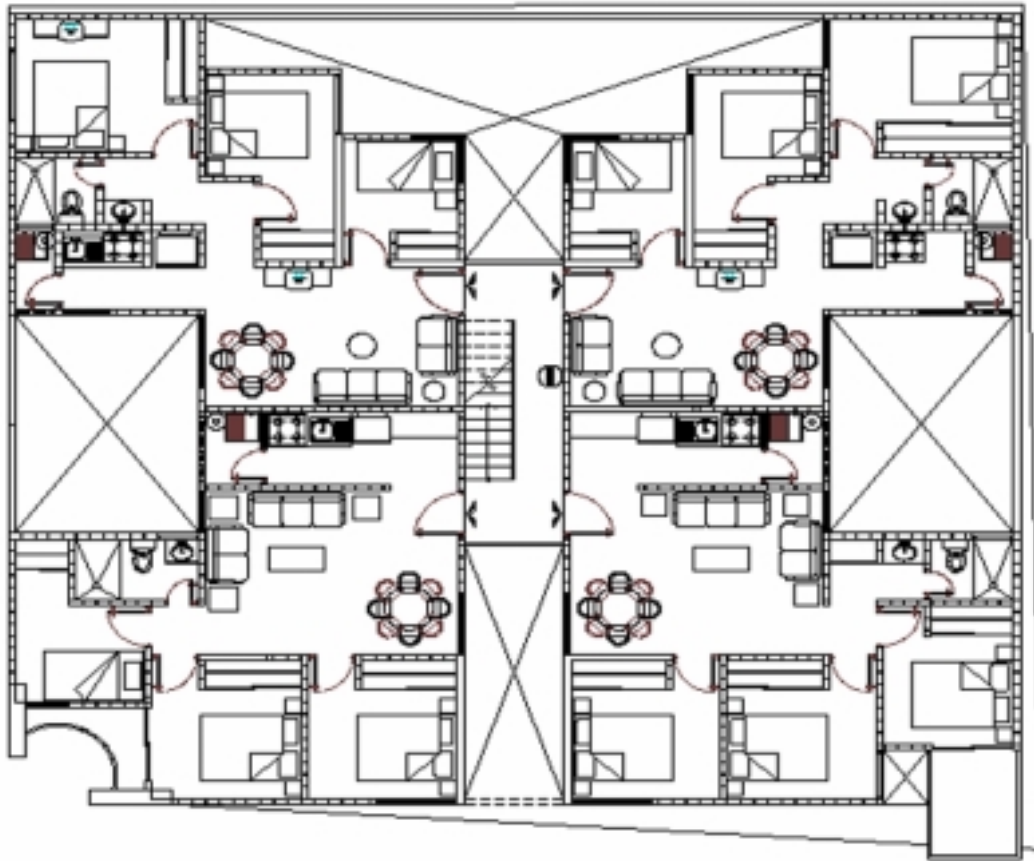


Figura 2.32 Planta arquitectónica, proyecto Xola



Figura 2.33 Vista del proyecto Xola

2.4.7 PETEN

Peten se ubica en una calle estrecha, sin grandes edificaciones a su lado lo que le permite resaltar pero sin afectar las visuales de la calle, se trabaja una fachada ciega hacia el norte protegiendo las habitaciones de dicha orientación, suaves curvas acentúan la fachada logrando una imagen agradable para el observador.



Figura 2.34 Proyecto Petén

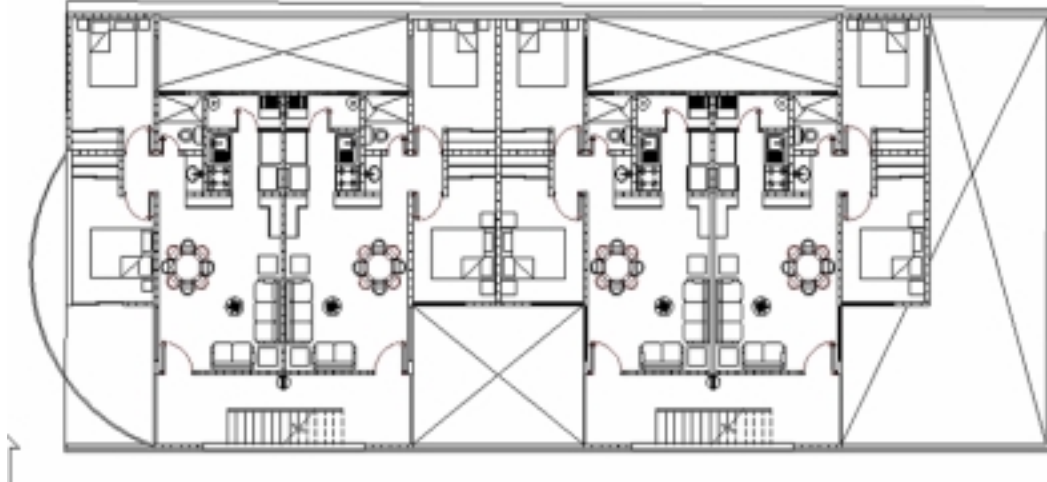


Figura 2.35 Planta arquitectónica Peten

2.4.8 VISTA ALEGRE

Este ejemplo es interesante, debido a que el promotor primero adquirió un predio y se hizo la primera propuesta, meses después se adquirió el predio colindante y se tubo que trabajar en darle continuidad y simetría al primer planteamiento, de tal suerte que este proyecto ocupa una manzana completa, dando la imagen de haber sido proyectado en un mismo momento. Un marco central acentúa los accesos y divide a un edificio del otro.



Figura 2.36 Proyecto Vista alegre

2.4.9 ROMERO

Este desarrollo refleja una nueva generación de proyecto, que toma lo mejor de sus antecesores pero propone una serie de elementos nuevos tanto en lo plástico como en su propio funcionamiento. En este caso en particular encontramos un conjunto de 166 departamentos segmentado en 5 grandes bloques lo cual permite que cada uno sea independiente de los demás, una plaza central da unidad y permite que el usuario tenga la posibilidad de convivir con el resto del edificio.



Figura 2.37 Proyecto Romero

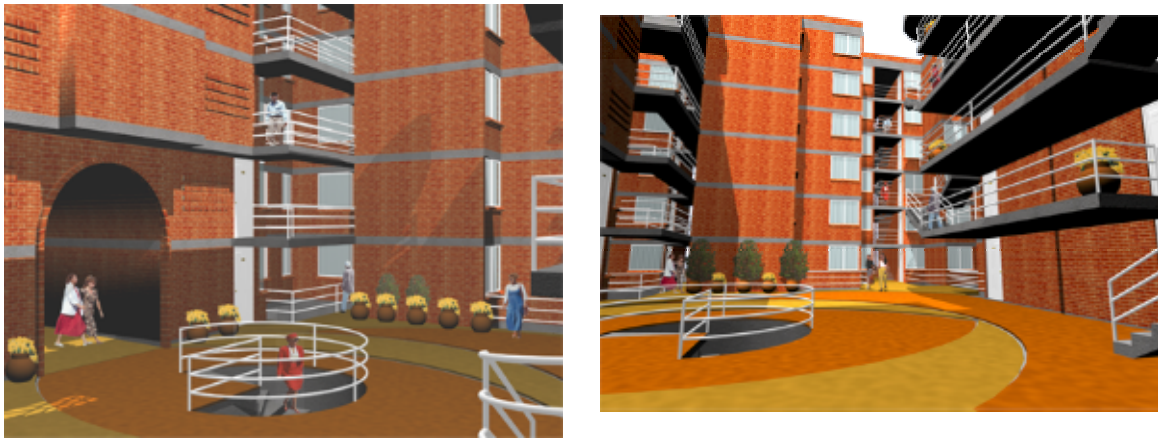


Figura 2.38 Imagen del ambiente de la plaza interior



Figura 2.39 Imagen fachada primer bloque

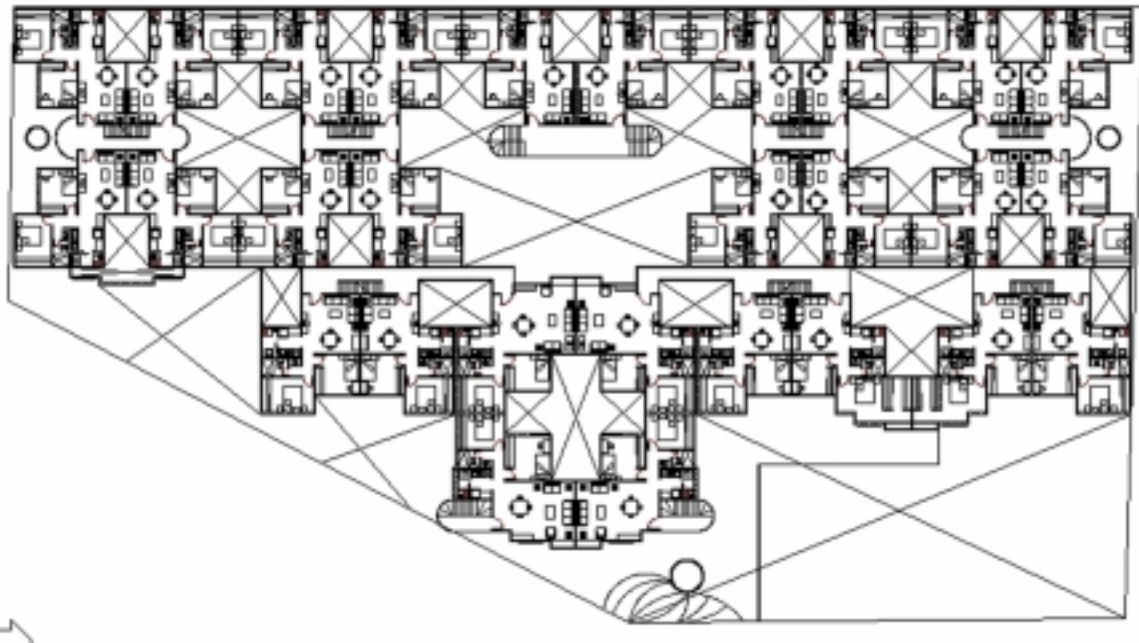


Figura 2.40 Planta arquitectónica Romero

2.5 CONCLUSIONES

Los edificios que se han podido apreciar son una clara muestra de las posibilidades reales que existen de explorar y mejorar el diseño de los departamentos hechos en mampostería y que utilizan materiales que quedan totalmente expuestos como lo son el tabique extruido y el concreto. Lo que nos lleva a reflexionar sobre la responsabilidad de todas las personas que intervienen en el proceso de diseño y concepción del edificio, ya que roto el paradigma de vivienda de interés social = baja calidad en el diseño el factor económico no debe ser mas una barrera para la realización de cada vez mejores proyectos de vivienda de interés social.

En resumen el reto es generar la mejor vivienda para la gente y que eso se traduzca en cada vez ciudades más armónicas, bellas y respetuosas con su entorno.

CAPÍTULO 3

MATERIALES

D. VASCONCELOS T. SÁNCHEZ

SISTEMAS

CONSTRUCTIVOS

PARA VIVIENDA DE

MAMPOSTERÍA

O. DE LA TORRE

CAPÍTULO 3

MATERIALES Y SISTEMAS CONSTRUCTIVOS PARA VIVIENDA DE MAMPOSTERÍA

3.1 MATERIALES

Darío Vasconcelos¹ y Tomás Sánchez²

INTRODUCCIÓN

En este capítulo se presentan las principales características de los materiales que con mayor frecuencia se utilizan para la construcción de mampostería para vivienda. Se presentan algunas recomendaciones prácticas para su uso, y se incluyen algunas referencias útiles para profundizar en el estudio del tema.

Las propiedades mecánicas de la mampostería son más variables y difíciles de predecir que las de otros materiales estructurales como el concreto reforzado o el acero. Esto es debido al poco control que se tiene sobre las propiedades de los materiales componentes y sobre los procedimientos de construcción empleados. Así, el comportamiento estructural de la mampostería, ha sido objeto de una amplia gama de estudios experimentales y analíticos, que han dado como resultado la elaboración de normas para el control de calidad de los elementos que la constituyen así como para el diseño y construcción del producto compuesto.

3.1.1 UNIDADES O PIEZAS

El componente básico para la construcción de mampostería es la unidad o pieza que por su origen puede ser natural o artificial. Las unidades de piedra natural se utilizan sin labrar o labradas. En México suelen distinguirse los

¹ Consultor en Estructuras de Mampostería para Vivienda de Interés Social en varios Organismos y Dependencias Oficiales.

² Coordinador de Difusión, Centro Nacional de Prevención de Desastres.

siguientes tipos de mampostería de acuerdo con la forma en que ha sido labrada la piedra natural (Fig. 3.1).

- a) Mampostería de primera. La piedra se labra en paralelepípedos regulares con su cara expuesta de forma rectangular. Las unidades de piedra de este tipo reciben el nombre de sillares.
- b) Mampostería de segunda. La piedra se labra en paralelepípedos de forma variable siguiendo la configuración natural con que llega de la cantera.
- c) Mampostería de tercera. La piedra se utiliza con la forma irregular con que llega de la cantera, aunque procurando que la cara expuesta sea aproximadamente plana.

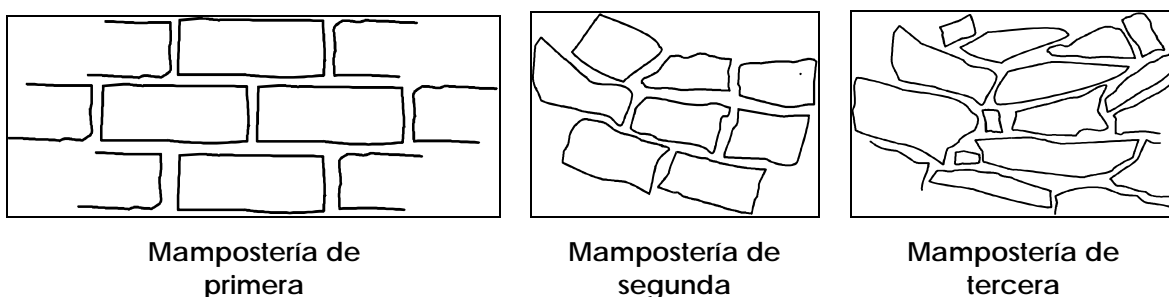


Figura 3.1 Tipos de mampostería de piedras naturales

Las piedras utilizadas tienen propiedades muy variables. En la tabla 3.1 se dan características aproximadas de algunas piedras comúnmente usadas en la construcción.

Tabla 3.1 Propiedades mecánicas de piedras naturales (Robles y otros, 1984)

Piedra	Peso volumétrico seco (t/m^3)	Resistencia a compresión (kg/cm^2)	Resistencia a tensión en flexión (kg/cm^2)	Módulo de Elasticidad (kg/cm^2)* 10^3
Areniscas	1.75 – 2.65	150 – 3200	60 – 120	40 – 200
Basaltos (piedra braza)	2.30 – 3.00	800 – 5800	200 – 300	100 – 300
Granito natural	2.40–3.20	800 – 3000	100 – 200	400 – 500
Mármol	2.40–2.85	300 – 3000	35 – 200	900

3.1.2 PIEDRAS ARTIFICIALES

Existe una gran variedad de piezas de mampostería (piedras artificiales) que se utilizan en la construcción. Estas difieren entre sí tanto por la materia prima utilizada, como por las características geométricas de las piezas y por los procedimientos de fabricación empleados (Figs. 3.2 y 3.3) las materias primas más

comunes son el barro, el concreto, con agregados normales o ligeros, y la arena con cal.

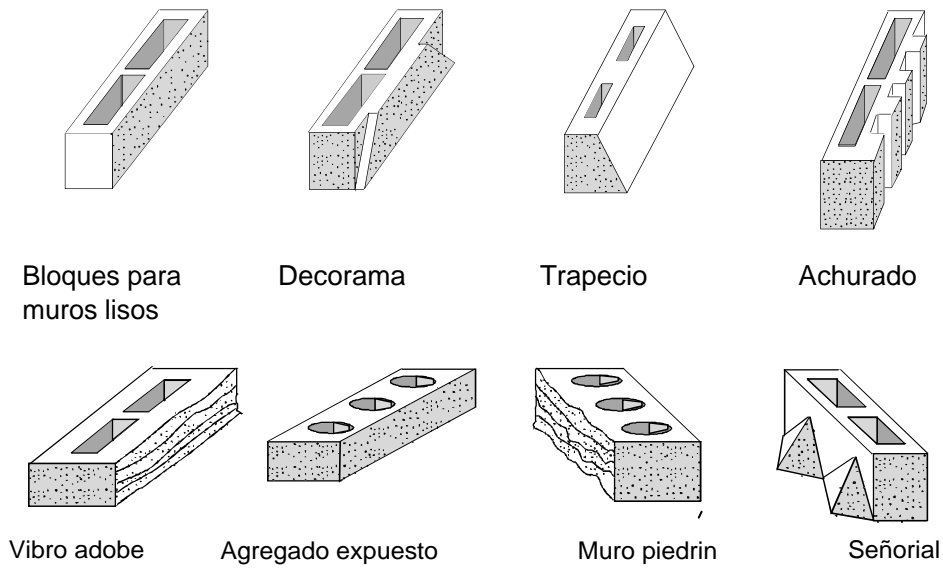
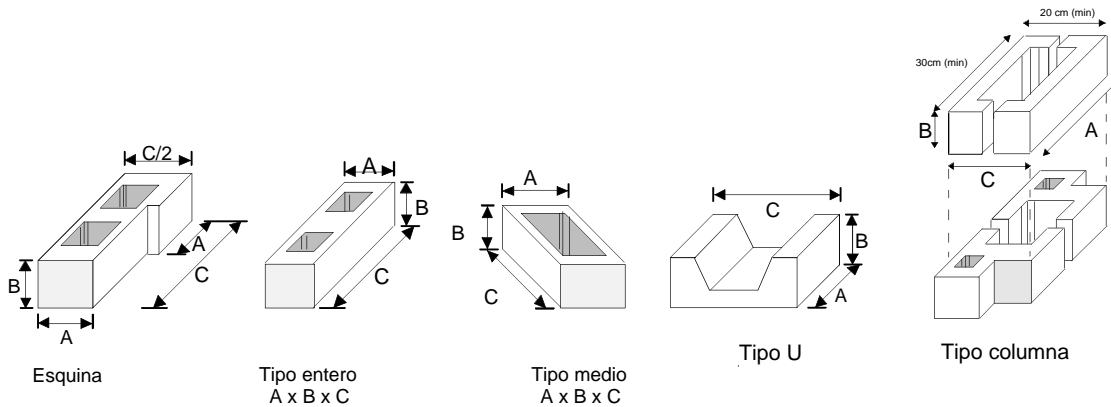


Figura 3.2 Piezas en relieve para mampostería



Tipo entero	Tipo medio	Esquina	Tipo U	Tipo columna
A x B x C				
10x20x40	10x20x20		12x20x40	20x20x40
12x20x40	12x20x40	12x20x40	12x20x20	22x20x40
15x20x40	15x20x40	15x20x40	15x20x40	25x20x40
20x20x40	20x20x40		15x20x20	30x20x40
			20x20x40	
			20x20x20	

Figura 3.3 Dimensiones y tipos de bloque de concreto

Los procedimientos de construcción son muy variados: desde los artesanales (Fig. 3.4) como el cocido en horno para los tabiques comunes, hasta los industrializados (vibro-compactación, para los bloques de concreto, y extrusión para el bloque hueco de barro). La forma es prismática pero con distintas relaciones entre las dimensiones.

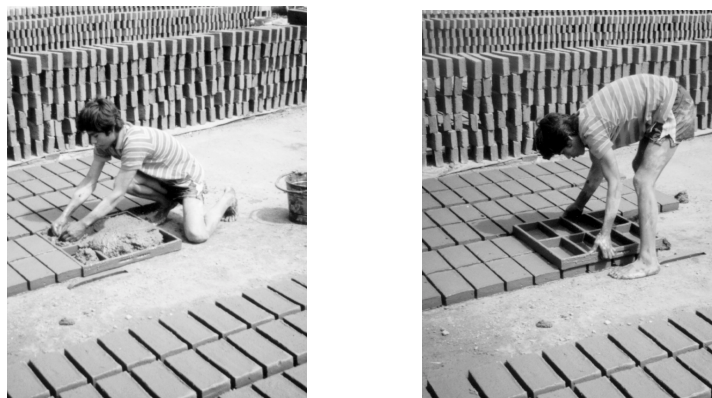


Figura 3.4 Procedimientos artesanales para la producción de tabique de barro recocido

Es recomendable que las piezas usadas en los elementos estructurales de mampostería cumplan los requisitos de calidad para cada material especificados en las Normas Mexicanas (NMX) cuya declaratoria de vigencia se publica en el Diario Oficial de la Federación. Cuando algún reglamento de construcción local haga referencia a una Norma Mexicana, ésta será obligatoria en dicha localidad. En particular deberán aplicarse las siguientes normas.

Norma	Pieza
NMX-C-006	Ladrillos, bloques cerámicos de barro, arcilla y/o similares.
NMX-C-010	Bloques, ladrillos o tabiques y tabicones de concreto.
NMX-C-404-ONNCCE	Bloques, tabiques, ladrillos y tabicones para uso estructural.

Las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería (NTCM) proporcionan resistencias a compresión (f_m^*) y a cortante (v_m^*) para las mamposterías construidas con las siguientes piezas (GDF, 2002a):

- a) Tabique de barro recocido (arcilla artesanal maciza), $f_p^* > 60 \text{ kg/cm}^2$;
- b) Tabique de barro con huecos verticales, $f_p^* > 120 \text{ kg/cm}^2$;
con relación área neta-bruta no menor de 0.5 (arcilla industrializada hueca).
- c) Bloque de concreto tipo pesado $f_p^* > 100 \text{ kg/cm}^2$;

con peso volumétrico neto, en estado seco, no menor que 2000 kg/m³.

- d) Tabique de concreto (tabicón), $f_p^* > 100 \text{ kg/cm}^2$
fabricado con arena sílica y peso volumétrico no menor de 1500 kg/m³.
- e) Piedras naturales (piedra braza, para cimientos de mampostería, muros u otros usos).

Actualmente, en la construcción de vivienda se utilizan también los siguientes materiales:

- Bloque sílico calcáreo, compuesto de arena sílica y cal hidratada, cocido en autoclaves bajo vapor y presión;
- Bloque de concreto celular (concreto ligero);
- Paneles estructurales (alma de alambre con poliestireno, y recubrimiento de mortero en las dos caras);
- Concreto laminado (tabletas de cemento reforzado con fibras sintéticas).

Si bien las NTCM proporcionan algunos valores índice, para los materiales más empleados, no limitan el uso de otros tipo de materiales o modalidad constructiva. En dichas normas se anota: *“Cualquier otro tipo de piezas, de refuerzo o de modalidad constructiva a base de mampostería, diferente de los aquí comprendidos, deberá ser evaluado según lo establece el Reglamento y el Apéndice Normativo A de estas Normas”*.

De acuerdo con la Norma Mexicana NMX-C-404 y con las NTCM (GDF, 2002a), las piezas para uso estructural pueden ser macizas o huecas. Se define a las piezas macizas como aquellas cuya área neta sea igual o mayor al 75% de su área total (bruta) en la sección transversal más desfavorable. Para definir las piezas huecas la norma NMX-C-404 admite que posean huecos verticales u horizontales y con área neta no menor al 40% del área bruta. Sin embargo, las NTCM admiten solamente piezas con hueco vertical (ortogonal a la cara de apoyo que se colocará horizontal), y sólo acepta como huecas a las piezas con no menos del 50% de la relación de área neta a área bruta. Las piezas que no cumplan con alguna de las anteriores especificaciones no podrán ser empleadas para uso estructural, aunque sí para otros usos.

Por otro lado, para las piezas huecas la NMX-C-404 pide un espesor mínimo de las paredes exteriores de 20 mm, mientras que las NTCM admiten que sea de 15 mm. En ambas reglamentaciones, para piezas huecas con 2 hasta 4 celdas, el espesor mínimo de las paredes interiores deberá ser de 13 mm y para piezas multiperforadas, con perforaciones de las mismas dimensiones y cuya distribución sea uniforme, el espesor mínimo de las paredes interiores es 7 mm.

Es comprensible que algunas reglamentaciones locales adopten la norma general pero señalando algunas variaciones para adaptarlas a particularidades de cada región. Bajo este esquema, dicha norma se vuelve de carácter obligatorio. En particular, en las NTCM se prohíbe el uso de piezas con huecos horizontales ya que su comportamiento es muy deficiente, asociado a una falla frágil, y con

poca disipación de energía después del agrietamiento, cuando se pierden las paredes de la pieza.

La resistencia de las piedras artificiales se determina por el ensaye de una pieza. Aunque la restricción a la deformación transversal, proporcionada por la fricción con las cabezas de la máquina de ensaye, influye en la resistencia de la pieza, sigue siendo un ensaye muy útil por la facilidad de ejecución. La forma irregular de las piezas impide muchas veces definir su resistencia real sobre el área neta del material. Por esto es usual definir la resistencia sobre el área bruta, es decir, el área dada por las dimensiones exteriores.

La tabla 3.2 proporciona características representativas de las propiedades mecánicas de las piezas de uso más frecuente. La tabla da rangos de valores de pesos volumétricos medios, resistencias medias a compresión y coeficientes de variación de las resistencias obtenidas de muestras de piezas fabricadas por distintos productores (Robles y otros, 1984). Puede apreciarse que incluso para un tipo dado de piedra existen variaciones grandes en las resistencias promedio y en el control de calidad, reflejado por los coeficientes de variación, de los productos de diversa procedencia. Aún cuando estos datos se obtuvieron en la década de los 70, es preocupante encontrar en la actualidad, para algunas piezas, valores similares o mayores de coeficientes de variación.

Tabla 3.2 Características típicas de algunas piedras artificiales (Robles y otros, 1984)

Material	Resistencia a compresión f_p (kg/cm ²)	Coefficiente de variación, cv	Peso volumétrico (t/m ³)	
Tabique rojo de barro recocido	35 – 115	10 – 30	1.30 – 1.50	
Tabique extruído perforado verticalmente	150 – 430	11 – 25	1.65 – 1.96	
	310 - 570	15 - 20	1.61 - 2.06	
	150 – 400	11 - 26	1.66 - 2.20	
Tabique extruído macizo	375 – 900	5 – 16	1.73 – 2.05	
Tabique extruído, huecos horizontales	75 - 80	13 - 18	1.25 - 1.32	
	50 – 80	16 – 30	1.69 – 1.78	
Bloques de concreto				
	Ligero	20 – 50	10 – 26	0.95 – 1.21
	Intermedio	20 – 80	7 – 29	1.32 – 1.70
	Pesado	70 – 145	7 – 28	1.79 – 2.15
Tabicón	45 – 120	11 – 35	1.05 – 1.6	
Silicio Calcáreo	175 – 200	11 – 15	1.79	

Dos materiales no mencionados en la tabla, pero de gran importancia, son el adobe y el tabique de suelo–cemento. El adobe es un material de gran importancia en el medio rural. Se trata de un tabique de barro sin cocer, normalmente mezclado con fibras de distintos tipos (estiércol, paja, hojas, etc.) y secado al sol al aire libre. Su resistencia a la compresión es del orden de 15 kg/cm². El tabique suelo–cemento es un material que parece de interés por su bajo

costo. Se fabrica mezclando suelos de ciertas características con cemento portland.

Según la NMX-C-404, las piedras artificiales que se utilizan con fines estructurales se clasifican en tabiques, bloques y tabicones, y deben tener las siguientes características:

Tabique: "...fabricado de forma prismática con arcillas comprimidas o extruídas, mediante un proceso de cocción o de otros materiales con procesos diferentes. Las dimensiones nominales mínimas deben ser 5 cm de alto, 10 cm de ancho y 19 cm de largo sin incluir la junta de albañilería".

Bloque: "...fabricado por moldeo del concreto y/o de otros materiales, puede ser macizo o hueco. Las dimensiones nominales de las piezas deben basarse en el módulo de 10 cm en múltiplos o submúltiplos, estando incluida la junta de albañilería de 1 cm de espesor. Sus dimensiones mínimas deben ser de 10 cm de altura, 10 cm de ancho y 30 cm de largo. Las dimensiones de la pared deben ser de 2.5 cm como mínimo".

Tabicón: "...fabricado de concreto u otros materiales. Las dimensiones nominales mínimas deben ser de 6 cm de alto, 10 cm de ancho y 24 cm de largo. Se incluye la junta de albañilería".

En la norma antes mencionada se indica además que en localidades donde se cuente con un reglamento de construcción, cuya vigencia sea posterior a los sismos de 1985, y que contenga disposiciones de diseño sismorresistente para estructuras de mampostería, regirán las disposiciones estipuladas en dicho reglamento referentes a los requisitos de dimensiones nominales mínimas, áreas netas mínimas y espesores mínimos de paredes de piezas macizas y huecas. En caso contrario regirán las especificaciones de la NMX-C-404. Dicha norma indica valores de resistencia mínima a la compresión para las piezas de mampostería que se utilizan con fines estructurales. Estos valores son de 60 kg/cm² para bloques y tabiques recocidos y de 100 kg/cm² para tabique extruído con hueco vertical y tabicones.

3.1.3 LOS MORTEROS

Los morteros son mezclas plásticas aglomerantes que resultan de combinar arena y agua con un material cementante que puede ser cemento, cal, o una mezcla de estos materiales.

Las principales propiedades de los morteros son: su resistencia a la compresión y tensión, adherencia con la piedra, módulo de elasticidad, trabajabilidad, rapidez de fraguado, e impermeabilidad. Otra característica importante es su retención de agua, es decir, su capacidad para evitar que la pieza absorba el agua necesaria para el fraguado del mortero. El índice de

resistencia generalmente aceptado es la resistencia a compresión, obtenida según la NMX-C-061 mediante el ensaye de muestras cúbicas de 5 cm de lado.

Las propiedades mecánicas de los morteros son muy variables y dependen principalmente del tipo de cementante utilizado y de la relación arena/cementante. Los morteros a base de cal, son de baja resistencia a compresión, del orden de 1 a 10 kg/cm², por lo cual en las NTCM se descarta el uso de la cal como único cementante del mortero en elementos que tengan función estructural. Según dichas normas, todo mortero deberá tener cemento hidráulico (con al menos la proporción que se indica en la tabla 3.3). Las mezclas que se obtienen son muy trabajables, de fraguado lento y con buena retención de agua. El fraguado lento es favorable ya que permite preparar una mezcla para toda una jornada de trabajo, sin embargo una desventaja importante se refiere a que la resistencia de la mampostería se desarrolla lentamente.

Los morteros de cemento tienen resistencias a la compresión mucho más altas que los de cal, entre 40 y 200 kg/cm². El módulo de elasticidad varía entre 10,000 y 50,000 kg/cm² y el peso volumétrico es de aproximadamente 2 t/m³.

Estos morteros son de fraguado rápido; una mezcla puede usarse como máximo 40 a 60 minutos después de fabricada. Son menos trabajables que los de cal y su retención de agua es menor que en los morteros de cal. Los morteros de yeso tienen resistencias muy bajas, fraguado muy rápido y sólo se usan en modalidades constructivas especiales.

Los morteros que contienen más de un material cementante se conocen como mixtos. En la práctica prevalecen los morteros elaborados con cemento y cal ya que reúnen ventajas de los dos materiales, dando lugar a mezclas de buena resistencia y trabajabilidad. También se usan ampliamente los cementantes premezclados, como los llamados cementos de albañilería que contienen cemento, cal y aditivos plastificadores.

Para fines estructurales, la relación arena a cementante recomendable debe estar entre 2.25 y 3 ya que se obtienen así mezclas de buena resistencia, buena adherencia con la piedra y baja contracción. La variabilidad en la resistencia que se obtiene para un proporcionamiento dado es considerable, debido a que la dosificación se hace por volumen y sin controlar la cantidad de agua. El coeficiente de variación se encuentra entre 20 y 30%.

Las NTCM mencionan las siguientes recomendaciones para el mezclado del mortero (GDF, 2002a).

“El mortero se elaborará con la cantidad de agua mínima necesaria para obtener una pasta manejable”. “Los materiales se mezclarán en un recipiente no absorbente, prefiriéndose un mezclado mecánico. El tiempo de mezclado, una vez que el agua se agrega, no debe ser menor de 4 min., ni del necesario para alcanzar 120 revoluciones. La consistencia del mortero se ajustará tratando de que alcance la mínima fluidez compatible con una fácil colocación”.

“Remezclado. Si el mortero empieza a endurecerse, podrá remezclarse hasta que vuelva a tomar la consistencia deseada agregándole un poco de agua si es necesario. Sólo se aceptará un remezclado”. “Los morteros a base de cemento portland ordinario deberán usarse dentro del lapso de 2.5 h a partir del mezclado inicial”.

En la tabla 3.3 se muestran algunos proporcionamientos recomendados para su empleo en elementos estructurales y las resistencias mínimas que deben obtenerse.

Tabla 3.3 Proporcionamientos recomendados para mortero en elementos estructurales (GDF, 2002a)

Tipo de mortero	Partes de cemento	Partes de cemento de albañilería	Partes de cal	Partes de arena*	Valor típico de la resistencia nominal en compresión, kg/cm ²
I	1	0	0 a 1/4	No menos de 2.25 ni más de 3 veces la suma de cementantes en volumen	125
	1	0 a 1/2	0		
II	1	0	1/4 a 1/2		75
	1	1/2 a 1	0		
III	1	0	1/2 a 1 1/4	40	

* El volumen de arena se medirá en estado suelto

Diversas investigaciones han demostrado que la adherencia entre el mortero y las piezas de mampostería es de naturaleza mecánica. Cuando el mortero se pone en contacto con la pieza de mampostería, ésta succiona lechada que penetra por los poros capilares de la pieza, que al cristalizar forma la trabazón mecánica, que es la base de la adhesión entre ambos elementos. Este fenómeno será incrementado tanto por el aumento de la rugosidad superficial en la cara de asiento de la unidad, como por la presencia de cavidades o alvéolos en la misma cara (Gallegos, 1989). En la figura 3.5 se muestra en forma esquemática el proceso antes descrito. Nótese que en la pieza inferior se desarrolla por la naturaleza del proceso constructivo, una mayor adherencia con respecto a la pieza superior que succiona menos lechada. Para minimizar este efecto e incrementar la adherencia se puede optar por uno o más de los siguientes procedimientos:

- a) Proveer juntas de mortero gruesas, de manera que la succión de agua por la unidad de abajo no alcance a afectar la disponible para la de arriba. La consecuencia de este procedimiento es la reducción de la resistencia a la compresión de la mampostería.
- b) Reducir la succión en el momento del asentado de la pieza cuando esta succión es elevada. Esto implica humedecer la unidad, incorporando un factor más de variabilidad difícilmente controlable.

- c) Aumentar la consistencia del mortero (aumentando la cantidad de agua en el mismo) o aumentando su retentividad³, por ejemplo, añadiendo cal en la dosificación del mortero. Sin embargo, estas posibilidades tienen limitaciones.

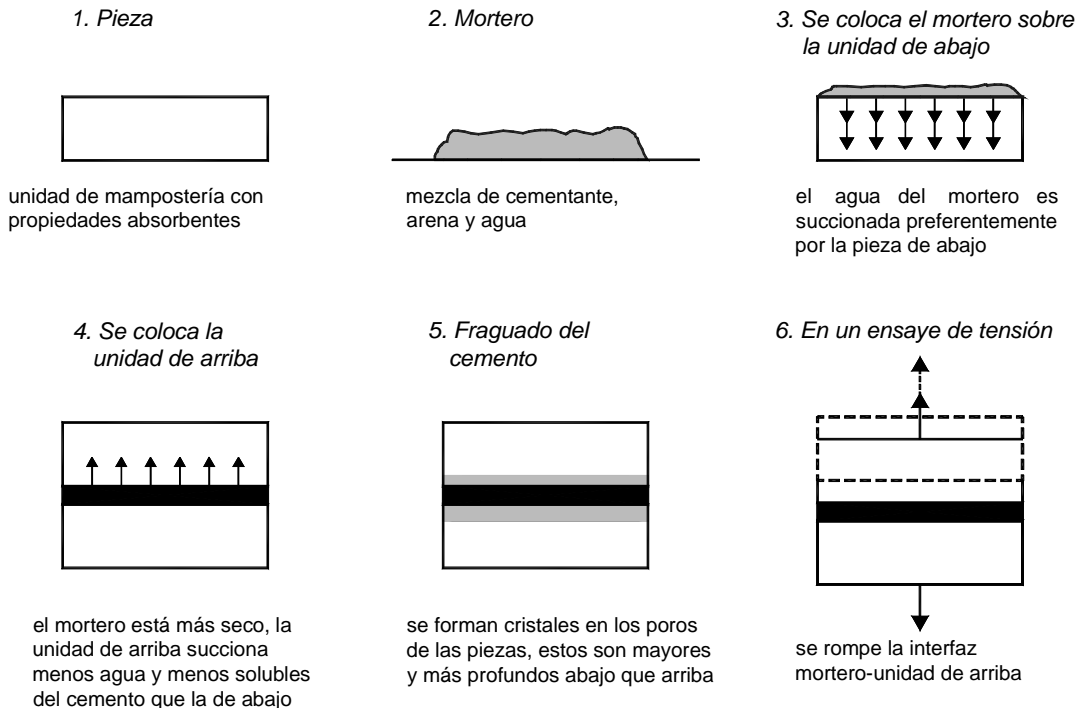


Figura 3.5 Mecánica de la adherencia entre piezas y mortero (Gallegos, 1989)

En las figuras 3.6 y 3.7 se muestra de manera general, el efecto de diferentes parámetros en la adherencia medida en ensayos a tensión. Se observa que existe un rango de succión de la pieza al momento de la colocación del mortero que fluctúa entre los 10 y 40 gramos, en donde la adherencia es máxima. Por otra parte, los proporcionamientos elevados de cal y arena reducen la adherencia al reducirse la concentración de cementante, material que provee los cristales necesarios para la trabazón en la interfaz. Si se demora la colocación de la pieza se permite además de que el agua se evapore, que la pieza de abajo extraiga del mortero una mayor cantidad de agua disminuyendo la incrustación de cristales en la interfaz superior. Obviamente si se retira una pieza asentada se pierde totalmente su adherencia, si se bambolea la pieza al asentarla, se reduce esta propiedad, y si se ejerce presión en la colocación o asentado de la pieza se mejora la adherencia.

³ Cualidad del mortero que mide su consistencia o fluidez durante su colocación, cuando entra en contacto con superficies absorbentes.

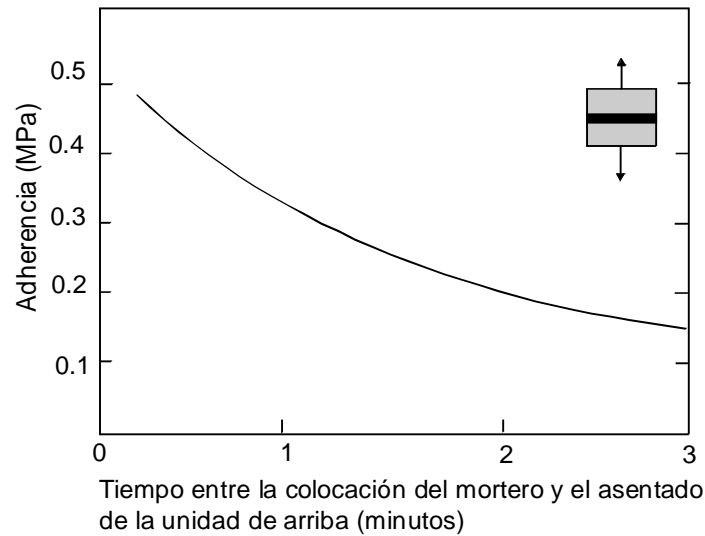


Figura 3.6 Variación de la adherencia con respecto de la demora de asentado de la pieza superior (Gallegos, 1989)

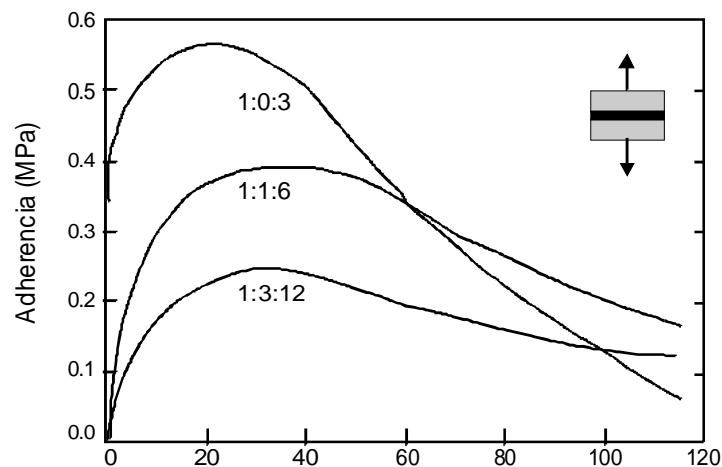


Figura 3.7 Efecto de la succión de las piezas en la adherencia para diferentes proporciones del mortero (Gallegos, 1989)

3.1.4 ACERO DE REFUERZO

De acuerdo con las NTCM (GDF, 2002a), el refuerzo que se emplee en castillos, y dalas y/o elementos colocados en el interior del muro, estará constituido por barras corrugadas, por malla de acero, por alambres corrugados laminados en frío, o por armaduras soldadas por resistencia eléctrica de alambre de acero para castillos y dalas, que cumplan con las Normas Mexicanas correspondientes. Se admitirá el uso de barras lisas, como el alambón,

únicamente en estribos, en mallas de alambre soldado o en conectores. El diámetro mínimo del alambión para ser usado en estribos es de 5.5 mm.

Para el refuerzo que debe colocarse como refuerzo interior en juntas o en huecos de las piezas es recomendable emplear la mayor cantidad de barras y alambres de pequeño diámetro para asegurar un recubrimiento adecuado y facilitar el correcto llenado de los espacios donde se coloca el refuerzo. El tipo de acero que se utiliza en la mampostería confinada y en la mampostería con refuerzo interior, no difiere del empleado en el concreto reforzado.

La utilización en la junta de mortero, de barras y alambres de diámetro pequeño, ha demostrado que la utilización del refuerzo en la junta mejora la resistencia al cortante, reduce el ancho de grietas y proporciona una mayor capacidad de deformación ante fuerzas laterales (Hernández y Meli, 1976; Díaz y Vázquez del Mercado, 1995)

El refuerzo en la junta de mortero debe hacerse, necesariamente, con alambres delgados cuyo diámetro no exceda la mitad del espesor nominal de la junta. Las NTCM prohíben explícitamente el uso de la escalerilla (alambres soldados) como refuerzo horizontal debido a la falla frágil en los puntos de soldadura (GDF, 2002a). En todo caso, el alambre puede ser liso o corrugado. Los diámetros de acero de refuerzo más usados para la construcción de vivienda se muestran en la tabla 3.4.

Tabla 3.4 Características de barras de refuerzo comúnmente usadas para la construcción de vivienda (NMX-C-407)

Denominación	Diámetro		Área cm ²	Peso kg/m	f_y kg/cm ²	Notas
	mm	pulg				
Alambión No. 2	6.4	1/4	0.32	0.248	2100 ⁽¹⁾	Lisa
No. 2.5	7.9	5/16	0.49	0.388	4200 ⁽²⁾	Corrugada
No. 3	9.5	3/8	0.71	0.560	4200	
No. 4	12.7	1/2	1.27	0.994	4200	
No. 5	15.9	5/8	1.98	1.552	4200	

¹ El esfuerzo de fluencia en el alambre No. 2 conocido como "alambión" no está normado. El valor asentado es un valor conservador observado en ensayos de materiales.

² Los valores de la NMX están en sistema internacional, $f_y = 412$ MPa.

Con la idea de lograr una mayor economía y versatilidad en la ejecución de la obra, se han producido además de barras de alta resistencia ($f_y = 6\,000$ kg/cm²), elementos prefabricados de acero, tales como castillos con resistencias a la fluencia de 5 000 y 6 000 kg/cm², y en las dimensiones más comúnmente usadas, mallas soldadas con $f_y = 5\,000$ kg/cm², lisas o corrugadas con diámetro de alambre de 3.43, 4.11, 4.88, 5.72 y 6.35 mm, y armadura con $f_y = 5\,000$ y 6 000 kg/cm², cuya aplicación principal es para losas de vigueta y bovedilla (tabla 3.5).

Tabla 3.5 Características de alambre de acero laminado en frío para refuerzo

Diámetro		Área cm ²	Peso kg/m	f_y kg/cm ²	Nota	NMX
mm	pulg					
4.0	5/32	0.12	0.10	6000	Corrugada	NMX-B-072
4.8	3/16	0.18	0.14	6000		
6.4	1/4	0.32	0.25	6000		
7.9	5/16	0.49	0.39	6000		

Cabe mencionar que tanto la fabricación de alambre, barras, mallas y armaduras deben cumplir entre otras, con las siguientes Normas Mexicanas:

- NMX-B-072 Alambre corrugado de acero, laminado en frío para refuerzo de concreto
- NMX-B-253 Alambre liso de acero, estirado en frío para refuerzo de concreto
- NMX-B-290 Malla soldada de alambre liso de acero, para refuerzo de concreto

3.1.5 CONCRETO

Con el fin de lograr la integración del acero de refuerzo con la mampostería los huecos de las piezas se llenan con concreto, el cual, para poder ser vaciado, debe tener una elevada fluidez. El nombre en inglés que se refiere a este concreto es *grout*. Una de las primeras traducciones de este término al idioma castellano fue “*lechada de cemento*”, acepción que no contempla la posibilidad de que el *grout* contenga, como es necesario para muchas de sus aplicaciones, agregados finos y gruesos. Actualmente, los términos que expresan con mayor propiedad de qué se trata son: para *grout* sin agregados, lechada de cemento, y, para *grout* con agregados, concreto líquido.

En las construcciones de mampostería reforzada se busca que el concreto líquido tenga una elevada trabajabilidad. Así una medida recomendable de revenimiento es de 20 cm. Esta condición demanda contenidos de agua elevados sin producir segregación de los materiales, con relaciones agua/cemento de entre 0.8 y 1.2. Podría pensarse que al tener relaciones tan altas, el producto final será de escasa resistencia; sin embargo al colocar el concreto en los huecos de las piezas, éstas, son muy absorbentes, y retirarán gran parte del exceso de agua, modificando la relación agua/cemento del concreto a valores del orden de 0.6. La consistencia del concreto líquido debe ser compatible con las dimensiones de los espacios a llenar y con las características de absorción de la mampostería.

El tamaño máximo de agregado (TMA) está limitado, por la dimensión de los huecos, por lo que las NTCM especifican no usar TMA mayores de 1 cm.

El transporte y el vaciado del concreto pueden efectuarse por cualquier método no sujeto a segregaciones. El vaciado debe llevarse a cabo de tal modo de no producir segregación y de no dejar aire atrapado en los huecos de las piezas. El concreto líquido debe compactarse, ya que usualmente, la presión hidrostática no es suficiente para tal efecto, por lo que es indispensable vibrar.

3.1.6 PROPIEDADES MECÁNICAS DEL CONJUNTO PIEZA-MORTERO

La resistencia en compresión de las piezas es el parámetro más importante del que dependen las propiedades mecánicas de los muros. Por otra parte las propiedades mecánicas pueden deducirse ya sea del estudio de los materiales componentes, piedra y mortero, o del ensaye directo de probetas compuestas. La primera forma es evidentemente menos precisa debido al gran número de variables que intervienen en el problema y a la dificultad de tomar en cuenta la interacción entre los dos materiales.

Para mampostería de piedras artificiales, la resistencia en compresión del conjunto ha sido estudiada a través del ensaye de pilas formadas por varias piezas sobrepuestas hasta alcanzar una relación altura a espesor de aproximadamente cuatro.

En las NTCM, se dan valores específicos de las propiedades mecánicas de diseño para las combinaciones más usuales de piezas y morteros, para las que hay información experimental y experiencia práctica disponible. Para otros materiales se indican las pruebas necesarias para determinar dichas propiedades (tablas 3.6 y 3.7).

Tabla 3.6 Resistencia de diseño a compresión de la mampostería, f_m^* , para algunos tipos de pieza, sobre área bruta (GDF, 2002a)

Tipo de pieza	Valores de f_m^* , en kg/cm ²		
	Mortero		
	I	II	III
Tabique de barro recocido ($f_p^* > 60$ kg/cm ²).	15	15	15
Tabique de barro con huecos verticales ($f_p^* > 120$ kg/cm ²)	40	40	30
Bloque de concreto (tipo pesado, $f_p^* > 100$ kg/cm ²)	20	15	15
Tabique de concreto (tabicón, $f_p^* > 100$ kg/cm ²)	20	15	15

La obtención de las resistencias a la compresión y al cortante de la mampostería, se realiza mediante el ensaye de pilas y muretes, respectivamente (ONNCCE, 2002a y 2002b).

Tabla 3.7 Esfuerzo cortante resistente de diseño para algunos tipos de mampostería, sobre área neta (GDF, 2002a)

Pieza	Tipo de mortero	v_m^* , kg/cm ²
Tabique de barro recocido ($f_p^* > 60$ kg/cm ²).	I	3.5
	II y III	3.0
Tabique de barro con huecos verticales ($f_p^* > 120$ kg/cm ²)	I	3
	II y III	2
Bloque de concreto (tipo pesado, $f_p^* > 100$ kg/cm ²)	I	3.5
	II y III	2.5
Tabique de concreto (tabicón, $f_p^* > 100$ kg/cm ²)	I	3
	II y III	2

Aun cuando se tratará en otro capítulo el comportamiento sísmico de la mampostería, conviene apuntar que en las normas técnicas complementarias para diseño por sismo (GDF, 2002b) especifican reducir las fuerzas sísmicas por un factor de comportamiento $Q = 2$ para muros de piezas macizas que cumplan con los requisitos de refuerzo para muros diafragma, confinados o con refuerzo interior; mientras que para muros de piezas huecas debe usarse $Q = 1.5$, lo que implica fuerzas de diseño 33% mayores. Lo anterior responde esencialmente a que los muros de piezas macizas tienen un comportamiento menos frágil que los de piezas huecas, en los que la falla de los muros da lugar a una pérdida súbita de capacidad.

3.1.7 MAMPOSTERÍA DE PIEDRAS NATURALES

Los resultados experimentales acerca de la resistencia en compresión de este material son escasos. En pruebas efectuadas en especímenes aproximadamente cúbicos de 40 cm de lado, se han obtenido resistencias del orden de 200 kg/cm² para la sillería y de 120 kg/cm² para mampostería ordinaria. Se observa que estos valores son muy inferiores a la resistencia de la piedra sola (tabla 3.1) y mayores que la resistencia del mortero.

El mecanismo de falla no está muy bien definido. La resistencia parece ser muy sensible a la calidad del mortero, al tamaño de las piedras y al espesor de las juntas. La variación de la resistencia en especímenes nominalmente iguales es considerable. Los valores en los cubos son representativos de la resistencia en carga axial de elementos cortos en los que no hay efectos de esbeltez. Se considera que estos últimos son despreciables si la relación altura a espesor del elemento no excede de cinco (Robles y otros, 1984).

En la tabla 3.8 se dan valores conservadores de la resistencia a compresión de la mampostería de piedras naturales, clasificada como mampostería de tercera. Estos valores ya incluyen el factor de reducción F_R .

Tabla 3.8 Resistencia en compresión de la mampostería de piedras naturales (GDF, 2002a)

Tipo de mortero	$F_R f_m^*$ (kg/cm ²)	$F_R v_m^*$ (kg/cm ²)
Mampostería unida con mortero de resistencia en compresión mayor o igual a 50 kg/cm ² .	20	0.6
Mampostería unida con mortero de resistencia a compresión menor que 50 kg/cm ² .	15	0.4

Nota: Los esfuerzos de diseño anteriores incluyen un factor de reducción, F_R , que por lo tanto no deberá ser considerado nuevamente en las fórmulas de predicción de resistencia.

Se establecen además los siguientes requisitos:

- Su resistencia mínima a compresión en dirección normal a los planos de formación sea de 150 kg/cm²;
- Su resistencia mínima a compresión en dirección paralela a los planos de formación sea de 100 kg/cm²
- La absorción máxima sea de 4 por ciento; y
- Su resistencia al intemperismo, medida como la máxima pérdida de peso después de cinco ciclos en solución saturada de sulfato de sodio, sea de 10 por ciento.

Las piedras no necesitarán ser labradas, pero se evitará, en lo posible, el empleo de piedras de formas redondeadas y de cantos rodados. Por lo menos, el 70 por ciento del volumen del elemento estará constituido por piedras con un peso mínimo de 30 kg, cada una.

En cuanto a los morteros que se empleen para mampostería de piedras naturales, las NTCM piden que sea al menos del tipo III, con al menos una cantidad de cemento como la de la tabla 3.3. Ciertamente es que, históricamente, se ha usado mampostería con mortero a base de cal (o de lodo como en las estructuras de adobe), pero estas recomendaciones buscan garantizar un nivel mínimo de calidad en las nuevas construcciones.

REFERENCIAS

Departamento del Distrito Federal (DDF, 1995), "Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de mampostería", *Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal*, México, D.F., 27 de febrero, 16 pp.

Díaz R. y Vázquez del Mercado R.R. (1995), "Comportamiento de muros de mampostería confinada reforzados horizontalmente", *Tesis profesional*, Facultad de Ingeniería, UNAM, México, 215 pp.

Gallegos H. (1989), "*Albañilería estructural*", Pontificia Universidad Católica del Perú; Lima Perú, agosto.

Gobierno del Distrito Federal (GDF, 2002a), "Normas técnicas complementarias para el diseño y construcción de estructuras de mampostería", Anteproyecto del Comité de Normas, México, D.F., 47 pp.

Gobierno del Distrito Federal (GDF, 2002b), "Normas técnicas complementarias para diseño por sismo", Anteproyecto del Comité de Normas, México, D.F., 22 pp.

Hernández O. y Meli R. (1976), "Modalidades de refuerzo para mejorar el comportamiento sísmico de muros de mampostería", *Informe No. 382*, Instituto de Ingeniería, UNAM, México, 35 pp.

Instituto de Ingeniería (1991), "Comentarios, ayudas de diseño y ejemplos de las normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto, DDF", *Series del Instituto de Ingeniería N° ES-2*, UNAM, México D.F., noviembre, 341 pp.

NMX-B-072 (1986), "Alambre corrugado de acero, laminado en frío para refuerzo de concreto", Secretaría de Comercio y Fomento Industrial, México, 11 pp.

NMX-B-253 (1988), "Alambre liso de acero, estirado en frío para refuerzo de concreto", Secretaría de Comercio y Fomento Industrial, México, 9 pp.

NMX-B-290 (1988), "Malla soldada de alambre liso de acero para refuerzo de concreto", Secretaría de Comercio y Fomento Industrial, México, 9 pp.

NMX-C-006 (1976), "Ladrillos, bloques cerámicos de barro, arcilla y/o similares", Secretaría de Comercio y Fomento Industrial, México, 11 pp.

NMX-C-010 (1986), "Industria de la construcción. Concreto. Bloques, ladrillos o tabiques y tabicones", Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación, México, 9 pp.

NMX-C-061-ONNCCE (2001), "Determinación de la resistencia a la compresión de cementantes hidráulicos", Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación, México.

NMX-C-404-ONNCCE (1997), “Industria de la construcción. Bloques, tabiques o ladrillos y tabicones para uso estructural. Especificaciones y métodos de prueba”, Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación, México, 11 pp.

NMX-C-407-ONNCCE (2001), “Industria de la construcción. Varilla corrugada de acero proveniente de lingote y palanquilla para refuerzo de concreto. Especificaciones y métodos de prueba”, Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación, México, 14 pp.

ONNCCE (2002a), “Anteproyecto de Norma Mexicana para la determinación de la resistencia a compresión y del módulo de elasticidad de pilas de mampostería de barro y de concreto”, Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación, México, 8 pp.

ONNCCE (2002b), “Anteproyecto de Norma Mexicana para la determinación de la resistencia a compresión diagonal y de la rigidez a cortante de muretes de mampostería de barro y de concreto”, Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación, México, 9 pp.

Robles F., González O. y Meli R. (1984), “Apuntes de mecánica de materiales, Primer curso”, Facultad de Ingeniería, UNAM, México D.F.

San Bartolomé A. (1994), “*Construcciones de albañilería. Comportamiento sísmico y diseño estructural*”, Fondo editorial de la Pontificia Universidad Católica del Perú, primera edición, octubre, 228 pp.

3.2 SISTEMAS CONSTRUCTIVOS PARA VIVIENDA DE MAMPOSTERÍA

Oscar de la Torre¹

INTRODUCCIÓN

La creación de nuevos materiales y sistemas constructivos para la vivienda, ha sido y será permanente, siempre para lograr un producto que proporcione mayor confort al usuario, mejor apariencia, durabilidad y sobre todo, a menor costo. Cualquier aportación o novedad que se salga de los lineamientos de la normatividad vigente, requiere investigación y experimentación, por lo que algunos comentarios y notas integradas al texto ó figuras de este capítulo admiten críticas, sugerencias y modificaciones, siempre por el bien de todos los involucrados.

3.2.1 TIPOS DE MUROS

3.2.1.1 Muros diafragma

Son muros contenidos dentro de trabes y columnas de un marco estructural, al que proporcionan rigidez, ante la acción de cargas laterales, pueden ser de mampostería confinada, reforzada interiormente, no reforzada, ó de piedras naturales, y con un espesor no menor de 10 cm.

La unión entre el marco y el muro diafragma deberá garantizar la estabilidad de este, bajo la acción de fuerzas perpendiculares al plano del muro. Además, las columnas del marco deberán ser capaces de resistir, cada una, en una longitud igual a una cuarta parte de su altura libre, una fuerza cortante igual ó mayor a la mitad de la carga lateral que actúa sobre el tablero. (ver Fig. 3.8).

Pueden integrarse al marco, usándolos como cimbra parcial de trabes y columnas, o bien colocarse después del cimbrado el marco, usando dalas y castillos de "empaque" o morteros con aditivo expansor en la mezcla en lugar de la última hilada. El concepto de diagonal equivalente (aproximado) o el concepto de elemento finito, se usan para el modelo matemático de análisis estructural.

¹ Director General, Proyecto Estructural, S.A. y Ex-Presidente de la Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural.

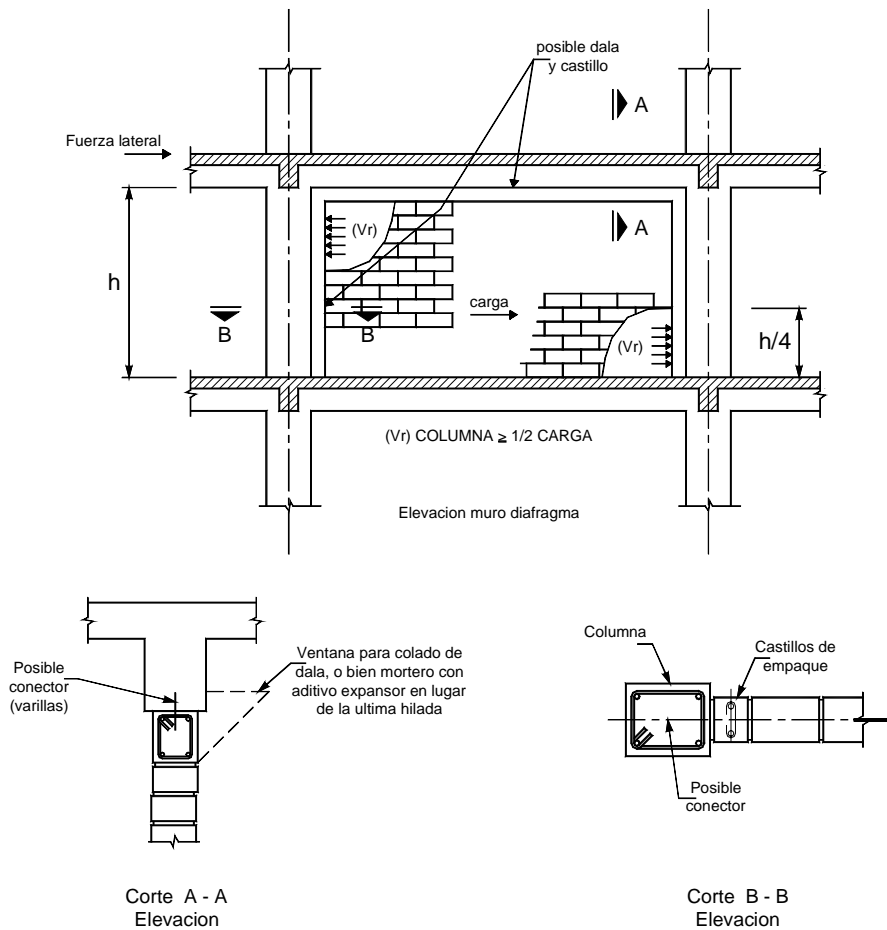


Figura 3.8 Detalles en planta y elevación de un muro diafragma

Un caso de estructuración para vivienda, que resulta interesante y no muy frecuente, lo constituye un conjunto de marcos metálicos ortogonales, montados en una primera etapa, como un esqueleto "vacío", usando perfiles de lámina delgada en traveses y columnas; en una segunda etapa, permiten la colocación de muros de bloques de concreto, de tabique o de concreto celular o ligero, "rellenando" el espacio dentro de traveses y columnas, formando unas piezas "mixtas" y de paso constituyendo el "empaque" requerido para un muro diafragma (Fig. 3.9).

Esta estructuración permite la prefabricación parcial, con las ventajas de la estructura mixta, pero con los acabados e imagen arquitectónica difícilmente dominada, y además, requiere la milimetría y especialización durante la fabricación y montaje de la estructura metálica.

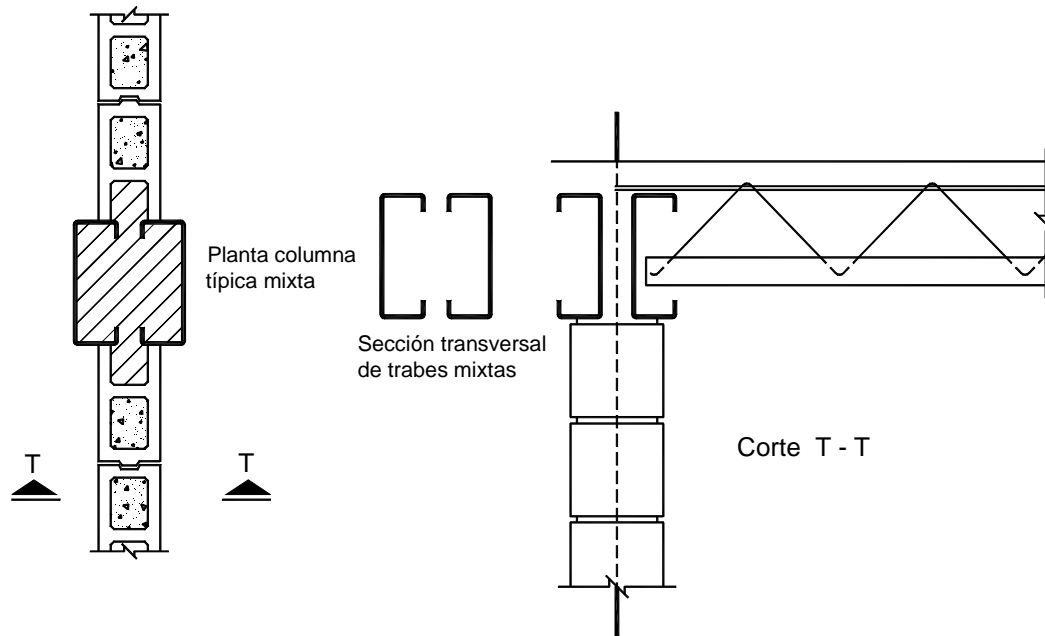


Figura 3.9 Muro diafragma enmarcado en perfiles de lámina

Siempre será objeto de creación, algún procedimiento constructivo, que requiere estudio y verificación analítica y experimental.

3.2.1.2 Muros confinados

Son muros reforzados con dalas y castillos que cumplen con requisitos geométricos y de refuerzo, definidos en la sección 5.1.1 a 5.1.4 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería (NTCM) y que se resumen en la figura 3.10a y 3.10b (GDF, 2002).

Existirán elementos de refuerzo (dalas y castillos), en el perímetro de todo hueco, cuya dimensión exceda de la cuarta parte de la dimensión del muro en la misma dirección.

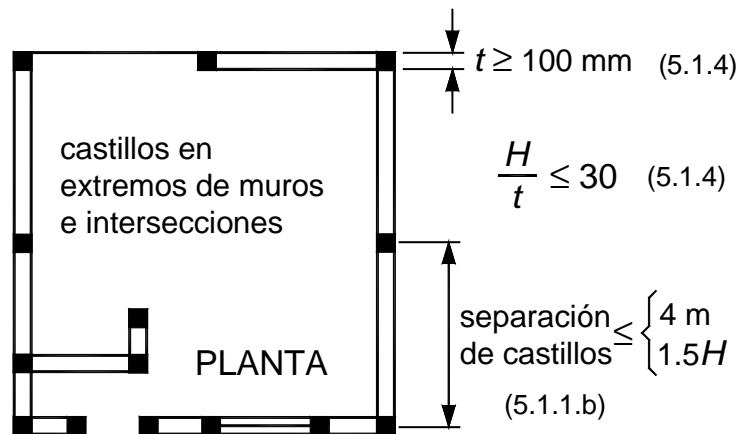
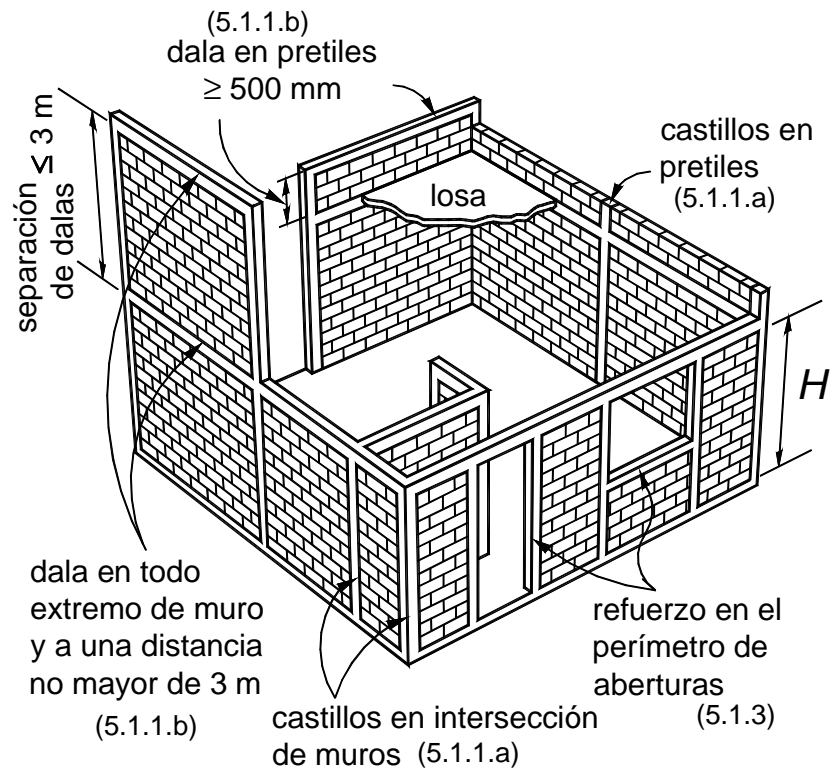
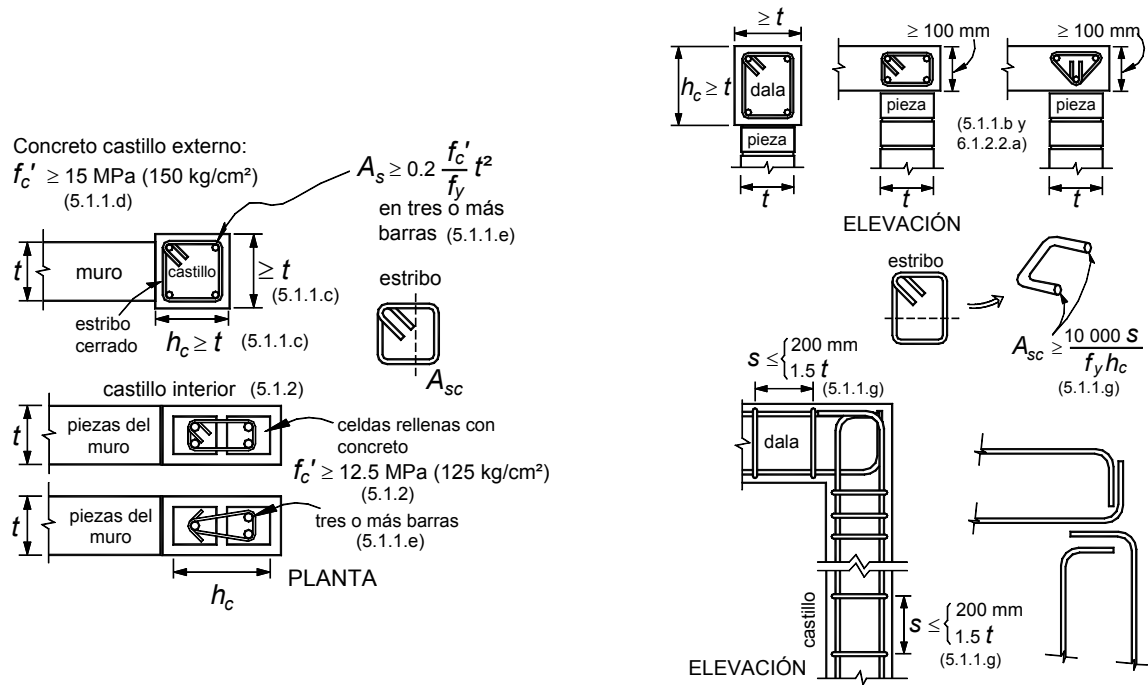


Figura 3.10 a) Requisitos para mampostería confinada (GDF, 2002)



Castillos y dalas

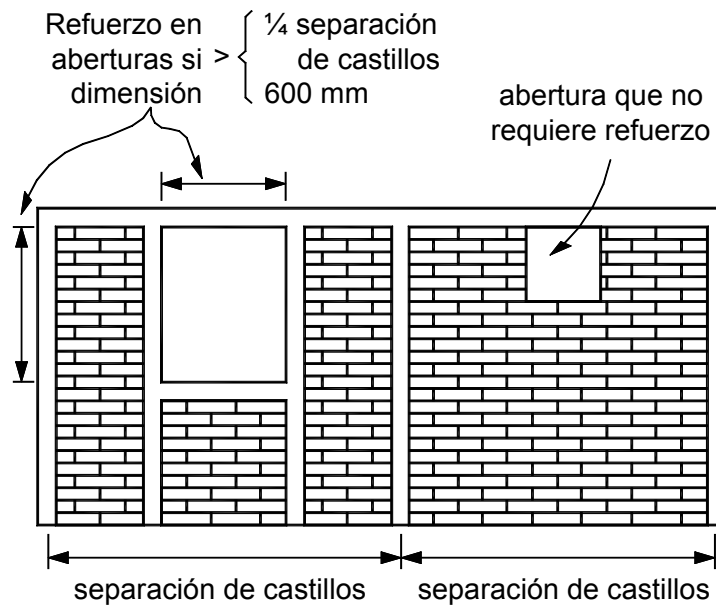


Figura 3.10 b) Castillos y dalas y refuerzo en el perímetro de aberturas (GDF, 2002)

3.2.1.3 Muros reforzados interiormente

Son muros reforzados con barras ó alambres corrugados de acero, horizontales y verticales, colocados en las celdas de las piezas, en ductos ó en las juntas, y deberán cumplir con los requisitos 6.1.1 a 6.1.9 de las NTCM (ver Figs. 3.11a y 3.11b).

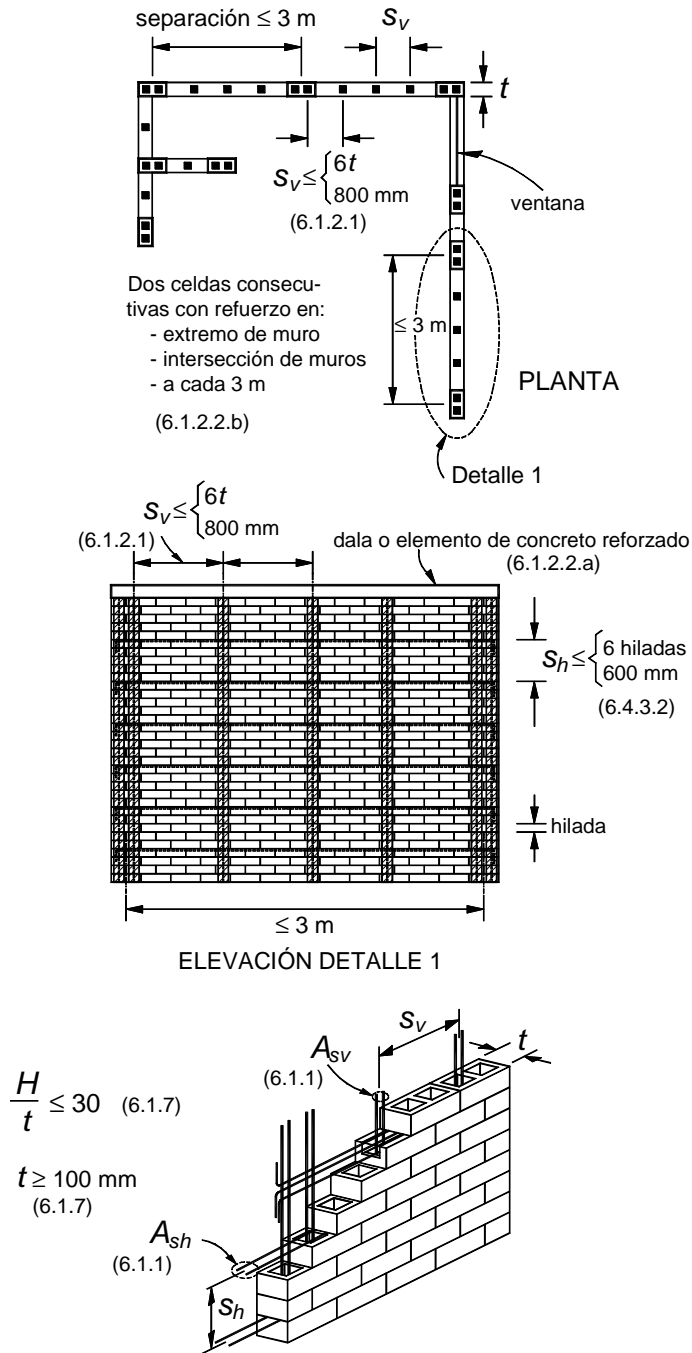
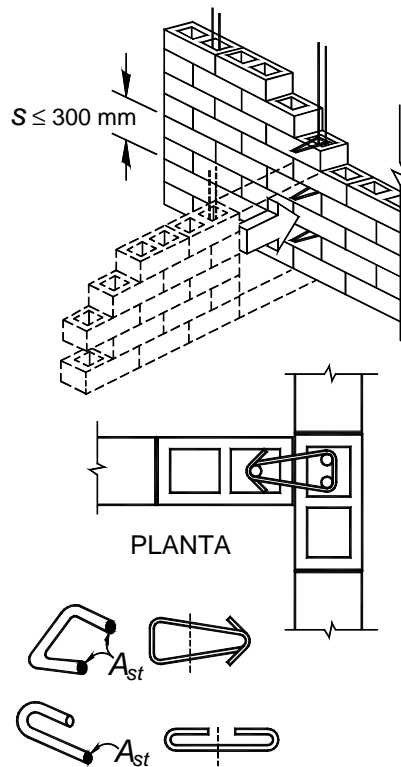


Figura 3.11 a) Requisitos para mampostería con refuerzo interior (GDF, 2002)



Conectores entre muros sin traslape de piezas

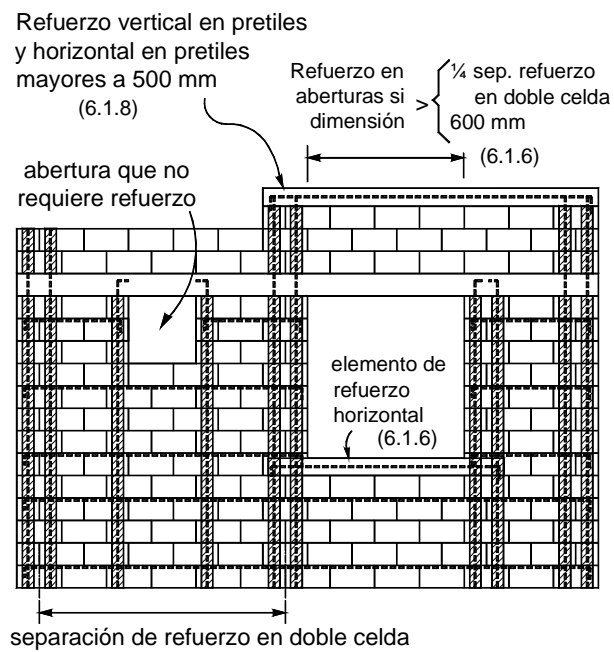


Figura 3.11 b) Refuerzo en aberturas y pretilas (GDF, 2002)

Para el colado de los huecos donde se aloje el refuerzo vertical, podrá emplearse el mismo mortero que se usa para pegar las piezas, o un concreto de alto revenimiento, especificado en la sección 2.5.3 de las NTCM

Deberá existir una supervisión continua en la obra, que asegure que el refuerzo esté colocado de acuerdo con lo señalado en planos y que los huecos en que se aloja el refuerzo, sean colados completamente; solo de esta forma puede asegurarse el comportamiento adecuado; aunque esto no implica que deban evitarse, ya que su aprovechamiento arquitectónico y conveniencia económica los mantendrá vigentes.

3.2.1.4 Muros no reforzados

Son aquéllos que no cumplen con el acero mínimo especificado para ser incluidos en alguna de las tres categorías anteriores.

Con objeto de mejorar la redundancia y capacidad de deformación de la estructura, en todo muro de carga se dispondrá de refuerzo por integridad con las cuantías y características en las secciones 7.3.1 a 7.3.3 de las NTCM. El refuerzo por integridad estará alojado en secciones rectangulares de concreto reforzado de cuando menos 50 mm de lado. No se aceptarán detalles de uniones entre muros y entre muros y sistemas de piso/techo que dependan exclusivamente de cargas gravitacionales (ver Fig. 3.12).

PIEDRAS

Las piedras que se empleen en elementos estructurales deberán satisfacer los requisitos siguientes:

- a) Su resistencia mínima a compresión en dirección normal a los planos de formación sea de 15 MPa (150 kg/cm²);
- b) Su resistencia mínima a compresión en dirección paralela a los planos de formación sea de 10 MPa (100 kg/cm²);
- c) La absorción máxima sea de 4 por ciento; y
- d) Su resistencia al intemperismo, medida como la máxima pérdida de peso después de cinco ciclos en solución saturada de sulfato de sodio, sea del 10 por ciento.

Las piedras no necesitarán ser labradas, pero se evitará, en lo posible, el empleo de piedras de formas redondeadas y de cantos rodados. Por lo menos, el 70 por ciento del volumen del elemento estará constituido por piedras con un peso mínimo de 30 kg, cada una.

MORTEROS

Los morteros que se empleen para mampostería de piedras naturales deberán ser al menos del tipo III, tal que la resistencia mínima en compresión sea de 4 MPa (40 kg/cm²).

3.2.1.5 Criterio de selección

El criterio de selección obedece primordialmente al costo, y en forma importante a la apariencia dentro del proyecto arquitectónico; sin embargo las ventajas o desventajas estructurales, entre los diferentes productos terminados, debe conocerlas el promotor, propietario, constructor y usuario, a través del Ingeniero Estructuralista.

Desde el punto de vista del proyecto estructural se deben considerar los siguientes aspectos:

- a) Relaciones altura espesor del muro mayores que 20 pueden propiciar pandeos perpendiculares, al plano del muro, o rotaciones indeseables en sus extremos, a menos que el factor de reducción por excentricidad y esbeltez (F_E) se modifique.
- b) Si no se cumplen los requisitos mínimos de armado, el factor de reducción de resistencia (F_R) se reduce al 50% del valor especificado (0.6) para muros reforzados.
- c) El uso de dalas o elementos repartidores de carga sobre un muro, favorece la reducción de excentricidades en la aplicación de carga vertical, especialmente en muros extremos, al recibir losas macizas o piezas prefabricadas.

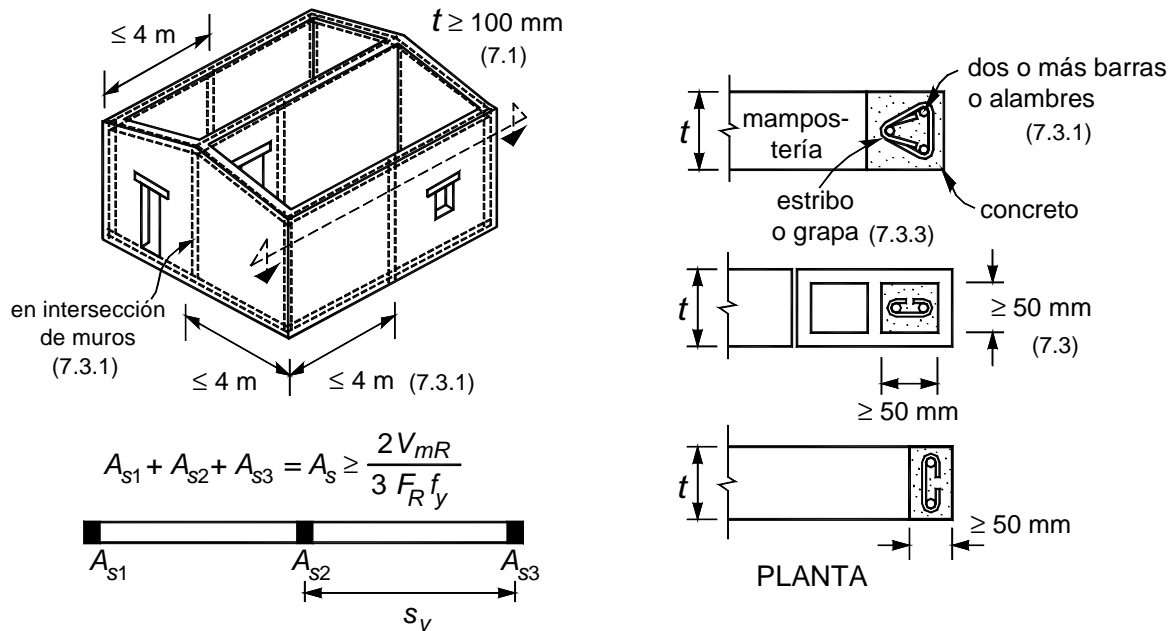


Figura 3.12 Refuerzo por integridad (GDF, 2002)

3.2.2 SISTEMAS DE PISO

Los sistemas de piso o sistemas estructurales para soportar las cargas verticales y transmitir las a los elementos portantes como son las traveses, dalas y muros, son muy variados desde su concepción *unidireccional* o *bidireccional*, así como en sus características geométricas y cualidades constructivas.

Sus cualidades y bondades, son relativas para cada promotor, constructor y usuario, dependiendo principalmente de su costo y aceptación, pero para el estructurista, debe prevalecer la eficiencia con la cual se comportan estructuralmente.

3.2.2.1 Desempeño estructural deseable

- Bajo cargas gravitacionales deben cumplir con las deformaciones verticales permisibles, durante la operación de colados complementarios en su etapa constructiva, así como en su etapa definitiva, para preservar los materiales frágiles por ellos soportados.
- Al recibir impacto por las cargas vivas, deben responder con vibración aceptable por el usuario. En general, al cumplirse las

deformaciones verticales reglamentarias, queda cubierta esta respuesta desagradable.

- c) El desempeño como diafragma horizontal eficiente, para unir entre sí a todos los elementos verticales de rigidez, durante una acción sísmica o de viento, es indispensable para garantizar la aplicación de métodos simplificados y métodos detallados de análisis.

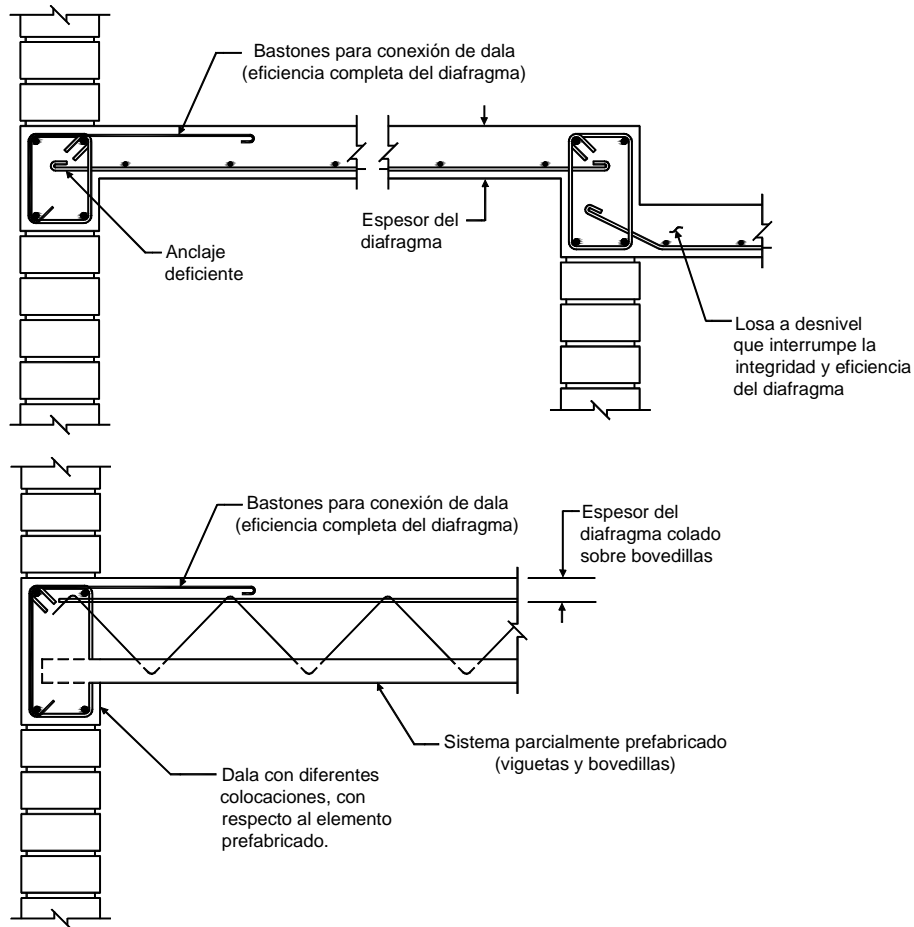


Figura 3.13 Detalles y recomendaciones constructivas

Este efecto de diafragma o placa horizontal rígida, supone elementos con muy poca o nula deformación o distorsión angular en su plano. El espesor adecuado de este diafragma y su correcta conexión con dalas, trabes y muros, generalmente se presupone como automáticamente establecido por la práctica constructiva común, pero afortunadamente, cada vez es de mejor y mayor conocimiento del estructurista, para sus detalles en planos y recomendaciones constructivas (Fig. 3.13).

En la figura 3.14 se muestra algunas soluciones para ubicación de instalaciones hidrosanitarias.

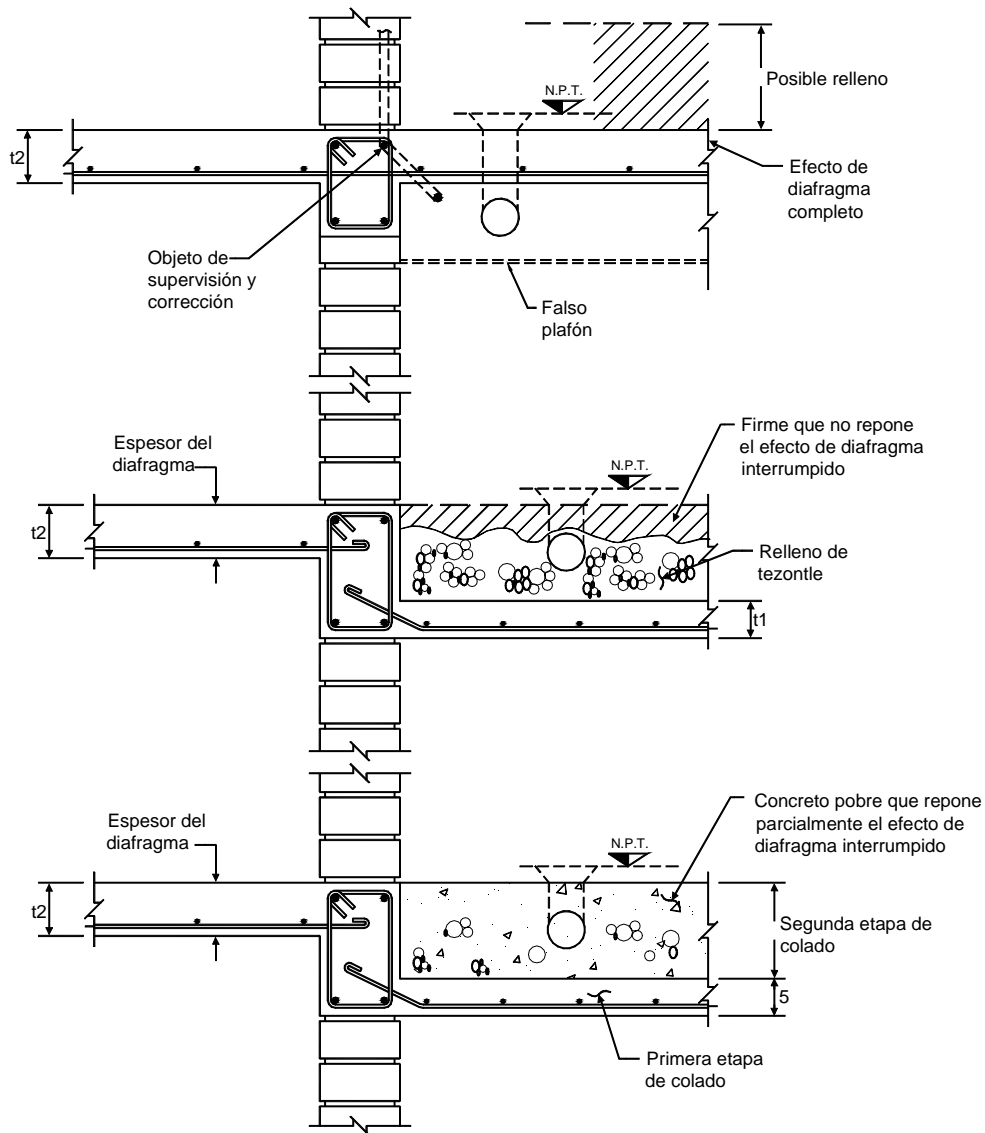


Figura 3.14 Soluciones para instalaciones

3.2.2.2 Losa Maciza (Trabajo Bidireccional)

El procedimiento para definir su espesor, y dosificar su acero de refuerzo, es del dominio del estructurista, desde su etapa de estudios profesionales, y se mencionan a continuación, observaciones y recomendaciones que obedecen a experiencias y práctica profesional compartida con proyectistas arquitectónicos, promotores y constructores.

- a) La correcta colocación del acero de refuerzo, requiere posicionadores que difícilmente se usan en la mayoría de los casos. La redistribución de esfuerzos que se produce por mala colocación del acero de refuerzo, no repercute substancialmente en el comportamiento como diafragma, pero provoca fisuras inaceptables, que reducen la capacidad por cargas verticales y deformaciones mayores que las previstas.

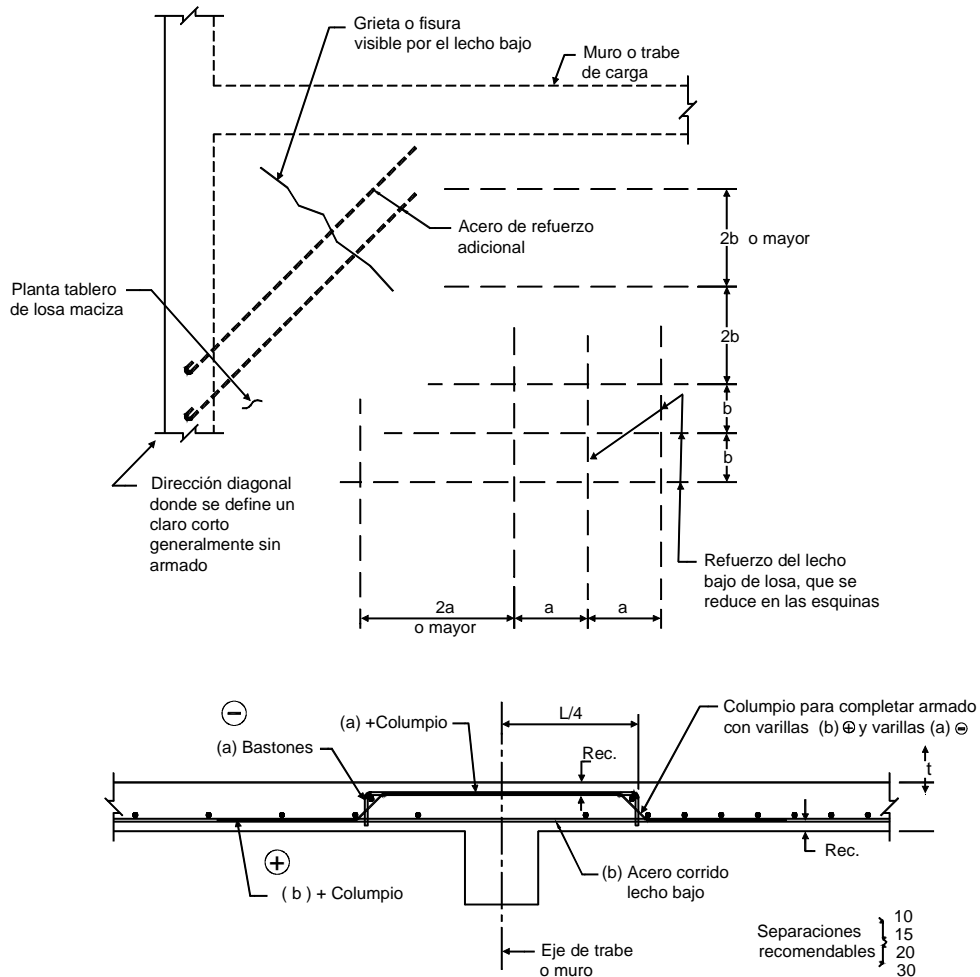


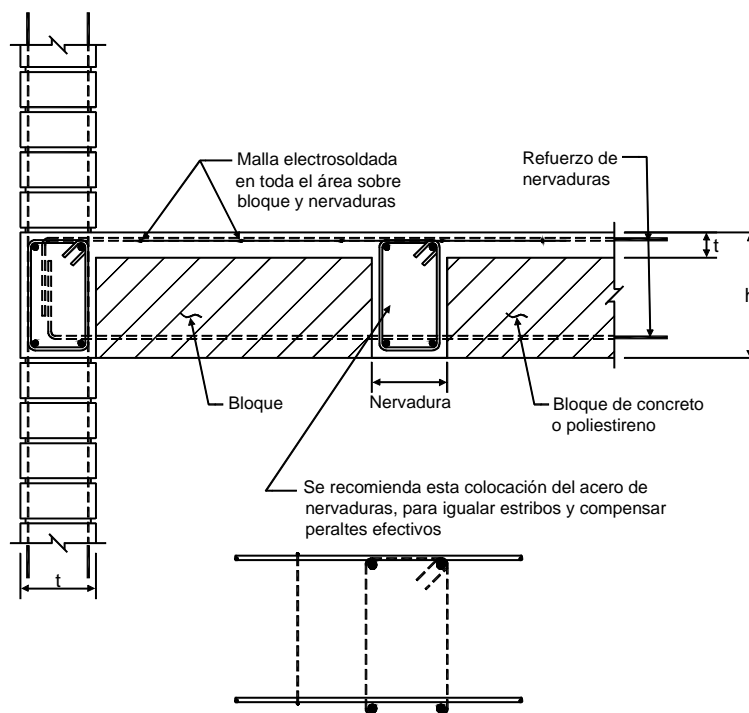
Figura 3.15 Efecto de esquina en tablero de losa maciza y detalle típico para armado de losa

- b) La práctica común de no compactar la masa de concreto fresco, y la acción incompleta o nula de curado, producen agrietamientos prematuros e indeseables, que finalmente afectan a los acabados y vida útil de la propia estructura.

- c) En las zonas de esquina de cada tablero, se produce una flexión local en dirección diagonal, ya que la presencia de un claro muy corto, sin armado en el lecho inferior, genera agrietamiento pocas veces previsto. (Efecto de esquina con grieta en el lecho bajo, definida en dirección de la diagonal del tablero, ver Fig. 3.15).

3.2.2.3 Losas aligeradas (Trabajo bidireccional)

Este tipo de estructura, tiene en general un volumen de concreto similar al de la losa maciza equivalente, tiene mejores propiedades de inercia, pero requiere de elementos adicionales (bloques), que aunque dificultan la acción de armado, benefician la operación limpia durante el colado (Fig. 3.16).



* El espesor (t) sobre bloques, constituye el diafragma horizontal y al quedar integrado a las nervaduras, éstas operan también como un diafragma de espesor (h), cuya efectividad debe demostrarse

Figura 3.16 Corte típico en losas aligeradas

En el trabajo como diafragmas, no sólo participa la “costra” superior, sino la retícula de nervaduras, aunque de difícil evaluación sin programas de análisis tridimensional.

3.2.2.4 *Sistemas prefabricados (Unidireccionales y bidireccionales)*

Con viguetas prefabricadas y presforzadas + Bovedilla

Con viguetas + Bovedilla

Con tabletas prefabricadas

Algunas requieren apuntalamiento provisional durante la etapa de colado complementario.

El sistema de bloques, bovedillas, dovelas, que se colocan entre viguetas, obedece a variados diseños y materiales, mecanismos de colocación y retiro después del fraguado, cuya aplicación obedece a costos, apariencia, facilidad de colocación de instalaciones, etc. (Fig. 3.17).

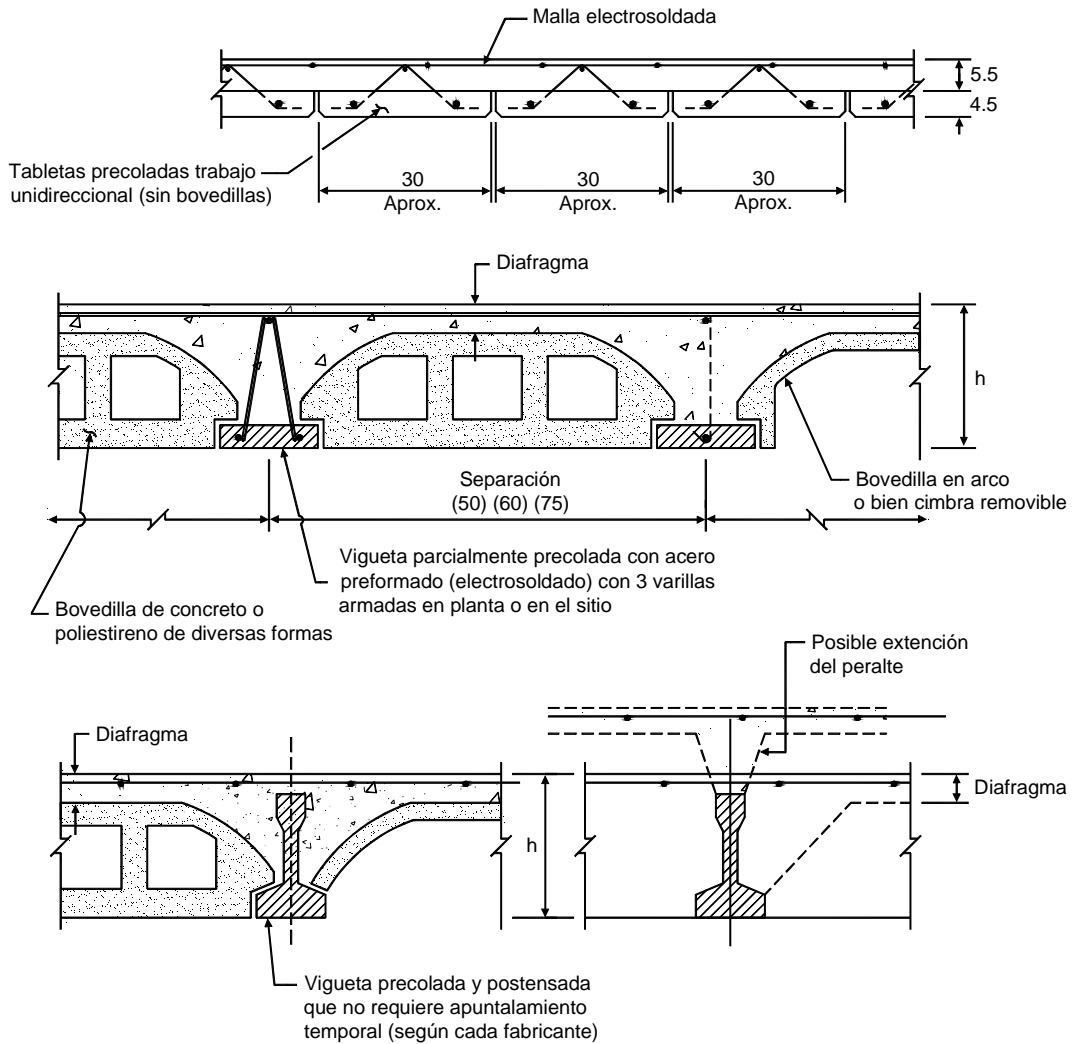


Figura 3.17 Detalle en sistemas de piso prefabricados

En el trabajo como diafragma, en general solo participa la costra o capa de concreto colada sobre el sistema de elementos prefabricados, y debe garantizarse su espesor eficiente y su conexión con dalas, traveses y muros, así como su integridad en toda la planta de la edificación, y no sólo con tableros aislados.

3.2.3 CIMENTACIONES

Las edificaciones para vivienda, desde un nivel, hasta cinco niveles, ya sea en cuerpos aislados o agrupamientos, representan un reto al estructurista, quien nunca debe decidir el tipo de cimentación a usar, por sí solo, ya que el punto de vista del Geotecnista y de un Geólogo, es indispensable, para conocer los riesgos en que se puede incurrir para cada una de las posibles soluciones. El limitar a cinco niveles el tipo de edificaciones para vivienda, obedece a que la mayoría de soluciones para vivienda masiva, no requiere elevadores, ni estacionamiento en la planta baja, y el uso de muros de carga y rigidez en todos los pisos, ha llevado a soluciones arquitectónicas económicamente realizables.

El comportamiento inaceptable que han tenido las cimentaciones de algunos de los conjuntos habitacionales, aún sin la presencia de sismos, pone de manifiesto la mala elección del tipo de cimentación, y quizá el erróneo procedimiento constructivo, o el desconocimiento de alguna peculiaridad en el subsuelo.

El conocimiento cada vez mejor del perfil de suelos, de sus propiedades y de la afectaciones que sufre con el tiempo, por ejemplo por bombeo continuo de mantos superficiales o profundos, nos hace reflexionar sobre la ligereza con la que en ocasiones, decidimos sobre algún tipo de cimentación a usar.

Se presenta en la figura 3.18 los tipos de cimentación comúnmente utilizados para edificaciones de pocos pisos, sobre terrenos de baja y mediana compresibilidad, con algunas observaciones y comentarios que quizá algunos estructuristas califiquen de incompleta y aún inaceptables.

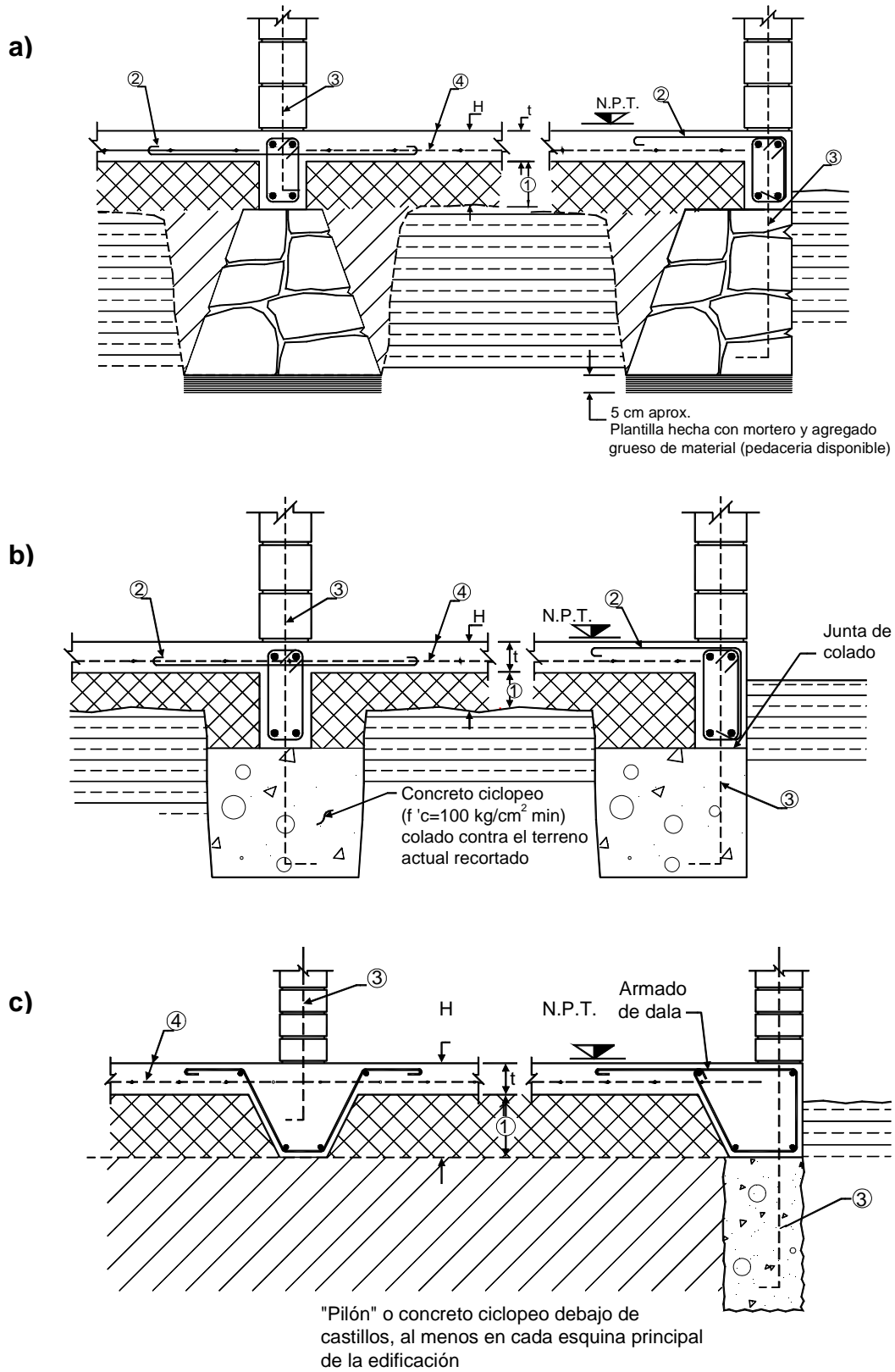
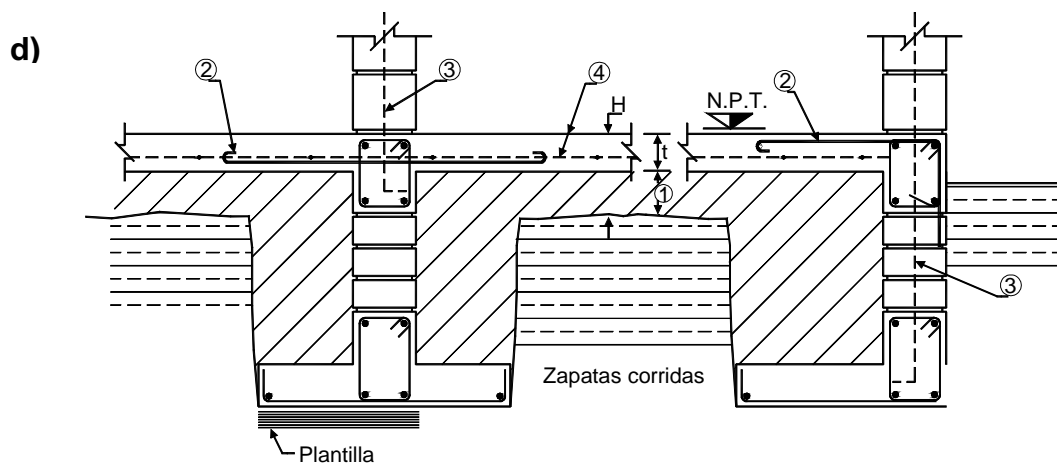


Figura 3.18 Cimentaciones comúnmente utilizadas para edificaciones de pocos pisos

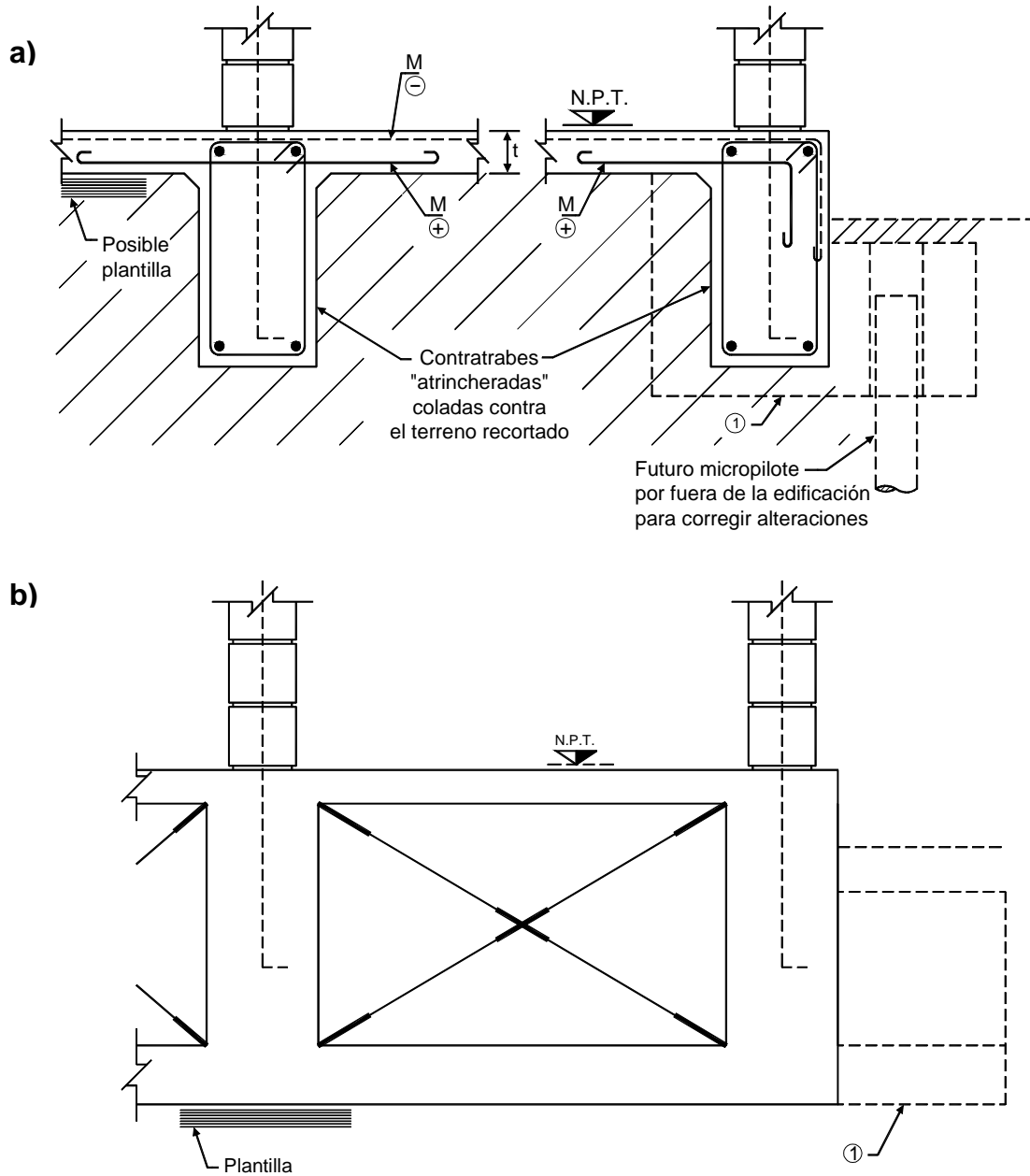


Nomenclatura:

- ① Material limo arenoso compactado al 95% para integrarse al firme como placa de cimentación de peralte (H). Este material está confinado lateralmente por las dalas de los cimientos.
- ② Bastones que permitirán el trabajo de conjunto del firme armado, al dar continuidad a la malla electrosoldada y además, proporciona la fuerza horizontal que requiere el equilibrio del cimiento de colindancia.
- ③ Armado de castillos, que deben quedar anclados al menos en la dala del cimiento y de preferencia en las esquinas, prolongarlo dentro del concreto "pobre" integrado a la piedra del cimiento.
- ④ Firme de espesor (t), que con su armado (malla electrosoldada o varillas) trabaja de conjunto con el material limo arenoso 1. Formando una "placa" (H) de cimentación y puede ser colado en una etapa posterior a la terminación de los cimientos, la posición del acero de refuerzo, puede aceptarse aún fuera del lecho alto, aceptando pequeñas fisuras que no alteran la respuesta deseada.
- ⑤ El uso de plantilla, debajo de la piedra del cimiento, sólo se justifica para limpieza en el proceso de la obra y posiblemente para algún efecto de repartición de carga concentrada, por arista o punta de las primeras piedras. En el caso de cimiento de concreto existe la pérdida de agua del concreto por absorción del terreno natural.

Figura 3.18 Cimentaciones comúnmente utilizadas para edificaciones de pocos pisos (continuación)

En la figura 3.19 se presentan esquemas de cimentaciones para cargas mayores o bien sobre subsuelos muy compresibles, señalando la conveniencia de dejar preparaciones para futuras correcciones, sin la necesidad de inversiones iniciales importantes, por lo que se debe insistir en la participación e involucramiento del promotor, constructor y/o propietario.



- ① Dado de concreto, o prolongación de la losa y/o contratrabe que es muy conveniente para dejar previsto ya colado o con facilidad de colado futuro por el exterior de la edificación, esta previsión permitirá fácilmente “corregir” cualquier tendencia de desplome o hundimiento, debido especialmente a alteraciones del subsuelo por bombeo de aguas freáticas, por descargas vecinas, o modificaciones de la propia estructura esta previsión es válida y fácilmente realizable, para cualquiera de las soluciones comunes de cimentación, además el uso de micropilotes, metálicos o de concreto, representa una técnica rápida y económica cada vez más difundida como eficaz recimentación.

Figura 3.19 Cimiento por compensación

Las posibilidades de cimentación son conocidas en general por el estructurista de la práctica profesional, que debe conciliar su propuesta, con el constructor, con el geotecnista y con el promotor o inversionista (ver Figs. 3.18 y 3.19).

Los objetivos de una cimentación que se pretenda eficiente deben ser:

- a) Mínimo de hundimientos y en especial los diferenciales.
- b) Facilidad de colocación de instalaciones.
- c) Procedimiento constructivo fácil y en especial cuando existe presencia de agua a poca profundidad o se requiere su conducción adecuada durante y después de la construcción.
- d) Previsión de corrección a futuro, en especial en zonas de espesores compresibles potentes, de hundimientos a mediano y largo plazo (posibilidad de pilotes futuros y/o subexcavación, ver Fig. 3.19).

Especialmente en los agrupamientos de edificaciones multihabitacionales, la correcta investigación del subsuelo y la completa interacción con el geotecnista son indispensables.

En el caso del valle de México las zonas de orilla del ex-lago presentan peculiaridades que generan respuestas indeseables de cimentaciones, y desafortunadamente para el campo estructural, los terrenos en estas áreas, siguen siendo objetivos para los desarrolladores y promotores de vivienda (ver Figs. 3.20 y 3.21).

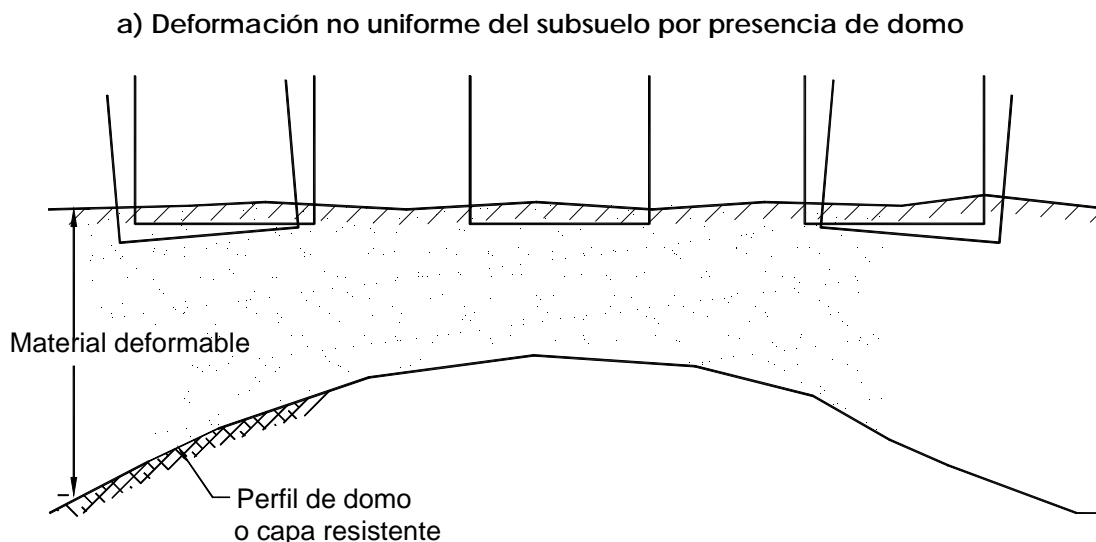
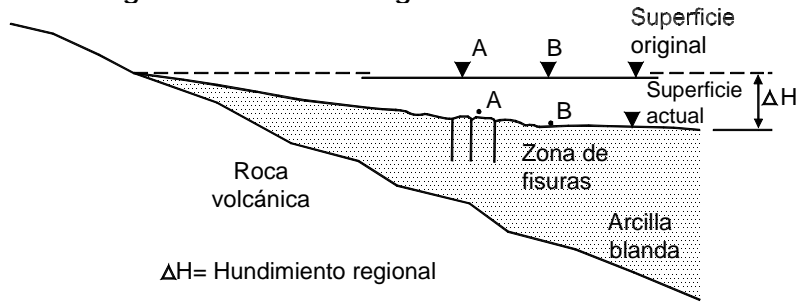
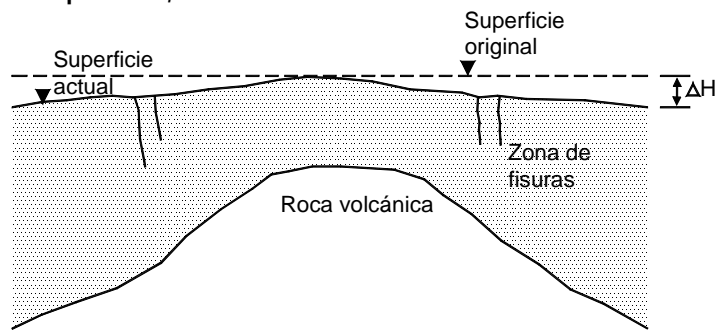


Figura 3.20 Problemas geotécnicos en un edificio desplantado en la orilla del lago

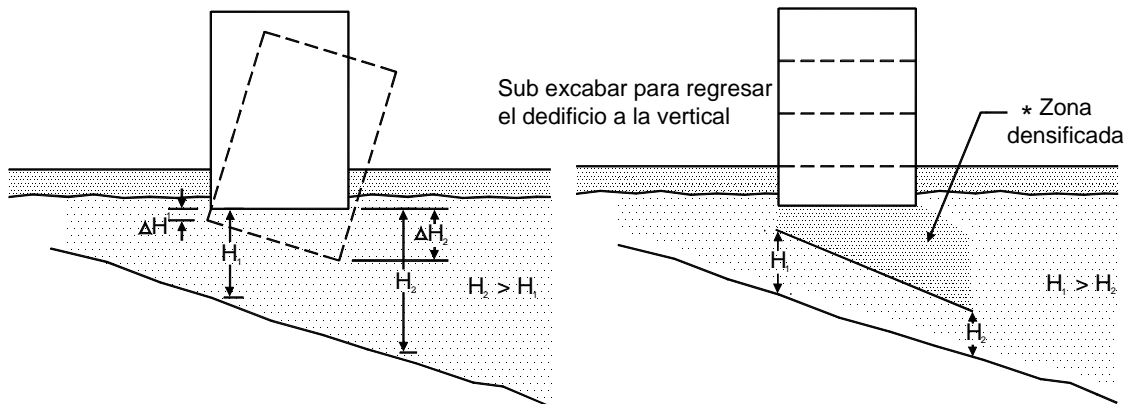
b) Hundimiento regional en orilla del lago



c) Domo sepultado, mecanismo de fisuramiento en arcillas



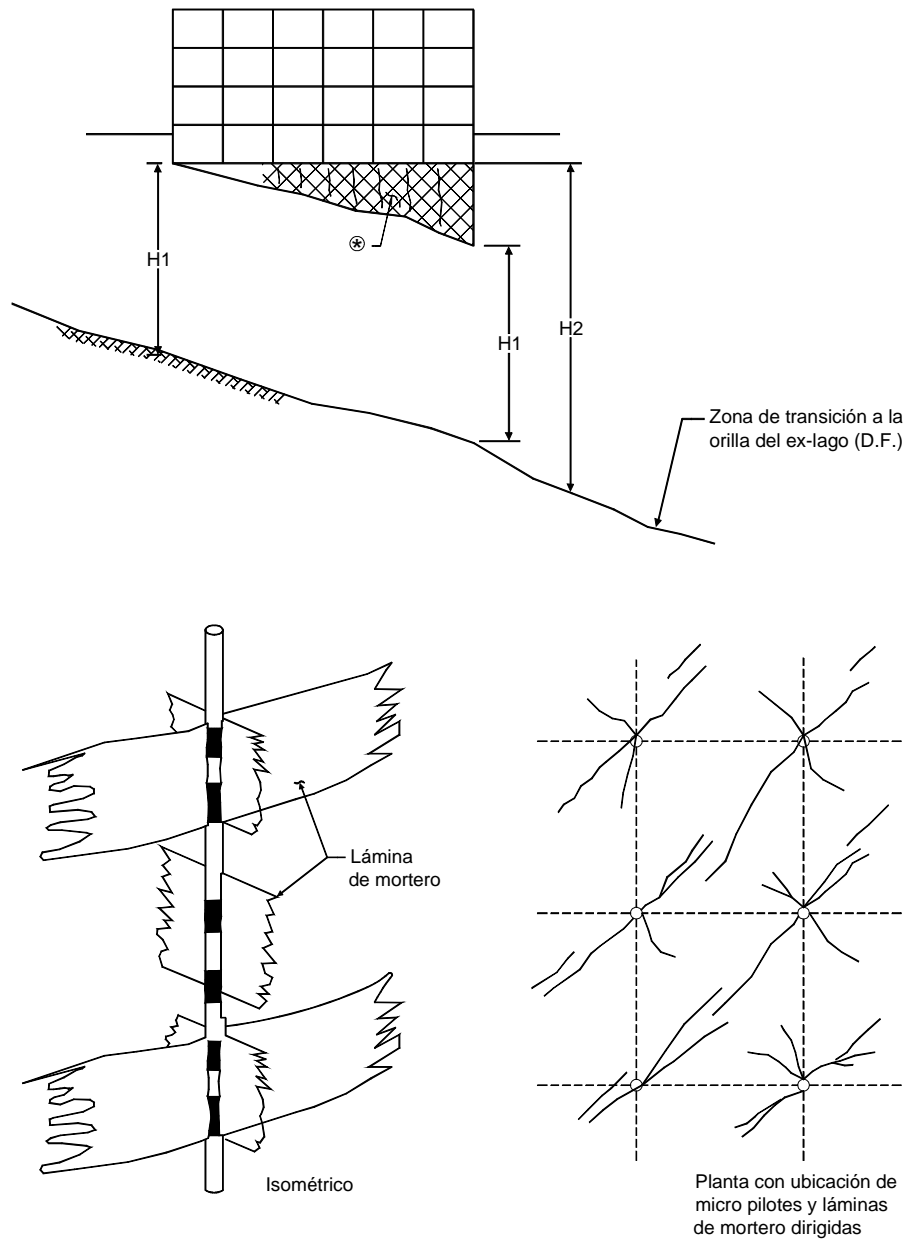
d) Inclinación de una estructura por deformación diferencial del subsuelo



Descripción:

Una estructura en la orilla se inclina por deformación diferencial causada por peso propio e incrementada por el hundimiento regional, se debe regularizar la estratigrafía para uniformizar los hundimientos futuros.

Figura 3.20 Problemas geotécnicos en un edificio desplantado en la orilla del lago (continuación)



⊛ “Densificación” o “Estructuración” del subsuelo, a base de inclusión de “laminas” verticales de lechada de cemento, inyectada a presión, a través de ranuras dispuestas en tubos metálicos recuperables. Estos tubos se hincarán en el subsuelo formando una retícula ortogonal, a distancias convenientes según el tipo de suelo, para lograr la continuidad entre “laminas” verticales consecutivas.

Otro tipo de densificación masiva del subsuelo ha tenido eficiencia, aunque con poco control, y a un costo inconveniente.

Figura 3.21 Densificación o estructuración del suelo y geometría de las láminas de mortero inyectado

3.2.4 CONCLUSIONES

En la selección del tipo de muros y del sistema de piso, el ingeniero estructurista se ve guiado y limitado por el promotor, por el constructor y por el proyectista arquitectónico, sin embargo debe aportar su experiencia y conocimiento de la respuesta estructural observada y su ingenio para satisfacer en lo posible las exigencias de las otras partes involucradas.

En cada nuevo proyecto, queda manifiesta la importancia que tiene el proporcionar mayor confort al usuario, como aislamiento acústico, térmico, así como el requerir poco o nulo mantenimiento, aún a costa de soluciones estructurales caras o con poca eficiencia.

Si la solución de la cimentación, produce pocos o nulos hundimientos generales y diferenciales, y si se dejan provisiones para conexiones futuras, sin inversiones iniciales altas, los problemas de mantenimiento y degradación de la superestructura bajo cargas permanentes y accidentales, se verán minimizados.

REFERENCIAS

Departamento del Distrito Federal (DDF, 1993), “Reglamento de construcciones para el Distrito Federal”, *Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal*, México, D.F., 2 de agosto, 96 pp.

Departamento del Distrito Federal (DDF, 1995a), “Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de mampostería”, *Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal*, México, D.F., 27 de febrero, 16 pp.

Departamento del Distrito Federal (DDF, 1995b), “Normas técnicas complementarias para y construcción de cimentaciones”, *Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal*, México, D.F., 27 de febrero, 28 pp.

Gobierno del Distrito Federal (GDF, 2002), “Normas técnicas complementarias para el diseño y construcción de estructuras de mampostería”, Anteproyecto del Comité de Normas, México, D.F., 47 pp.

Jumonji T. (1996a), “Normas para la evaluación del nivel de daño por sismos en estructuras y guía técnica de rehabilitación (Estructuras de concreto reforzado)”, *Cuaderno de Investigación No. 37*, Centro Nacional de Prevención de Desastres, México.

Jumonji T. (1996b), “Normas y comentarios para la evaluación del comportamiento ante sismos de estructuras existentes de concreto reforzado”, *Cuaderno de Investigación No. 39*, Centro Nacional de Prevención de Desastres, México, 137 pp.

Jumonji T. (1997a), “Guía de diseño para refuerzo sísmico de estructuras existentes de concreto reforzado”, *Cuaderno de Investigación No. 43*, Centro Nacional de Prevención de Desastres, México.

Jumonji T. (1997b), “Guía de aplicación de la norma de evaluación de comportamiento ante sismo y de la guía de refuerzo para estructuras existentes de concreto reforzado”, *Cuaderno de Investigación No. 44*, Centro Nacional de Prevención de Desastres, México.

Díaz Cobo J.L. (1987), “Comportamiento de cimentaciones sobrecompensadas en suelos con hundimiento regional”, *Tesis de maestría*, UNAM.

Avilés E. (1991), “Capacidad de carga de cimentaciones superficiales sobre suelos blandos en condiciones sísmicas”, *Tesis de maestría*, UNAM.

Zeevaert L. (1980), “*Interacción suelo-estructura de cimentaciones superficiales y profundas, sujetas a cargas estáticas y sísmicas*”, Ed. Limusa, México, 1ª edición.

TGC Geotecnia (1988), “Propuesta para la Reglamentación de los estudios geotécnicos en las zonas de transición afectadas por el fenómeno de fisuramiento”.

CAPÍTULO 4

COMPORTAMIENTO MECÁNICO DE LA MAMPOSTERÍA

A. TENA E. MIRANDA

CAPÍTULO 4

COMPORTAMIENTO MECÁNICO DE LA MAMPOSTERÍA

Arturo Tena Colunga¹ y Eduardo Miranda²

INTRODUCCIÓN

Los muros de mampostería de piezas artificiales están formados básicamente por dos elementos, por un lado piezas prismáticas que forman los ladrillos o bloques, y por otro el mortero que se utiliza para unir dichas piezas prismáticas. Existen además distintas modalidades de refuerzo, siendo común en México las siguientes: (a) *Mampostería confinada*, donde se utilizan elementos adicionales de concreto reforzado cuya finalidad es aumentar el confinamiento del muro y mejor con ello su capacidad para resistir cargas verticales y laterales, aumentando en este último caso su resistencia y su deformación lateral y, (b) *Mampostería reforzada*, donde se agrega acero de refuerzo en la dirección vertical mediante el uso de piezas huecas y en la dirección horizontal en las juntas de mortero y/o empleando piezas especiales (conocidas como media cañas), cuya finalidad es también mejorar notablemente la capacidad de resistir cargas verticales y laterales, al aumentar en este último caso tanto su resistencia como su capacidad de deformación lateral.

Este capítulo describe, en primera estancia, el comportamiento mecánico de la *mampostería no reforzada*, que es aquella que: (a) no cuenta con refuerzo en el interior de las piezas y, (b) no tiene refuerzo adosado a las piezas, ya sea embebido entre el mortero que une a las piezas (como por ejemplo en el caso de la escalerilla o de varillas de acero colocadas entre hiladas), o bien cuando esté adosado en una o ambas caras exteriores del muro (como en el caso de mallas electrosoldadas clavadas a la mampostería y embebidas en el recubrimiento de mortero). Cuando a la mampostería se le confina por medio de elementos de concreto reforzado verticales (castillos) y horizontales (dalas) en su perímetro se le denomina *mampostería confinada*, que es el tipo de mampostería de mayor uso en edificaciones ingenieriles en nuestro país, y que será tratada en la segunda parte de este capítulo.

¹ Profesor-Investigador, Departamento de Materiales, Universidad Autónoma Metropolitana Azcapotzalco (UAM-A).

² Assistant Professor, Department of Civil and Environmental Engineering, Stanford University.

En la producción de piezas artificiales existe una gran diversidad, tanto en la calidad de la materia prima utilizada, en los procesos de manufactura y en las formas geométricas que se comercializan. En los morteros que se utilizan en la pega de piezas también existe una gran variabilidad, dado que frecuentemente se utilizan proporcionamientos en volumen de los ingredientes básicos (cemento hidráulico, cemento de albañilería, cal, arena y agua) diferentes, los que varían de región a región. Además, frecuentemente se utilizan distintos espesores de junta de mortero para pegar a las piezas, que son función del tipo de pieza, de la modalidad de la mampostería que se utiliza, así como del conocimiento y práctica profesional de cada región. Por lo tanto, se dificulta establecer una descripción general del comportamiento mecánico de la mampostería, y en muchas ocasiones hace poco confiable la extrapolación de resultados de un tipo de mampostería a otro. En este capítulo se describirán las características mecánicas de algunos de los tipos de mampostería de uso más común en nuestro país.

Es deseable que el comportamiento de las distintas modalidades de mampostería se estudien principalmente a través de ensayos de especímenes a escala natural para las sollicitaciones más usuales. Sin embargo, esto no siempre es posible, y si se pretende establecer criterios generales para estimar el comportamiento mecánico de la mampostería, es necesario estudiar sus mecanismos de falla ante las sollicitaciones básicas y determinar sus propiedades mecánicas elementales; esto puede efectuarse mediante ensayos simples en pequeños conjuntos de piezas y mortero. En nuestro país se han realizado un gran número de ensayos simples en pequeños conjuntos de piezas y mortero con los materiales más comúnmente utilizados, principalmente en los años sesentas y setentas, obteniéndose valores representativos de sus propiedades mecánicas. También se han realizado ensayos en los materiales que conforman la mampostería, piezas y morteros, para obtener valores representativos de sus propiedades y conocer la variabilidad de éstas, así como su influencia en el comportamiento de la mampostería en que se usen. Las razones que han conducido a la elección de los ensayos, la descripción de las técnicas experimentales y la presentación detallada de los resultados se encuentran en Meli y Reyes (1971), Meli y Hernández (1971), Meli (1979) y en Alcocer y otros (1995). Gran parte del capítulo no es más que una recopilación organizada de parte de la información técnica contenida en las publicaciones antes mencionadas y en algunas otras acompañada de algunos comentarios por parte de los autores. Al final del capítulo se ha incluido la lista de referencias, así como publicaciones técnicas adicionales para los lectores interesados en profundizar en el comportamiento de la mampostería.

4.1 COMPORTAMIENTO MECÁNICO DE LAS PIEZAS

Uno de los parámetros más importantes de una pieza desde el punto de vista estructural es su resistencia a compresión, determinada mediante el ensayo directo a compresión de la pieza entera o de la mitad de ella. La resistencia a

compresión así determinada no es un parámetro uniforme de calidad, ya que los resultados obtenidos en piezas de materiales o geometrías distintos no son comparables y no se relacionan en la misma forma con la resistencia que puedan tener las piezas en un elemento estructural. La razón de estas diferencias estriba en que las restricciones a las deformaciones transversales, producidas por la fricción con las placas de la máquina de ensaye, introducen compresiones transversales que afectan la resistencia de las piezas. La forma en que influye esta restricción depende no sólo de la relación altura a espesor del espécimen, sino también del material de que se halla compuesta la pieza; por lo tanto, no ha sido posible encontrar un procedimiento general para estandarizar los resultados a un caso uniforme (Meli y Hernández, 1971).

Por lo anterior, los resultados del ensaye de compresión son estrictamente comparables solo para piezas del mismo tipo, y la relación entre la resistencia a la compresión de la pieza y el comportamiento estructural del muro puede ser distinto para materiales diferentes.

Se realizó un muestreo de la producción de piezas para mampostería destinada a la construcción en el Distrito Federal, a fin de estudiar las propiedades más importantes y, en particular, la distribución estadística de la resistencia de las piezas. Esta última se determinó en todos los casos sobre una mitad de las piezas por la mayor facilidad que se tenía en esta modalidad de ensaye y por no diferir significativamente los resultados respecto a los obtenidos con piezas enteras (Meli y Hernández, 1971). Se muestrearon lotes de materiales del mismo tipo producidos por diferentes fábricas y se realizaron distintas etapas de muestreos para una misma empresa, a fin de tener medidas de la dispersión de la resistencia, distinguiéndose la que se presenta entre unidades de un mismo lote, entre lotes de una misma procedencia y entre lotes de distintas fábricas que producen un mismo material. Los resultados completos de este programa experimental se presentan en Meli (1979).

Para el tabique de barro recocido, se observó que se distinguían grupos de fábricas con resistencia del mismo orden y que estos grupos correspondían a las zonas geográficas en las que estaban localizadas las tabiquerías. Esto indica que la resistencia del tabique depende principalmente de los bancos de materia prima de los que se obtienen los productos, y que la diferencia en los procedimientos de fabricación empleados tiene menos importancia. Salvo algunas excepciones, los coeficientes de variación de la resistencia de piezas de un mismo lote fueron del mismo orden (35 por ciento en promedio) para las diferentes empresas. La resistencia fue notablemente uniforme para otro lote de una misma procedencia.

La figura 4.1 muestra un histograma de los datos obtenidos para tabique de barro recocido; la homogeneidad justifica que se considere una sola población cuya distribución de probabilidades es aproximadamente lognormal con media 67 kg/cm² y un coeficiente de variación de 54 por ciento.

Para el tabique extruído con huecos verticales, existe una diferencia importante en la resistencia media de piezas semejantes producidas por fábricas

distintas, mientras que piezas de forma diferente elaboradas por una misma empresa tienen resistencias semejantes, si estas se calculan sobre el área neta de la pieza. Lo anterior indica que las diferencias en las materias primas, especialmente en los procedimientos de fabricación, modifican netamente la resistencia de una a otra fábrica, de modo que es necesario considerar cada procedencia por separado. Los coeficientes de variación de la resistencia en piezas de un mismo lote son relativamente bajos y uniformes de uno a otro lote de una misma fábrica.

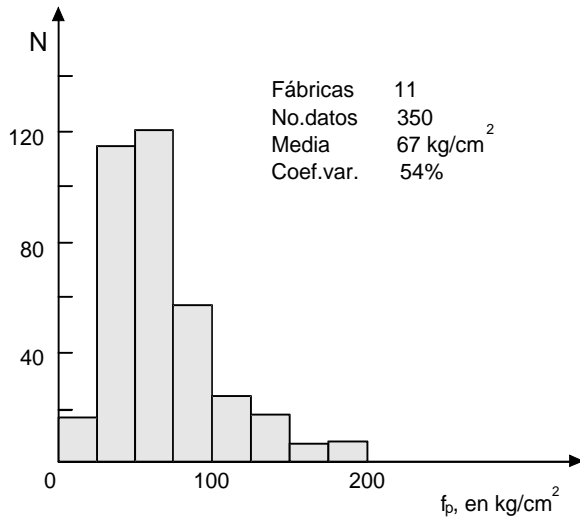


Figura 4.1 Histograma de la resistencia a la compresión de piezas de tabique rojo (Meli, 1979)

Los resultados de estas pruebas son aún hoy en día la base de las tablas de diseño de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería (NTCM) (ver DDF, 1995 y GDF, 2002). Dados los cambios que han ocurrido en las últimas dos décadas en cuanto a la calidad de los materiales utilizados, los procesos de manufactura y el control de calidad, resulta imperioso iniciar un estudio estadístico, similar al realizado hace más de 30 años, que permita revisar las tablas de diseño para piezas de barro de las NTCM (tablas 2.7 y 2.8 de GDF, 2002) de manera que reflejen la realidad actual de las piezas de barro producidas y utilizadas en México.

En cuanto al bloque de concreto, en las pruebas experimentales de Meli (1971), tres de las empresas consideradas empleaban procedimientos de construcción muy mecanizados y ejercían buen control de calidad; en estas fábricas se obtuvieron resistencias medias altas y uniformes, y baja dispersión en los resultados individuales; para los materiales de las otras dos fábricas, menos industrializadas, las resistencias medias fueron menores y hubo mayor dispersión.

En la figura 4.2 se muestra el histograma reportado por Meli para este tipo de piezas. En nuestro país normalmente existen tres calidades de bloques de concreto, clasificadas en: (a) bloques pesados; (b) bloques intermedios; (c) bloques ligeros. El ingeniero estructural debe estar consciente de que, por lo general, la selección del tipo de bloque de concreto no sólo influye en el valor esperado de la resistencia a la compresión de la pieza, sino también en la dispersión de ésta. Por lo general, las fábricas que producen los bloques de concreto pesado tienen un mejor control de calidad y, por lo tanto, la dispersión alrededor del valor esperado de la resistencia será menor que para las otras dos calidades. En el caso particular de los bloques ligeros o livianos, por lo general su

resistencia es muy baja, su control de calidad también es bajo y por lo tanto su dispersión en resistencias puede ser elevada. Así mismo, los bloques de concreto ligero suelen ser mucho más susceptibles a dañarse durante su carga y descarga durante el proceso de transporte a la obra, lo que produce un mayor desperdicio y/o el que se coloquen piezas dañadas en la mampostería.

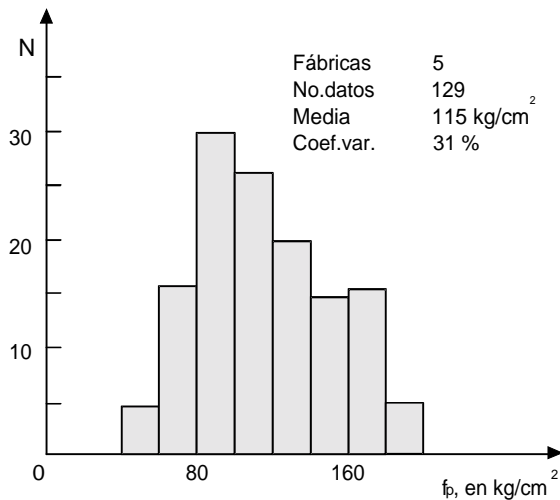


Figura 4.2 Histograma de la resistencia a la compresión de bloques de concreto pesado (Meli, 1979)

Al igual que para las piezas de barro, los resultados de estas pruebas son aún hoy en día la base de las tablas de diseño de bloques de concreto de las NTCM (tablas 2.6 y 2.9 de GDF, 2002), por lo que también resulta imperioso iniciar un estudio estadístico, similar al realizado hace más de 30 años, que permita revisar estas tablas de diseño, de manera que reflejen la realidad actual de los bloques de concreto producidos y utilizados en México, particularmente porque existe evidencia que la calidad de algunos bloques de concreto que se comercializan hoy en día es inferior a los producidos hace 30 años.

Para el tabique macizo de concreto, también se encontró una gran diferencia entre la resistencia de piezas de distintas fábricas, debido a que no se observó un proporcionamiento uniforme, sino que variaba el tipo de agregado y la cantidad de cemento empleados. La resistencia media varió de uno a otro lote y la dispersión de los resultados individuales fue alta. Para este caso, la media reportada fue de 57 kg/cm² y el coeficiente de variación 54 por ciento. Es importante hacer notar que la resistencia a la compresión del tabique macizo de concreto es significativamente más baja a la de otro tipo de piezas, lo que restringe su uso en muchas situaciones, además que su expansión volumétrica y su gran permeabilidad lo hacen poco atractivo en aplicas que tengan contacto frecuente con el agua y la humedad del ambiente.

La dispersión total de la resistencia a la compresión para un tipo de pieza dado proviene de cuatro fuentes: la variación de la resistencia dentro de piezas de un mismo lote, la variación de un lote a otro de una misma fábrica, la variación de una a otra empresa, y la variación de una región a otra. Durante el diseño de estructuras de mampostería el ingeniero estructurista debe estar consciente de estas dispersiones y tomarlas en cuenta, sobre todo cuando se lleven a cabo pruebas de la resistencia a la compresión de las piezas a utilizarse en un determinado proyecto, o cuando en el diseño se utilicen valores indicativos

obtenidos de ensayos experimentales realizados en piezas provenientes de otra región.

4.2 COMPORTAMIENTO MECÁNICO DEL MORTERO

Con excepción de morteros extremadamente débiles, las propiedades mecánicas del mortero que más influyen en el comportamiento estructural de un elemento de mampostería, son su deformabilidad y su adherencia con las piezas; de la primera propiedad dependen en gran medida las deformaciones totales del elemento de mampostería y en parte su resistencia a carga vertical; la adherencia entre el mortero y las piezas define en muchos tipos de mampostería (sobre todo en aquellos en que las piezas son muy resistentes) la resistencia por cortante del elemento.

Es importante también que el mortero tenga una manejabilidad adecuada para que pueda ser colocado en capas uniformes sobre las que asienten bien las piezas, evitándose concentraciones de esfuerzos y excentricidades accidentales.

La resistencia a compresión del mortero no tiene, dentro de un intervalo bastante amplio, una influencia preponderante en el comportamiento estructural de la mampostería; sin embargo, el control de calidad del mortero se basa en la determinación de esta propiedad a través del ensaye de cubos de 5 cm de lado. La razón de esta elección estriba en la facilidad de la prueba y en el hecho de que muchas otras propiedades (como por ejemplo su adherencia, su módulo de elasticidad y su resistencia a la tensión) pueden relacionarse en forma indirecta con la resistencia a compresión.

En la figura 4.3 se muestra un histograma de la resistencia a la compresión de morteros de cal y arena en una proporción 1:3 hechos y probados en el laboratorio del Instituto de Ingeniería de la UNAM. Como es de esperarse, al aumentar la cantidad de arena y/o de cal en el mortero en relación a la cantidad de cemento se disminuye la resistencia a la compresión del mortero. Una descripción completa de resistencias para otros tipos de proporciones se puede consultar en Meli (1979).

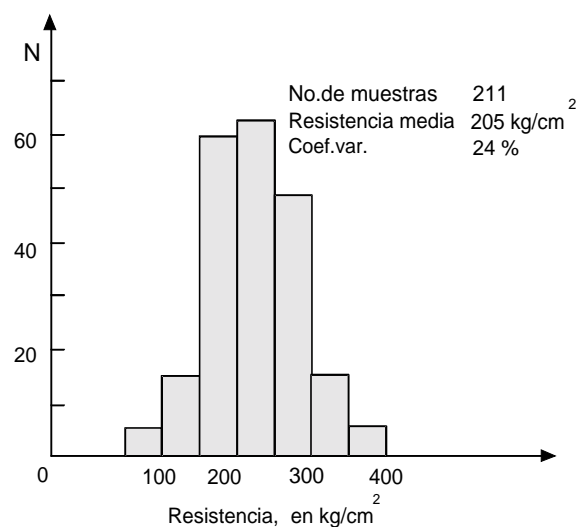


Figura 4.3 Histograma de la resistencia a la compresión de morteros cemento-arena 1:3 (Meli, 1979)

En condiciones de obra, es de esperarse mayor dispersión en los resultados que los obtenidos en laboratorio, debido a la intervención de diferentes operaciones y a la posible variación de los proporcionamientos realmente empleados. Desgraciadamente, es muy común que en nuestro país no se ponga la suficiente atención al proporcionamiento de materiales en la elaboración del mortero en la obra, siendo que, por ejemplo, el valor esperado de la resistencia de un mortero cemento-arena 1:6 es del orden de la mitad del de un mortero cemento-arena 1:3; por otra parte, el comportamiento de un mortero 1:6 es altamente no lineal y su rigidez es bastante veces menor a la de un mortero 1:3. Por lo tanto, para un mismo nivel de carga de compresión, debe esperarse aproximadamente el doble del esfuerzo y más del doble de deformación en el mortero 1:6 que en el mortero 1:3.

El módulo de elasticidad de morteros bien proporcionados volumétricamente (1:3) determinado en ensayos estándar es del orden de 1,000 veces su resistencia en compresión, y este disminuye no linealmente conforme se incrementa la cantidad de arena utilizada en la relación cemento-arena. Nuevamente, hay que tomar en cuenta que el valor determinado a partir de pruebas de cubos de 5 cm de lados no corresponde a las características de deformabilidad del mortero cuando forma una junta delgada entre dos piezas, debido a las diferentes condiciones de confinamiento y a las distintas condiciones de fraguado del mortero. En el fraguado del mortero de pega, al igual que en la adherencia química que se desarrolla entre las piezas y el mortero, influyen significativamente las características de retentividad de agua del mortero y de las características de absorción inicial de agua de las piezas (que tanta agua intentan quitar las piezas al mortero en los primeros minutos que interactúan, por efecto de capilaridad).

4.3 COMPORTAMIENTO MECÁNICO DE LA MAMPOSTERÍA EN COMPRESIÓN

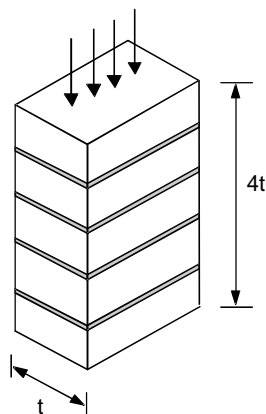


Figura 4.4 Ensayo de una pila para determinar la resistencia a la compresión de la mampostería

El ensayo que se utiliza para obtener un índice de la resistencia a compresión de la mampostería y para estudiar la forma de relación esfuerzo-deformación y el efecto de las diferentes variables, es el de una pila o prisma formado por varias piezas sobrepuestas. En general, se acostumbra construir prismas de tres, cinco y hasta siete piezas sobrepuestas, resultando más representativo construir prismas de cinco piezas sobrepuestas, ya que con ellos se obtiene una relación altura a espesor del prisma de aproximadamente cuatro, que de hecho es la relación óptima reconocida por las NTCM (tabla 2.5 de GDF, 2002).

Las razones de esta elección en la relación altura-espesor se encuentran en la relativa facilidad de construcción y ensayo del espécimen, en que se reproducen razonablemente los modos de falla observados en muros a escala natural y en que, para una pila de esas proporciones, las restricciones a las deformaciones transversales introducidas por las cabezas de la máquina de ensayo no influyen de manera importante en el comportamiento.

El comportamiento y los modos de falla de la mampostería ante cargas axiales dependen en forma importante de la interacción de piezas y mortero; ésta puede interpretarse en la forma siguiente: las piezas y el mortero tienen características esfuerzo-deformación diferentes; por tanto, al ser sometidos a un mismo esfuerzo se produce una interacción entre ambos que consiste en que el material menos deformable, las piezas en general, restringe las deformaciones transversales del material más deformable, introduciendo en él esfuerzos de compresión de dirección transversal (Fig. 4.5c). Por lo contrario, en el material menos deformable se introducen esfuerzos transversales de tensión (Fig. 4.5b) que disminuyen su resistencia respecto a la que se obtiene en el ensayo de compresión simple del material aislado.

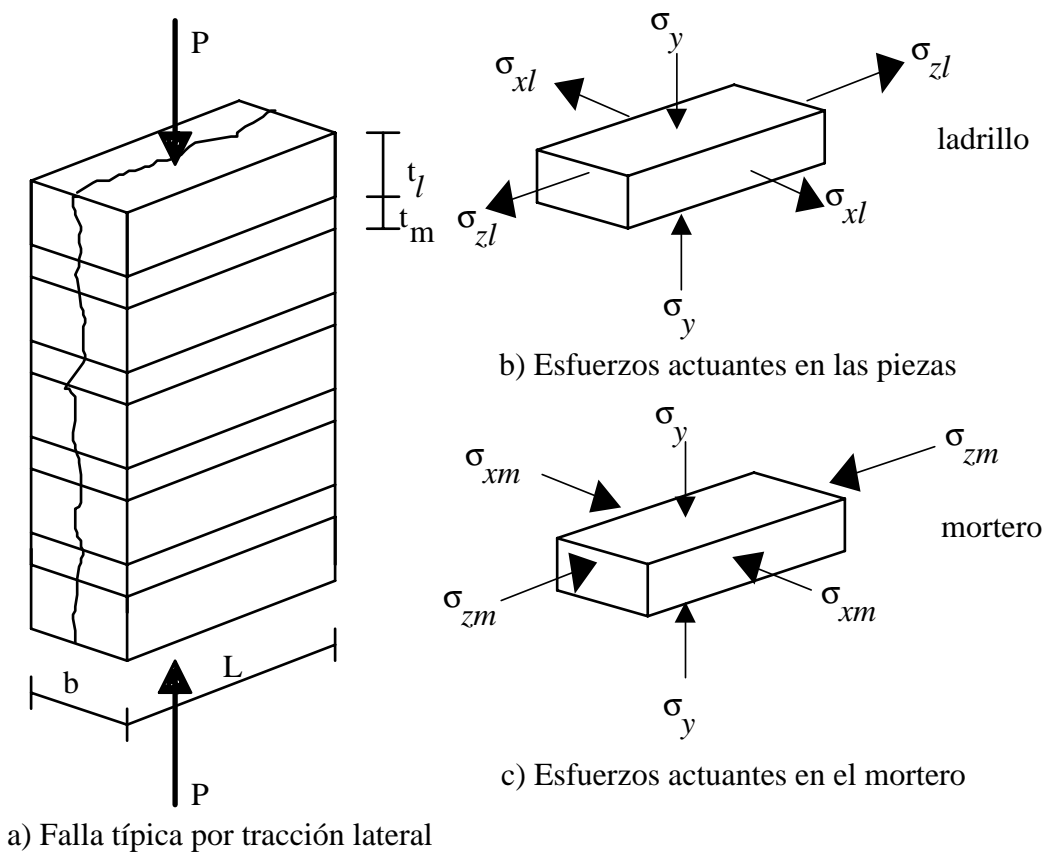


Figura 4.5 Mecánica típica de falla de la mampostería a la compresión (Tena, 2001)

En el ensaye a compresión de pilas de mampostería el modo de falla más común es el conocido como falla por tracción lateral, es decir, a través de grietas verticales en las piezas producidas por las deformaciones transversales incrementadas por el efecto de las deformaciones del mortero en las juntas (Fig. 4.5a). Cuando este agrietamiento vertical se vuelve excesivo, se producen la inestabilidad del elemento y su falla. Para piezas de baja resistencia, la falla se presenta por aplastamiento en compresión de las piezas mismas. El aplastamiento del mortero generalmente no ocasiona la falla cuando los esfuerzos son puramente axiales, ya que éste, cuando se aplasta, es retenido por fricción por las piezas, y el conjunto puede soportar cargas mayores, salvo que el mortero sea muy pobre en comparación con las piezas. Sin embargo, en elementos esbeltos, el aplastamiento del mortero puede provocar problemas de inestabilidad.

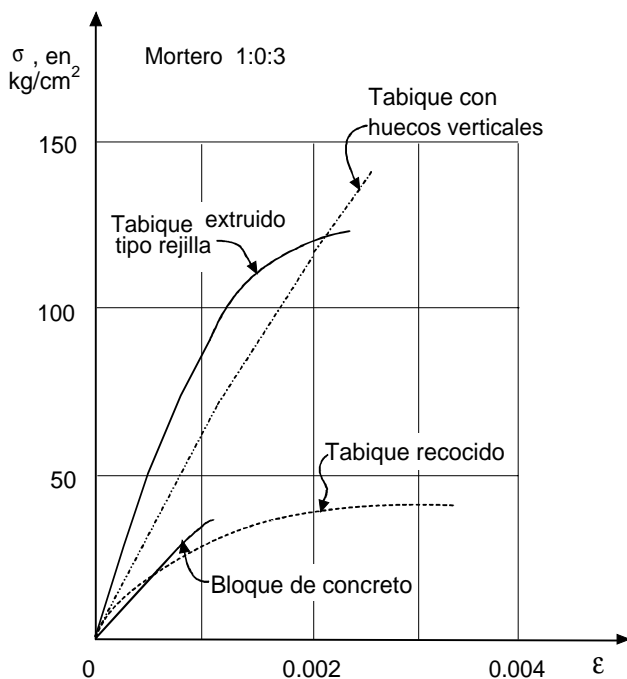


Figura 4.6 Curva esfuerzo-deformación de pilas en compresión (Meli, 1979)

La relación esfuerzo-deformación registrada en ensayos de pilas a compresión es prácticamente lineal hasta la falla, que se presenta en general en forma brusca (Fig. 4.6). Únicamente para piezas de baja resistencia, la curva tiende a ser parabólica y la falla se produce en forma paulatina.

El mortero tiene influencia poco significativa, dentro del intervalo de los proporcionamientos por volumen estudiados, ya que la resistencia de las pilas es aproximadamente proporcional a la de las piezas, pero distinguiéndose claramente las piezas a base de cemento de las de barro.

La resistencia a la compresión de la mampostería puede estimarse como:

$$f_m = 0.45 f_p \text{ para piezas de barro y s\u00edlico-calc\u00e1reas}$$

$$f_m = 0.60 f_p \text{ para piezas de concreto}$$

donde:

f_m es la resistencia a la compresión de la mampostería.

f_p es la resistencia a la compresión de la pieza.

En el caso de piezas de barro, la primera expresión es válida tanto para piezas de barro recocido como para piezas de barro extruídas con perforaciones verticales u horizontales. En el caso de morteros con proporción cemento-arena 1:3, el factor que relaciona la resistencia a la compresión de las piezas y de la mampostería puede sustituirse por 0.50 en el caso de piezas de barro o piezas sílico-calcáreas y por 0.65 en el caso de piezas de concreto.

La dispersión de la resistencia de pilas es, por lo general, notablemente menor que la de la resistencia de las piezas con que se construyen las pilas. Los coeficientes de variación no llegaron a ningún caso a 75 por ciento de los de la resistencia de la pieza.

Los módulos de elasticidad secantes obtenidos de los ensayos son un poco más sensibles que la resistencia a la calidad del mortero, especialmente para piezas de tabique por el mayor número de juntas por unidad de longitud. Los resultados, mostrados en detalle en Meli y Reyes (1971), permiten proponer las siguientes relaciones aproximadas:

$$E_m = 450 f_m \quad \text{para piezas de barro}$$

$$E_m = 600 f_m \quad \text{para piezas de concreto}$$

en las que f_m es la resistencia a compresión obtenida en pilas.

Los ensayos realizados y los valores del módulo de elasticidad presentados se refieren al efecto de compresión axial en dirección normal a las juntas. Hay que considerar que la diferente densidad de juntas en distintas direcciones ocasiona una ortotropía en el material. Sin embargo, en la mayoría de los casos en que las propiedades elásticas son obtenidas con esfuerzos normales a las juntas, se justifica que se considere a la mampostería como un material isotrópico.

De hecho, si se considera que el comportamiento tanto del mortero como de la pieza es elástico lineal, se puede demostrar (Tena, 2001) que la relación existente entre el módulo de elasticidad de la mampostería (E_m) y el de las piezas (E_p) está dado por:

$$\frac{E_m}{E_p} = \frac{1 + \gamma_t}{1 + \frac{\gamma_t}{\gamma_M}}$$

donde

$$\gamma_t = \frac{t_j}{t_p} \quad \text{es la relación entre el espesor de la junta de mortero } (t_j)$$

y el espesor de la pieza (t_p)

$$\gamma_M = \frac{E_j}{E_p} \quad \text{es la relación modular entre el módulo de elasticidad de la}$$

junta de mortero (E_j) y el de la pieza (E_p)

En la figura 4.7 se grafica la relación E_m/E_p contra la relación modular γ_m para relaciones de espesores $\gamma_t=0.049$ (típica para bloques de concreto) y $\gamma_t=0.15$ (típica de piezas de arcilla). Las relaciones modulares se encuentran alrededor de 1.0 ($\gamma_M=1.0$) para bloques de concreto y entre 0.2 y 0.5 ($0.2 < \gamma_M < 0.5$) para piezas de arcilla. Como se observa, por lo general, las juntas de mortero tienen una influencia muy pobre en el módulo de elasticidad de la mampostería. El módulo de elasticidad de la mampostería E_m depende más en la rigidez de las piezas.

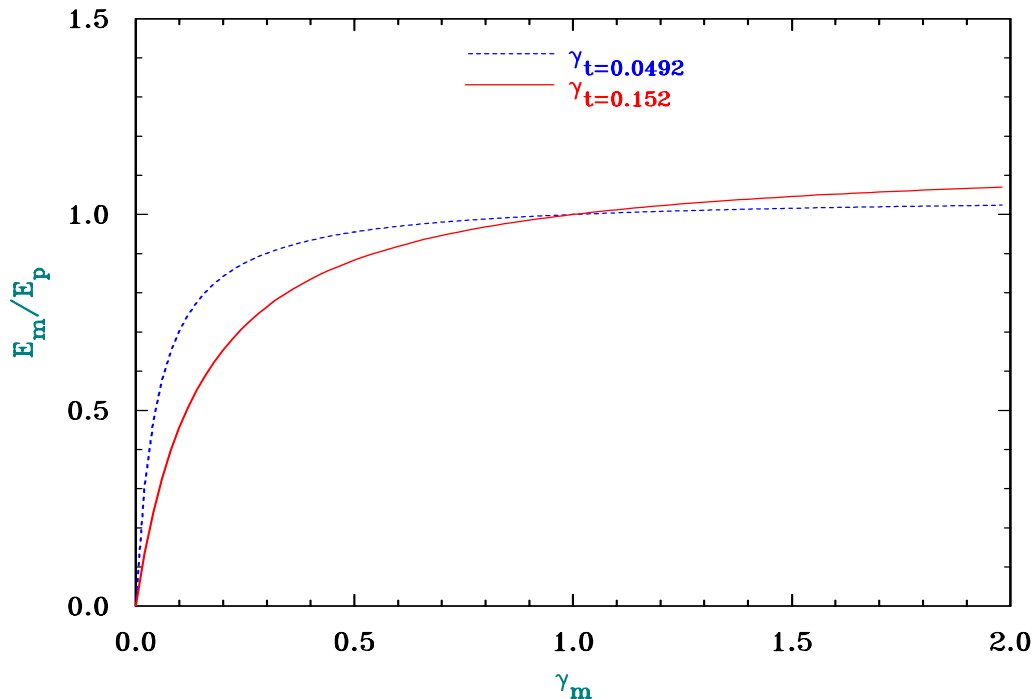


Figura 4.7 Variación del módulo de elasticidad de la mampostería en función de la relación modular para relaciones de espesores fijas (Tena, 2001)

4.4 COMPORTAMIENTO MECÁNICO DE LA MAMPOSTERÍA BAJO TENSIÓN DIAGONAL

Existen muchas situaciones en las que un muro de mampostería se puede ver sometido a tensión diagonal. Desde luego una de las situaciones más importantes es cuando una edificación de mampostería se ve sometida a un efecto sísmico; sin embargo, existen muchas otras situaciones en las que se pueden producir este tipo de sollicitación en la mampostería, como por ejemplo, cuando se producen hundimientos diferenciales en una edificación de mampostería, o bien aún bajo la acción de cargas gravitacionales cuando existe una distribución poco uniforme de cargas verticales en un determinado muro. De ahí que sea muy importante conocer el comportamiento mecánico de la mampostería no reforzada

bajo este tipo de solicitaciones, pues es el tipo de acción que con mayor frecuencia produce su falla.

Para estudiar el comportamiento de la mampostería en tensión diagonal se utiliza un ensaye de compresión diagonal. Este ensaye consiste en aplicar una compresión diagonal a un murete de dimensiones aproximadamente cuadradas en las que la base sea formada por lo menos de una y media piezas. En este ensaye, en el murete se produce un estado de esfuerzos de compresión a lo largo de la diagonal en la cual se aplica la carga, pero al mismo tiempo se produce un estado de esfuerzos de tensión a lo largo de la diagonal perpendicular a la que se produce la compresión. Como en el caso de la mampostería no reforzada el esfuerzo resistente a la tensión es mucho menor que el esfuerzo resistente a la compresión de la mampostería, aunque se trate de un ensaye de compresión diagonal, el modo de falla es en prácticamente todos los casos por tensión diagonal. En la figura 4.8 se muestra esquemáticamente este tipo de ensayes.

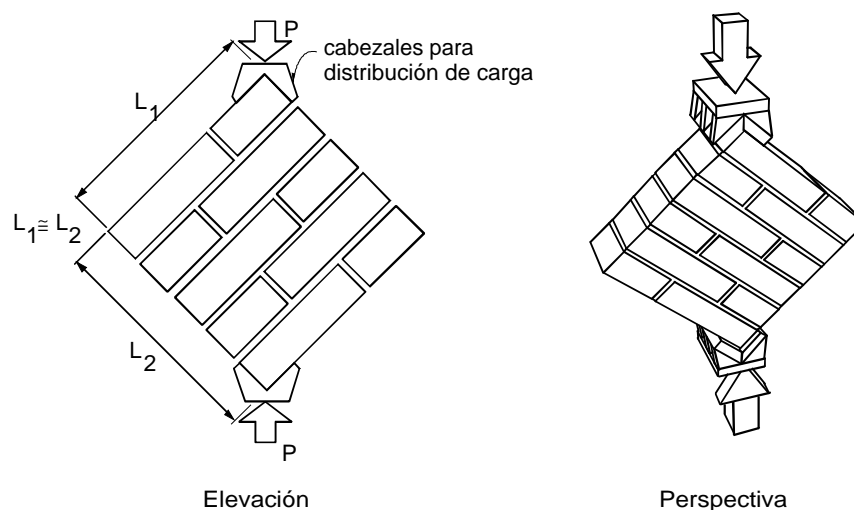
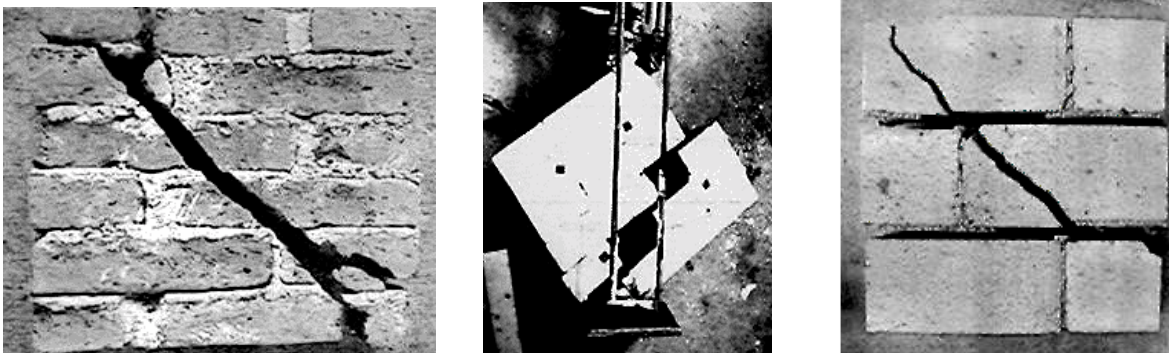


Figura 4.8 Ensaye de compresión diagonal (ONNCCE, 2002b)

La falla de un muro por efecto de fuerzas cortantes ocurre generalmente a través de grietas inclinadas debidas a tensiones diagonales. Estas grietas se forman generalmente a lo largo de las juntas, propiciadas por la debilidad de la unión pieza-mortero; sin embargo, para piezas con baja resistencia y buena adherencia con el mortero, las grietas atraviesan indistintamente piezas y mortero.

Es importante estudiar el comportamiento de la mampostería ante combinaciones de carga que introducen esfuerzos principales de tensión con distintas inclinaciones con respecto a las juntas. Además, es de interés el estudio de los mecanismos de falla por las juntas y el efecto de la calidad del mortero y de su adherencia con las piezas en la resistencia.

En la figura 4.9 se muestran los principales tipos de falla de la mampostería en un ensaye de compresión diagonal. En esta figura puede verse que un primer modo de falla es cuando el agrietamiento diagonal atraviesa las piezas. Este tipo de falla normalmente se da cuando la resistencia a la tensión de las piezas es menor en relación con la resistencia de adherencia del mortero con las piezas. El segundo modo de falla mostrado en la figura 4.9, corresponde a aquel en que el agrietamiento se produce en las juntas, y se produce cuando la resistencia de las piezas es mayor en relación con la resistencia de adherencia del mortero con las piezas, por lo que el agrietamiento ocurre en el elemento débil que en este caso es la junta. Este tipo de falla es muy común en mamposterías hechas con piezas refractarias. Finalmente, cuando el esfuerzo resistente a la tensión de las piezas es semejante a la adherencia entre piezas y mortero, se da un modo de falla mixto en que el agrietamiento diagonal se da tanto en las piezas como en las juntas. La variación de la resistencia con el ángulo de la carga es muy definida sólo cuando la falla es por juntas (tabique hueco).



a) Falla por las piezas

b) Falla por las juntas

c) Falla mixta

Figura 4.9 Modos de falla de ensayos de compresión diagonal (Meli, 1979)

La figura 4.10 muestra curvas típicas carga-deformación obtenidas de ensayos de muretes cuadrados (Meli y Reyes, 1971; Hernández y Meli, 1975). En esta figura se observa cómo las resistencias son aproximadamente uniformes para los distintos tipos de piezas, excepto para las piezas huecas, en que la resistencia es frecuentemente menor. Se observa también que la resistencia se reduce cuando se emplean morteros muy pobres (con bajo contenido de cemento). Las curvas esfuerzo-deformación obtenidas distan mucho de ser lineales y los especímenes pierden mucha rigidez antes de llegar a su esfuerzo máximo. En general, su comportamiento se caracteriza por un primer tramo aproximadamente lineal hasta que se produce el primer agrietamiento diagonal. Puede verse que el tipo de pieza y el tipo de mortero no influye significativamente en la deformación a la cual se produce este primer agrietamiento diagonal. El tipo de pieza tiene una

pequeña influencia en el esfuerzo cortante para el cual se produce este agrietamiento, y el tipo de mortero en la rigidez de la mampostería después del agrietamiento.

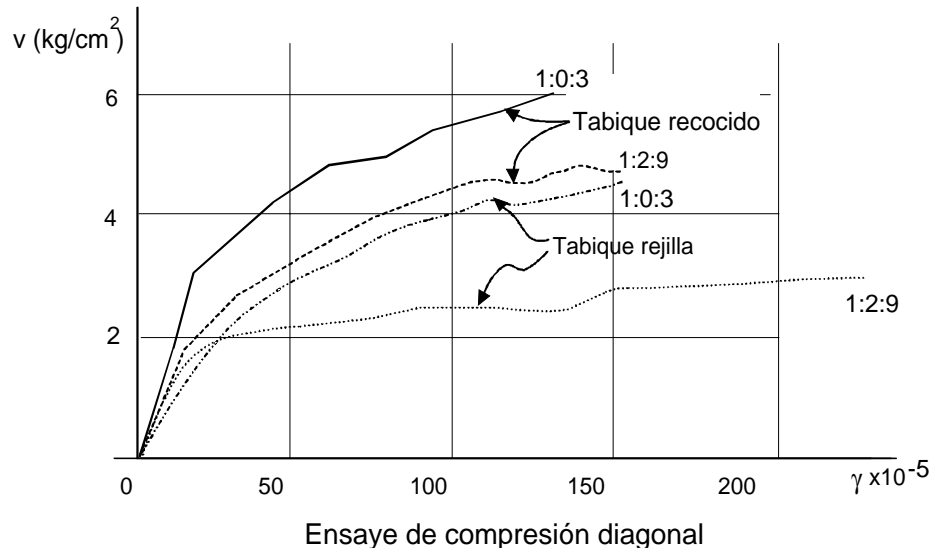


Figura 4.10 Curvas esfuerzo-deformación obtenidas en ensayos de compresión diagonal (Meli, 1979)

En este tipo de curvas, la pendiente representa el módulo de rigidez a cortante G_m , que es una medida de cuanto deformación a cortante sufre la mampostería bajo un determinado nivel de esfuerzo cortante. La relación del módulo de rigidez a cortante y el módulo de elasticidad calculado experimentalmente, G_m/E_m , varió entre 0.1 y 0.3, lo cual es menor de lo que se calcula considerando un comportamiento elástico en un material isotrópico y, de hecho, no cumpliría con la ley de la isotropía, ya que de acuerdo con ella, el mínimo valor posible de G_m/E_m es 0.33 para satisfacer la teoría (considerando que el máximo valor teórico de la relación de Poisson es $\nu = 0.5$), por lo que lo anterior indica que modelar a la mampostería como isotrópica no es del todo adecuado y que debe tenerse especial cuidado en interpretar los resultados obtenidos de análisis que se basan en esta hipótesis. Las diferencias que desvían a la relación G_m/E_m de la teoría de la isotropía se deben, además de la anisotropía existente de las piezas, a las deformaciones de cortante y compresión del mortero, en el cual el efecto del confinamiento es distinto en los muretes en la prueba de compresión diagonal al que ocurre en pilas en la prueba de compresión. También hay que considerar que la aproximación con la que se pueden fijar los valores del módulo de cortante es muy pobre, ya que en el tramo lineal de la curva las deformaciones son muy pequeñas y pueden ser fácilmente afectadas por errores de medición de estas deformaciones.

Una de las modificaciones de las NTCM-2002 (GDF, 2002) con respecto a versiones anteriores es adoptar que, para fines de análisis, $G_m = 0.4E_m$ cuando se

determine a partir del módulo de elasticidad de la mampostería (E_m), para hacerlo totalmente compatible con la teoría de la elasticidad lineal, homogénea e isotrópica, ya que muchos programas de análisis y de elementos finitos que se utilizan en la práctica profesional para estudiar estructuras de mampostería se basan en estas hipótesis, y resulta incongruente y peligroso utilizar $G_m=0.3E_m$, como en versiones anteriores, ya que esto conduce a valores de v irrealistas que pueden introducir errores numéricos significativos en los análisis que pueden redundar en estimaciones erróneas de esfuerzos y deformaciones. El utilizar $G_m=0.4E_m$ no es exclusivo de las NTCM-2002, los reglamentos de los Estados Unidos ACI-530 (2002), UBC (1997) e IBC (2000) vienen tomando este valor desde hace tiempo, esencialmente para la razón expuesta anteriormente.

Por otra parte, la calidad del mortero afecta la resistencia; la diferencia es sensible entre un mortero con proporcionamiento volumétrico 1:0:3 y 1:2:9 de cemento, cal y arena. El esfuerzo cortante resistente varía generalmente entre 2 y 10 kg/cm², lo cual depende del tipo de pieza; las resistencias menores corresponden a piezas de muy baja resistencia en compresión y a piezas con huecos muy grandes y superficies lisas. Las resistencias mayores corresponden a piezas de superficies rugosas o con huecos pequeños en los que se introduce el mortero, proporcionando un anclaje mecánico.

Se ha visto que el esfuerzo cortante resistente, cuando la falla es por tensión diagonal, es proporcional a la raíz cuadrada de la resistencia en compresión. Cuando la falla se presenta a través de la piezas, el esfuerzo cortante resistente de la mampostería puede aproximarse como:

$$v_m = \sqrt{f_m}$$

Esto implica que para una mampostería hecha con tabiques de barro rojo con una resistencia a la compresión f_p de 70 kg/cm², su resistencia a la compresión de la mampostería (f_m) será aproximadamente 32 kg/cm² y su resistencia a esfuerzo cortante de aproximadamente 5.6 kg/cm².

A partir de resultados de muros sin refuerzo, se ha visto que para mamposterías en que no se puede anticipar si el agrietamiento diagonal ocurrirá a través de las piezas la expresión $v_m = 0.8\sqrt{f_m}$ es en general conservadora y que su aproximación es aceptable. Por ejemplo, para el caso de una mampostería hecha con bloques de concreto pesado con una resistencia a la compresión f_p de 120 kg/cm², su resistencia a la compresión de la mampostería (f_m) será aproximadamente 72 kg/cm² y su resistencia a esfuerzo cortante de aproximadamente 6.8 kg/cm².

Dado que la base experimental de los ensayos realizados en los años 70 es relativamente reducida estadísticamente en un espectro amplio de resistencias a compresión de los prismas (f_m), y que no se han conducido estudios específicos en los últimos 20 años que permitan relacionar al esfuerzo cortante resistente en función de la raíz cuadrada de la resistencia en compresión en un intervalo amplio

de valores para (f_m), las NTCM-2002, al igual que en versiones anteriores, establecen un valor límite de v_m para resistencias a la compresión de los prismas relativamente bajas (tabla 2.9 de GDF, 2002). Esto en teoría castiga el diseño ante carga lateral de mamposterías hechas con piezas de muy buena calidad y, si se lee miopemente a las NTCM-2002, parecería que no promueve su uso. Sin embargo, las NTCM-2002 permiten utilizar valores mayores de v_m si estos se basan en ensayos a compresión diagonal conforme lo establecen las NTCM-2002 en su sección 2.7.2.1, por lo que el incremento que se obtiene en los valores de diseño de v_m al utilizar piezas de mayor calidad si es reconocido por las NTCM-2002, aunque el costo para ello es realizar pruebas experimentales para justificar valores mayores a los establecidos en la tabla 2.9 de las NTCM-2002. Por lo tanto, resulta imperioso conducir los estudios de referencia lo antes posible de manera que en versiones futuras las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería permitan relacionar a v_m en función de la raíz cuadrada de la resistencia en compresión (f_m) en un intervalo más amplio de valores, como lo hacen los reglamentos norteamericanos ACI-530, UBC e IBC, ya que esto promueve el uso de piezas de mayor calidad, lo que redundará, sin duda alguna, a una menor vulnerabilidad de las estructuras de mampostería ante sismos.

4.5 MAMPOSTERÍA CONFINADA

El tipo de mampostería más utilizado en nuestro país es la mampostería confinada. En este tipo de mampostería se colocan elementos de concreto reforzado, de sección transversal pequeña, en el perímetro de los muros. Los elementos de confinamiento horizontales se les conoce en nuestro país como dalas y a los elementos de confinamiento verticales se les denomina castillos. Es importante hacer notar que la mampostería confinada tiene un comportamiento mecánico muy diferente a la mampostería no reforzada, y que cuando los elementos confinantes tienen un número, ubicación y detallado adecuado, la mampostería confinada es un excelente material para ser usado en edificaciones para vivienda de poca altura aún en zonas de alta sismicidad. La mampostería confinada también se usa con mucho éxito en otros países latinoamericanos y su efectividad ha llamado poderosamente la atención en la región de los Balcanes en Europa, donde ya también se utiliza.

4.6 COMPORTAMIENTO DE LA MAMPOSTERÍA CONFINADA ANTE CARGAS LATERALES

Si bien el ensayo de compresión diagonal permite obtener índices como son el esfuerzo cortante resistente de la mampostería y el módulo de rigidez a cortante, este tipo de prueba no es totalmente representativa del comportamiento

de un muro bajo cargas laterales, ya que en ella no existen deformaciones ni esfuerzos por flexión, como ocurre en muros sometidos a cargas laterales (particularmente si son esbeltos), por ejemplo, como las que se producen en edificaciones de mampostería sometidas a solicitaciones sísmicas.

La prueba de un muro ante cargas laterales consiste en probar al espécimen en voladizo por lo que se introducen esfuerzos cortantes simultáneamente con esfuerzos de flexión. En la figura 4.11 se muestra un ejemplo típico de una prueba en voladizo.

En el caso particular de los muros de mampostería confinada, su comportamiento ante cargas laterales es muy semejante al que se tiene en el ensaye de compresión diagonal. Sin embargo, debido a la presencia de flexiones que disminuyen los esfuerzos verticales en un extremo del muro y los incrementan en el otro, la fuerza cortante que produce el agrietamiento es menor cuando el ensaye se realiza en voladizo que cuando se efectúa en compresión diagonal. Se ha observado que el esfuerzo cortante que produce el agrietamiento diagonal en un muro sujeto a cargas laterales y sin esfuerzos de compresión significativos puede estimarse como:

- ◆ Muro de tabique macizo de barro,
- ◆ Dimensiones exteriores 2x2 m aprox.
- ◆ Columna de 15x15 cm
- ◆ 4 varillas del #5 con estribos del # 2 @ 15

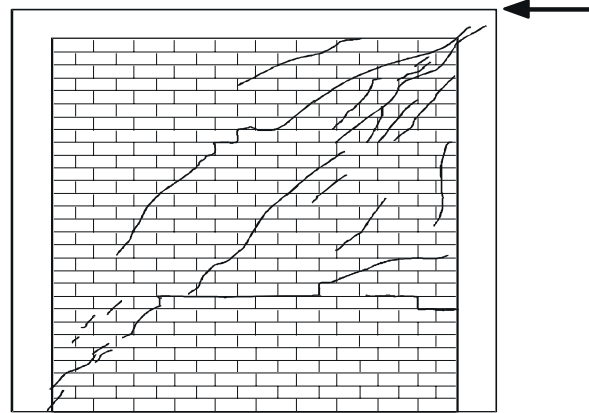


Figura 4.11 Ensaye en voladizo de un muro de mampostería confinada (Meli, 1979)

$$V_a = 0.8 V_{aCD}$$

donde:

V_a es el esfuerzo cortante que produce el primer agrietamiento en un muro sujeto a cargas laterales.

V_{aCD} es el esfuerzo cortante que produce el agrietamiento diagonal en un ensaye de compresión diagonal.

De los resultados de ensayos en voladizo realizados en su mayoría en el Instituto de Ingeniería de la UNAM en las décadas de los años sesenta y setenta, se vió que los esfuerzos de agrietamiento varían en un intervalo muy estrecho (2 a 3 kg/cm²), mientras que los esfuerzos máximos resultaron bastante mayores y variaron en un intervalo un poco más amplio. Las resistencias menores

correspondieron a tabiques que presentaban una adherencia muy baja con el mortero.

La deformación angular a la cual ocurre el agrietamiento varió entre 0.0015 y 0.0025 cuando el ensaye fue en voladizo, mientras que para pruebas en compresión diagonal el agrietamiento ocurre para deformaciones menores (0.0005 a 0.0015).

La grieta diagonal se forma inicialmente en el centro del muro y se prolonga rápidamente hacia los extremos. Su inclinación es usualmente la de la diagonal, aunque tiende a ser más horizontal si el ensaye es en voladizo y cuando se aplican al muro cargas verticales.

En cuanto a los tipos de falla, se presenta la falla por las piezas en muros de piezas débiles y de superficies rugosas que tienen buena adherencia con el mortero; también es típica de muros en los que existen esfuerzos de compresión altos en dirección normal a las juntas. En los ensayes realizados se observó este tipo de falla en muros de tabique recocado, algunos de bloque de concreto y en tabiques ligeros. La falla en las juntas se presenta en muros formados por piezas de alta resistencia o de escasa adherencia con el mortero por sus superficies lisas o por tener huecos grandes, y en muros en los que existen esfuerzos verticales muy bajos o nulos.

En el caso de muros de mampostería confinada por medio de dalas y castillos (por ejemplo, muros de mampostería confinada), su comportamiento hasta el primer agrietamiento diagonal es prácticamente el mismo al de los muros de mampostería no reforzada, lo que implica que la presencia y características de las dalas y castillos no tiene una influencia significativa en el comportamiento de la mampostería antes de que se produzca el primer agrietamiento diagonal.

Después del agrietamiento diagonal existe una importante redistribución de esfuerzos, y el puntal de compresión de la mampostería incrementa significativamente las demandas de flexión, pero principalmente de cortante en los extremos de los castillos. Este incremento en fuerza cortante puede producir la falla del castillo en la esquina, dando lugar a una reducción drástica de la capacidad resistente del muro. Si la sección y armado del castillo en su parte inferior y superior es capaz de resistir esta fuerza cortante, el muro confinado puede soportar cargas laterales adicionales que provocan generalmente la formación de nuevas grietas con inclinaciones menores que la diagonal. Esto da lugar a un modo de falla, en el cual el sistema puede idealizarse como dos bloques rígidos de muro que actúan sobre dos tramos cortos de los castillos. En este sistema idealizado, la fuerza lateral se resiste en parte por fricción y anclaje mecánico a lo largo de la grieta y en parte por la resistencia a cortante de los castillos en los extremos de la grieta. La falla puede ocurrir nuevamente por cortante en los castillos, o si estos tienen resistencia suficiente en cortante, existe reserva de carga importante hasta que los dos tramos cortos de los castillos llegan a articularse, y el conjunto es capaz de soportar deformaciones muy grandes.

Para el ingeniero estructurista es importante estar consciente que la función principal de los castillos no es incrementar la capacidad máxima del muro ante cargas laterales, sino la de aumentar su capacidad de deformación y la de postergar y disminuir la degradación de resistencia.

A partir de estas observaciones se recomienda que los extremos superior e inferior de los castillos tengan una resistencia adicional por cortante lo cual se puede lograr si la separación de los estribos se reduce a la mitad en una longitud igual a una vez y media la dimensión transversal del castillo (Fig. 4.12). Desafortunadamente, con la introducción de aceros de refuerzo prefabricados y de alta resistencia para los castillos, se ha observado un incremento en la separación de los estribos que en algunas ocasiones llegan a ser del orden de la dimensión transversal del castillo. En estos casos, se recomienda se coloquen estribos adicionales en los extremos inferior y superior de los armados en castillos. De igual forma, se recomienda se ancle por medio de ganchos de 90 grados el acero longitudinal de las dalas en el acero longitudinal de los castillos en esquinas (Fig. 4.12) y con ganchos de 180 grados en nudos interiores. Actualmente, las NTCM-2002, además de sugerir estos detalles, los ilustran dentro del mismo cuerpo normativo para facilitar la interpretación de estas disposiciones.

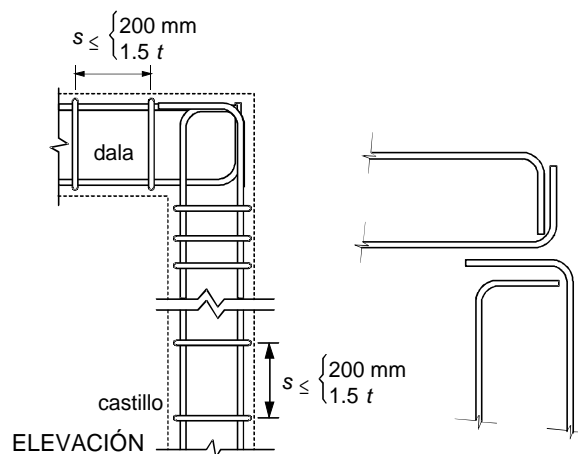


Figura 4.12 Algunos detalles de armado y anclaje de castillos y dalas (GDF, 2002)

La falla por flexión del conjunto ocurre si el refuerzo longitudinal del castillo de tensión es escaso y la carga vertical no muy alta. El comportamiento es en este caso similar al de un elemento subreforzado de concreto. Las grietas de flexión se prolongan a lo largo de casi toda la sección, la rigidez disminuye en forma progresiva y finalmente ocurre la fluencia del refuerzo de tensión, lo cual limita prácticamente la resistencia a cargas laterales del muro.

Aunque la dispersión en la resistencia lateral máxima del muro es mucho mayor que la que existe en la carga lateral que produce el primer agrietamiento, es posible también relacionar la carga resistente de un muro sujeto a cargas laterales

con la carga resistente de un murete probado en compresión diagonal por medio de la siguiente expresión:

$$V_m = 0.45 V_{mCD}$$

donde:

V_m es el esfuerzo máximo resistente de un muro sujeto a cargas laterales.

V_{mCD} es el esfuerzo máximo resistente obtenido de una prueba de compresión diagonal.

La presencia de carga vertical aumenta la rigidez y la resistencia. En muchos de los ensayos en voladizo realizados en el Instituto de Ingeniería de la UNAM, se aplicaron diversos niveles de carga vertical constante a los muros.

Los esfuerzos de compresión producidos por las cargas verticales variaron en los diferentes ensayos entre 1.5 y 10 kg/cm². En todos los casos la presencia de carga vertical aumentó la resistencia a cargas laterales, con respecto a la de un muro idéntico ensayado sin carga vertical.

Se observó que el incremento de resistencia era aproximadamente lineal con el nivel de carga vertical aplicado y que no había diferencia notable por efecto del tipo de estructuración o del tipo de falla.

Se apreció cómo para la carga de agrietamiento este incremento fue más uniforme que para la carga máxima, y está definido aproximadamente por la expresión:

$$V_W = V_o + 0.4W$$

donde:

V_o fuerza cortante que causa el agrietamiento del muro sin carga vertical

V_W fuerza que resiste el muro cuando está sujeto a carga vertical W

En cuanto a la carga máxima, el incremento es más variable, pero puede afirmarse que es del mismo orden que para la carga de agrietamiento.

En el caso de muros diafragma, que se definen como aquellos que participan en la resistencia a cargas laterales, pero que no toman carga vertical alguna, la curva carga-deformación se caracteriza por tener una zona inicial de rigidez alta, seguida por una reducción en rigidez correspondiente al surgimiento de una separación entre el muro y el marco en dos de las esquinas (Fig. 4.13). El siguiente punto característico es una disminución brusca de la rigidez lateral, correspondiente a la formación de una grieta diagonal que se abre ya sea en las juntas o atravesando las piezas; casi inmediatamente la carga vuelve a incrementarse hasta llegar a un valor máximo que puede ser bastante mayor que

el de agrietamiento; después la carga se mantiene en niveles muy cercanos a la carga máxima para deformaciones relativamente grandes.

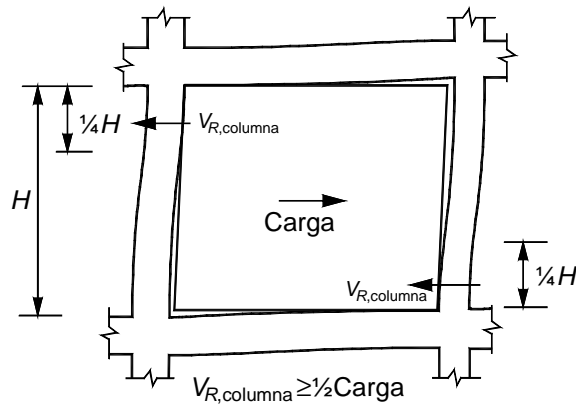


Figura 4.13 Interacción marco-muro diafragma

En forma análoga al caso de la mampostería confinada, hasta la carga de agrietamiento diagonal, el comportamiento no depende en forma importante de las características del marco confinante; sin embargo, después del agrietamiento diagonal, la posible reserva de carga y en parte también la ductilidad, sí dependen del marco, especialmente de la resistencia en cortante de las esquinas, ya que si ésta es baja, la grieta diagonal se prolonga rápidamente en el marco y la carga no aumenta apreciablemente, mientras que si la esquina del marco es resistente, se tiene un incremento muy apreciable de carga hasta que ocurre la falla de aplastamiento local en la mampostería.

En ensayos de voladizo de sistemas marco-muro diafragma, si la columna de tensión del marco tiene refuerzo suficiente para que no haya problemas de flexión, el comportamiento es cualitativamente similar al observado en ensayos de compresión diagonal. Las características del marco tienen poca influencia hasta que se produce el agrietamiento diagonal; después, la posibilidad de que se presente una falla por cortante en los castillos determina la reserva de carga arriba de la de agrietamiento y la magnitud de las deformaciones laterales que puede aceptar el conjunto antes de la falla.

4.7 IDEALIZACIONES DE LA CURVA CARGA-DEFORMACIÓN DE LA MAMPOSTERÍA CONFINADA BAJO CARGAS LATERALES

En muros de mampostería sometidos a carga lateral, es común que la curva carga-deformación se represente con distorsión angular, desplazamiento lateral entre la altura del muro, en el eje de las abscisas contra carga lateral (o esfuerzo cortante promedio) en el eje de las ordenadas.

Con base en curvas obtenidas experimentalmente, Meli (1979) propuso una curva de tipo trilineal como la que se muestra en la figura 4.14. El primer tramo describe el comportamiento hasta cerca del agrietamiento del muro; el segundo tramo, de rigidez inferior, corresponde a la zona entre el agrietamiento y la carga máxima, después de la cual sigue en tramo horizontal hasta la falla.

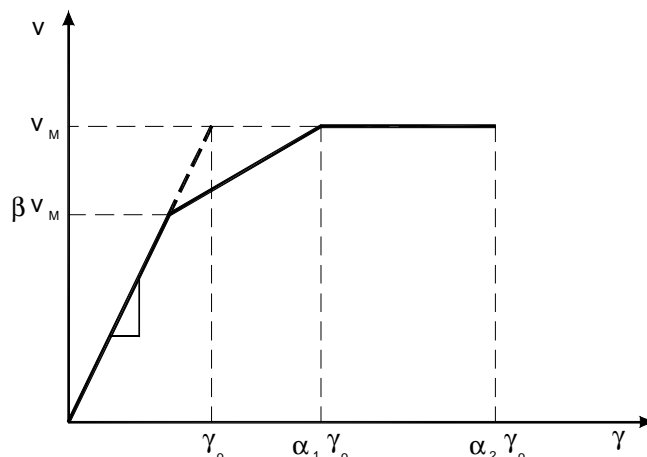


Figura 4.14 Curva trilineal propuesta por Meli (Meli, 1979)

En este modelo se propone que la resistencia lateral del muro puede mantenerse en un determinado intervalo de deformaciones. Sin embargo, otros investigadores, como Tomazevic (1997) han propuesto modelos que incluyen una degradación de resistencia importante, como se ilustra en las figuras 4.15 y 4.16.

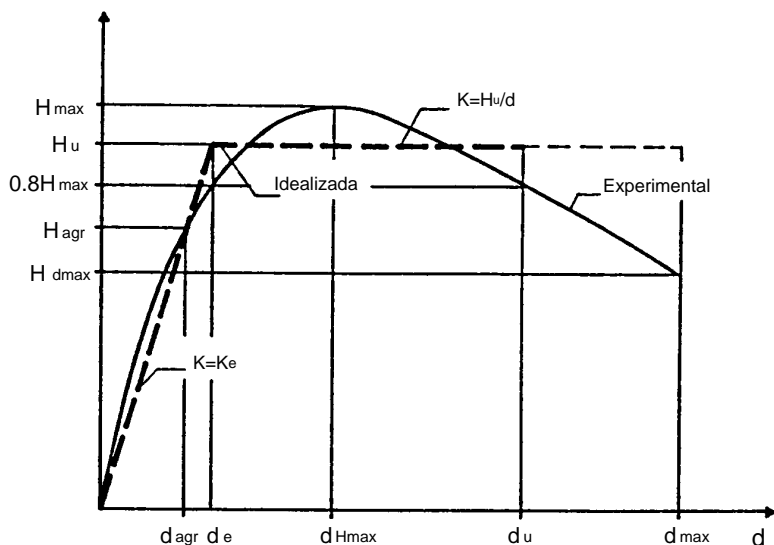


Figura 4.15 Curva bilineal para idealizar el comportamiento de la mampostería (Tomazevic, 1997)

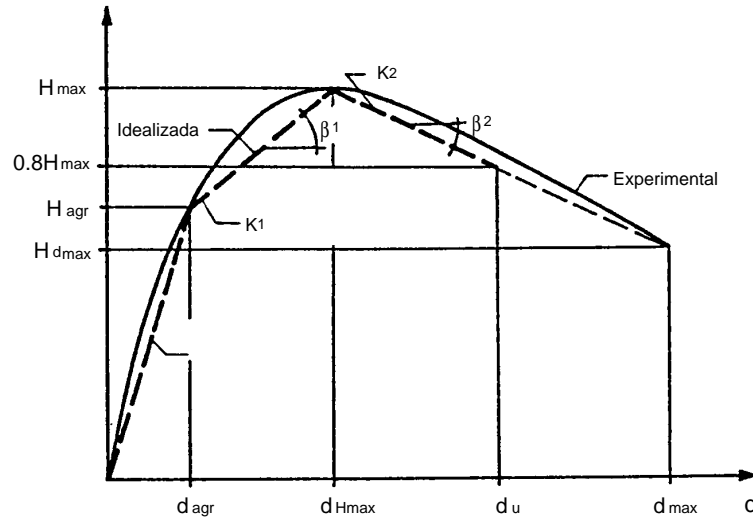


Figura 4.16 Curva trilineal para idealizar el comportamiento de la mampostería (Tomazevic, 1997)

El tramo inicial de estas curvas es aproximadamente lineal y las deformaciones que se registran en los ensayos son muy pequeñas; por tanto, pueden ser afectadas en forma importante por deformaciones locales debidas principalmente a pequeñas holguras en los anclajes y en los sistemas de medición. Por lo anterior, las rigideces medidas en ensayos semejantes difieren a veces en más de ciento por ciento. Se deben esperar diferencias semejantes o mayores en estructuras reales por variaciones en el confinamiento de los muros.

Por estas razones y por la gran variabilidad en las propiedades del material, no se justifica el empleo de métodos refinados para la predicción de la rigidez y se proponen fórmulas simples basadas en expresiones de resistencia de materiales o artificios que transforman la estructura en otra equivalente y fácil de analizar. En varios estudios de investigación se han explorado análisis basados en técnicas de elementos finitos con refinamiento tales como considerar la ortotropía del material, la separación entre marco y muro, la presencia del refuerzo y diferentes modos de falla; sin embargo, estos estudios, que no son prácticos para su uso en el diseño cotidiano de estructuras de mampostería, han permitido valorar la aproximación obtenida con métodos analíticos más simples (por ejemplo, Orduña y Ayala, 2001) y evaluar el impacto de geometrías complicadas, como es el caso de aberturas en los muros (por ejemplo, Álvarez, 2000).

Los métodos basados en fórmulas de resistencia de materiales consisten en considerar deformaciones de cortante:

$$\Delta_c = \frac{VH}{AG}$$

y de flexión:

$$\Delta_f = \alpha \frac{VH^3}{EI}$$

donde:

V y H fuerza cortante y altura del muro;

A e I área y momento de inercia equivalentes de la sección;

E y G módulos de elasticidad y de cortante, que deben definirse apropiadamente.

α coeficiente que depende de las restricciones a las deformaciones de los extremos.

Por lo que la deformación total estará dada por:

$$\Delta_T = \Delta_c + \Delta_f = \frac{VH}{AG} + \alpha \frac{VH^3}{EI}$$

Las deformaciones de cortante pueden predecirse con muy poca aproximación debido a variaciones importantes en los valores experimentales. Se recomienda considerar el área transversal bruta de la sección influyendo el refuerzo, y que el módulo de rigidez se deduzca de ensayos en muretes o, en caso de no existir éstos para los materiales de interés, se tome $G=0.3E$ para tabiques de baja resistencia y $G=0.1E$ para tabiques de alta resistencia, salvo que se pretenda utilizar software con la restricción de modelar a todos sus elementos para satisfacer la teoría de la elasticidad lineal, homogénea e isotrópica, por las razones expuestas anteriormente en la sección 4.4.

Para el estudio de las deformaciones de flexión se recurre a los resultados de los ensayos en voladizo si la cimentación está empotrada la deformación total, en los que se suman las deformaciones de flexión y de cortante está dada por:

$$\Delta_T = \Delta_c + \Delta_f = \frac{VH}{AG} + \frac{VH^3}{3EI}$$

Si se acepta que las deformaciones de cortante se predicen en la forma arriba indicada, se recomienda que se tome el módulo de elasticidad E obtenido de ensayos en pilas y que se considere el momento de inercia de la sección agrietada.

Este procedimiento sólo predice el orden de la rigidez secante hasta la carga de agrietamiento y se obtienen discrepancias frecuentemente muy importantes. Para tomar en cuenta el efecto del refuerzo y de castillos, Meli (1979) sugiere que se emplee la sección transformada mediante la cual se obtienen aproximaciones aceptables aun para muros con marcos exteriores.

Durante la estimación de la rigidez lateral inicial debe tomarse en cuenta que la presencia de una carga vertical sobre el muro puede aumentar considerablemente la rigidez debido a que reduce o impide el agrietamiento por flexión y mantiene la rigidez de la sección intacta hasta cargas próximas a la del agrietamiento.

En muros confinados, el esfuerzo cortante promedio al que se produce el primer agrietamiento es entre un 45 y un 65% del esfuerzo máximo resistente del muro mientras que la correspondiente distorsión angular entre 0.0015 y 0.0020.

Es importante hacer notar que la mampostería no reforzada se caracteriza por tener una baja capacidad de deformación por lo que, en general, se requiere de tan sólo una muy pequeña deformación angular para sufrir un agrietamiento. En una edificación esto implica que desplazamientos relativos horizontales (por ejemplo, desplazamientos relativos de entrepiso durante un sismo) o verticales (por ejemplo, hundimientos diferenciales) tan pequeños como 0.0015, pueden producir un agrietamiento diagonal en la mampostería. Esto tiene implicaciones sumamente importantes en la práctica del diseño de estructuras de mampostería, ya que el diseñador debe estar consciente de que si se permiten distorsiones mayores a este nivel, se permite el agrietamiento de los muros de mampostería.

Desgraciadamente, en nuestro país existe una muy difundida creencia entre muchos ingenieros estructurales en que se cree que al diseñar una estructura en que se limitan las distorsiones de entrepiso a 0.006 veces la altura de entrepiso en estructuras con muros de mampostería ligados a la estructura se evita que estos sufran daño durante un temblor. Esta creencia tiene su origen en una equivocada interpretación de los reglamentos de diseño de nuestro país. Sin embargo, es importante recalcar que si existen muros de mampostería ligados a una estructura que se ve sometida a distorsiones de entrepiso de 0.006 veces la altura de entrepiso, los muros de mampostería tendrán un agrietamiento diagonal severo, ya que este nivel de distorsión es de al menos tres veces el que inicia el agrietamiento de la mampostería. Esta falsa creencia ha sido atendida por el comité responsable de revisar las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería y ahora en la sección 3.2.3.2 de las NTCM-2002 se establecen las distorsiones inelásticas que se permiten para el diseño de las distintas modalidades de mampostería comprendidas por las normas, los cuales se basan tanto en los estudios realizados en el Instituto de Ingeniería durante las décadas de los años sesenta y setenta y en el Centro Nacional de Prevención de Desastres durante la década de los años noventa, y que son:

0.006 en muros diafragma.

0.0035 en muros de carga de mampostería confinada de piezas macizas con refuerzo horizontal o mallas.

0.0025 en muros de carga de: (a) mampostería confinada de piezas macizas, (b) mampostería de piezas huecas confinada y

reforzada horizontalmente o, (c) mampostería de piezas huecas confinada y reforzada con malla.

0.002 en muros de carga de mampostería de piezas huecas con refuerzo interior.

0.0015 en muros de carga de mampostería que no cumplan las especificaciones para mampostería confinada ni para mampostería reforzada interiormente.

La rigidez lateral de un muro de mampostería disminuye considerablemente después del primer agrietamiento. De hecho, es común observar reducciones de rigidez lateral, prácticamente instantáneas, de 60 o 70% al momento de producirse el agrietamiento del muro. Como se mencionó anteriormente en la mampostería confinada, la capacidad de deformación después del primer agrietamiento depende de las características geométricas y de detallado de los castillos. Para el caso en que se evita la falla por cortante de los castillos, la mampostería confinada de piezas macizas puede alcanzar distorsiones de hasta 0.006, pero la mampostería confinada de piezas huecas alcanza normalmente distorsiones menores (hasta 0.004, por lo general).

4.8 COMPORTAMIENTO ANTE CARGAS LATERALES REVERSIBLES

Antes del agrietamiento (para distorsiones angulares menores a 0.001) el comportamiento de la mampostería es esencialmente elástico y no se observa ninguna degradación considerable. Sin embargo, después del primer agrietamiento la mampostería no reforzada se caracteriza por tener una fuerte degradación de rigidez y resistencia.

La rigidez lateral de la mampostería disminuye en la medida en la que se incrementa el número de ciclos y el nivel de deformación lateral. En la Figura 4.17 se muestra la variación de la rigidez lateral, normalizada por la rigidez inicial, en función de la distorsión de entrepiso. Puede verse que para nivel de distorsión del doble del que produce el agrietamiento inicial se tiene una distorsión de menos de la mitad de la rigidez inicial.

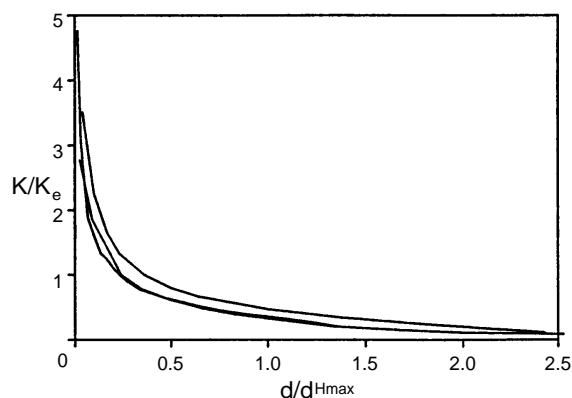


Figura 4.17 Disminución de la rigidez lateral con el incremento de deformación (Tomazevic, 1997)

Además de la pérdida de rigidez lateral, el agrietamiento de la mampostería produce un estrechamiento importante de los ciclos histeréticos. Básicamente lo que ocurre es que mientras se incrementa el desplazamiento lateral en una dirección se abren las grietas y cuando se descarga, o bien cuando se comienza a imponer desplazamiento en la otra dirección durante el proceso de cerrado de las grietas el muro tiene una baja rigidez, una vez que se cierran el muro incrementa su rigidez lateral. En la figura 4.18 se muestra los resultados experimentales de un muro de mampostería sujeto a cargas cíclicas reversibles.

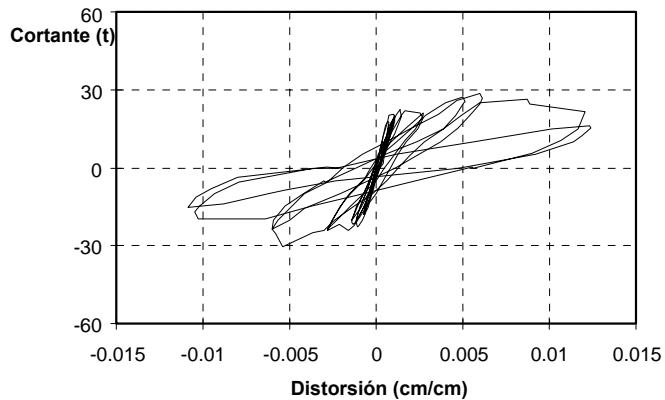


Figura 4.18 Comportamiento histerético de la mampostería no reforzada (Alcocer, 1994)

La carga correspondiente a la deformación máxima y su relación con la que se obtuvo en el ciclo inicial (V_h / V_o) da una medida del deterioro de resistencia. El área bajo la curva de carga, E_h , mide la capacidad de absorción de energía, y su relación con la misma área para el primer ciclo E_o , es una medida de la pérdida de tal capacidad.

Los modos de falla más comunes de la mampostería se muestran en la figura 4.19. Como se ve en esta figura, además de la falla por flexión el muro puede fallar por tensión diagonal o bien por deslizamiento. En el caso de muros de mampostería reforzada, además de los modos de falla que aquí se presentan, se puede presentar una falla de compresión cuando la cuantía del acero es elevada.

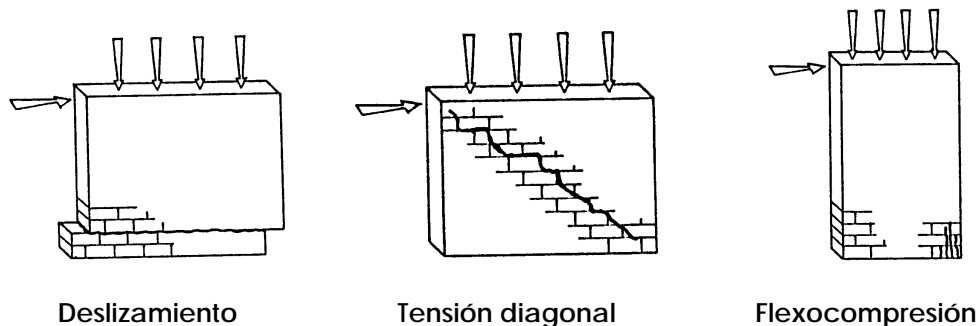


Figura 4.19. Posibles modos de falla en un muro de mampostería (Tomazevic, 1997).

REFERENCIAS

Abrams D.P. (1992), "Strength and behavior of unreinforced masonry", *Memorias de la 10ª Conferencia Mundial de Ingeniería Sísmica*, Madrid, España, Vol. 6, pp. 3475-3480.

ACI-530 (2002), "Building code requirements for masonry structures (ACI 530-02/ASCE 5-02/TMS 402-02), Specifications for masonry structures (ACI 530.1-02/ASCE 6-02/TMS 602-02)", American Concrete Institute.

Alcocer S.M., Meli R., Sánchez T.A. y Flores L.E. (1994), "Comportamiento ante cargas laterales de sistemas de muros de mampostería confinada con diferentes grados de acoplamiento a flexión", *Cuaderno de Investigación No. 17*, Centro Nacional de Prevención de Desastres, México, pp. 53-76.

Alcocer S.M., Aguilar G. y Cano G. (1995) "Determinación de las propiedades mecánicas de los tabiques extruidos tipo Vintex, Multex y Aremax", *Informe ES/01/95*, Centro Nacional de Prevención de Desastres, México, marzo, 65 pp.

Alcocer S.M., Zepeda J.A., y Ojeda M. (1997), "Estudio de la factibilidad técnica del uso de tabique Vintex y Multex para vivienda económica", *Informe IEG/01/97*, Centro Nacional de Prevención de Desastres, México, julio, 125 pp.

Álvarez J.J. (2000), "Estudio analítico sobre el comportamiento no lineal de muros de mampostería confinada con y sin aberturas", *Tesis de Maestría*, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM, México.

Centro Nacional de Prevención de Desastres (1991), *Simposium Internacional de Seguridad Sísmica en la Vivienda Económica*, JICA-CENAPRED, México, D.F., febrero, 602 pp.

Departamento del Distrito Federal (DDF, 1993), "Reglamento de construcciones para el Distrito Federal", *Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal*, México, D.F., 2 de agosto, 96 pp.

Departamento del Distrito Federal (DDF, 1995a), "Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de mampostería", *Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal*, México, D.F., 27 de febrero, 16 pp.

Departamento del Distrito Federal (DDF, 1995b), "Normas técnicas complementarias para diseño por sismo", *Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal*, México, D.F., 27 de febrero, 20 pp.

Durán R. y Miranda E. (1995), "Respuesta sísmica de un edificio de poca altura desplantado en suelo blando de la ciudad de México", *Cuaderno de Investigación No. 23*, Centro Nacional de Prevención de Desastres, México, noviembre.

Durán R. y Miranda E. (1995), "Demandas sísmicas en estructuras de mampostería desplantadas en suelos", *Cuaderno de Investigación No. 23*, Centro Nacional de Prevención de Desastres, México, noviembre.

Gobierno del Distrito Federal (GDF, 2002), "Normas técnicas complementarias para el diseño y construcción de estructuras de mampostería", Anteproyecto del Comité de Normas, México, D.F., 47 pp.

IBC-2000 (2000), "International Building Code, 2000 edition", International Conference of Building Officials, Whittier, California.

Kato H., Goto T. y Mizuno H. (1992), "Cyclic loading tests of confined masonry wall elements for structural design development of apartment houses in the Third World", *Memorias de la 10ª Conferencia Mundial de Ingeniería Sísmica*, Madrid, España, Vol. 6, pp. 3539-3544.

Manfredi G. y Mazzolani S. (1992), "Review of existing in experimental testing of masonry structures subjected to horizontal loads", *Memorias de la 10ª Conferencia Mundial de Ingeniería Sísmica*, Madrid, España, Vol. 6, pp. 3557-3562.

Meli R., Zeevart W.A. y Esteva L. (1968), "Comportamiento de muros de mampostería hueca ante carga lateral alternada", *Ingeniería*, Vol. 38, No. 3, México, D.F.

Meli R. y Salgado G. (1969), "Comportamiento de muros de mampostería sujetos a carga lateral", *Informe No. 237*, Instituto de Ingeniería, UNAM, México, septiembre, 107 pp.

Meli R. y Reyes G.A. (1971), "Propiedades mecánicas de la mampostería", *Ingeniería*, Vol. 41, No. 3, México.

Meli R. y Hernández O. (1971), "Propiedades de piezas para mampostería producidas en el Distrito Federal", *Informe No. 297*, Instituto de Ingeniería, UNAM, México, diciembre, 46 pp.

Meli R. (1979), "Comportamiento sísmico de muros de mampostería", 2ª edición, *Informe No. 352*, Instituto de Ingeniería, UNAM, México, mayo, 141.

Meli R. (1994), "Mampostería estructural. La práctica, la investigación y el comportamiento observado en México", *Cuaderno de Investigación No. 17*, CENAPRED, México, D.F., julio, pp. 3-23.

NMX-C-003-ONNCCE (1996), "Industria de la construcción. Cal hidratada. Especificaciones y métodos de prueba", Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación, México, 25 pp.

NMX-C-038 (1974), "Determinación de las dimensiones de ladrillos y bloques para la construcción", Secretaría de Comercio y Fomento Industrial, México, 6 pp.

NMX-C-061-ONNCCE (2001), "Determinación de la resistencia a la compresión de cementantes hidráulicos", Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación, México.

NMX-C-404-ONNCCE (1997), “Industria de la construcción. Bloques, tabiques o ladrillos y tabicones para uso estructural. Especificaciones y métodos de prueba”, Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación, México, 11 pp.

NMX-C-414-ONNCCE (1999), “Industria de la construcción. Cementos Hidráulicos. Especificaciones y métodos de prueba”, Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación, México, 20 pp.

ONNCCE (2002a), “Anteproyecto de Norma Mexicana para la determinación de la resistencia a compresión y del módulo de elasticidad de pilas de mampostería de barro y de concreto”, Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación, México, 8 pp.

ONNCCE (2002b), “Anteproyecto de Norma Mexicana para la determinación de la resistencia a compresión diagonal y de la rigidez a cortante de muretes de mampostería de barro y de concreto”, Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación, México, 9 pp.

Orduña A. y Ayala A.G. (2001), “Simulación analítica del comportamiento no lineal de muros diafragma de mampostería sujetos a cargas laterales”, *Revista de Ingeniería Sísmica*, No. 64, pp. 69-94.

Paulay T. y Priestley M.J.N. (1992), “*Seismic design of reinforced concrete and masonry structures*”, John Wiley & Sons, Nueva York, 744 pp.

Tena A. (2001), “Diseño de Estructuras de Mampostería”, apuntes del curso dictado en la Maestría en Estructuras de la Universidad Autónoma Metropolitana Azcapotzalco y en el Posgrado de Ingeniería de la UNAM, sexta actualización.

Tomažević M. (1997), “Seismic resistance verification of masonry buildings: Following the new trends”, *International Workshop on Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes*, P. Fajfar y H. Krawinkler, editores, Balkema, junio, pp. 323-334.

Tomažević M. y Lutman M. (1996), “Seismic behavior of masonry walls: modeling of hysteretic”, *Journal of Structural Engineering*, Vol. 122, pp. 1048-1054.

Tomažević M., Lutman M. y Petkovic L. (1996), “Seismic behavior of masonry walls: experimental simulation”, *Journal of Structural Engineering*, Vol. 122, pp. 1040-1047.

Tomažević M. y Weis P. (1994), “Seismic behavior of plain and reinforced-masonry buildings”, *Journal of Structural Engineering*, Vol. 120, pp. 323-338.

UBC-97 (1997), “Uniform Building Code, 1997 edition”, International Conference of Building Officials, Whittier, California, Vol. 2.

CAPÍTULO 5

MODALIDADES DE REFUERZO DE LA MAMPOSTERÍA EN MÉXICO

O. HERNÁNDEZ

CAPÍTULO 5

MODALIDADES DE REFUERZO DE LA MAMPOSTERÍA EN MÉXICO

Oscar Hernández Basilio¹

INTRODUCCIÓN

La experiencia como profesor y en la práctica profesional del autor de este capítulo hacen ver que resulta realmente dramática la poca importancia que se le da a la enseñanza del diseño de estructuras de mampostería, no obstante que durante la vida profesional este tipo de estructuras vienen a representar un alto porcentaje de las edificaciones a que uno se enfrenta; eso mismo se observa en los planos de la mayoría de las oficinas de diseño estructural, donde casi nunca se indica el tipo de mampostería que se debe utilizar en ese proyecto, ni las características de resistencia del mortero por utilizar; además, si es que se llegan a especificar armados, estos usualmente no cumplen con los requisitos de refuerzo que se indican en las normas.

Para hacer más crítico el panorama, de muestreos hechos a partir de 1995 en piezas de barro industrializados (Castilleja, 1995 y Ruiz, 1995) se ha observado que en promedio, la calidad actual de las piezas es muy inferior a aquellas para las cuales se tienen los valores característicos indicados en las Normas de Mampostería; de hecho, casi ningún tabique extruido con huecos verticales o redondos cumple con los valores de resistencia de las normas, tanto para la pieza, como para la resistencia a carga axial y a cortante de las mamposterías que con ellas se fabrican. Aspecto similar debe ocurrir con el bloque de concreto, donde por norma de calidad se pide una resistencia de 60 kg/cm² para la pieza, mientras que las normas de mampostería piden que el esfuerzo resistente de la pieza f_p^* sea mayor a 100 kg/cm².

En este momento cabe reflexionar que el tamaño de alguna de las piezas más usuales ha variado; por ejemplo, es prácticamente imposible encontrar tabique rojo de 14 cm de espesor, actualmente está entre 11 y 12.5 cm. Esta variación influye sustancialmente en el cálculo de la resistencia a cortante de la

¹ Consultor en Ingeniería Estructural y profesor del Departamento de Estructuras de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México.

mampostería y del refuerzo de confinamiento del muro. Caso similar son los tabicones, donde es común tener espesores entre 12 y 13 cm en lugar del 14 nominal. Las piezas de tabique extruido y los bloques de concreto, por fabricarse de una manera más industrializada, han conservado sus valores nominales.

Cabe mencionar que el refuerzo tradicional para armar los castillos y dadas de confinamiento de los muros utilizando varilla grado 42 y estribos de alambón a cada 20 cm, no cumple con las normas, al igual que muchas de las armaduras electrosoldadas que se usan como refuerzo, ya que presentan el mismo defecto que el armado tradicional, es decir, que tienen demasiada separación del refuerzo transversal, lo que es poco conveniente para el comportamiento sísmico de los muros. Esto se magnifica cuando se emplea refuerzo interior, donde es común no usar grapas o estribos entre las juntas para “confinar” el concreto de los castillos interiores.

Por todo lo comentado en párrafos anteriores, se intuye que han cambiado las condiciones para las cuales fueron concebidas las normas de mampostería (que prácticamente se mantuvieron sin modificación desde 1977); por ello, la propuesta de norma (GDF, 2002), mejora sustancialmente a la existente ya que además de actualizarla, la presenta de una forma más accesible, por lo que seguramente su difusión ayudará a que se hagan mejores diseños y se tenga un mejor comportamiento de las estructuras de mampostería.

En el presente capítulo se tratarán aspectos relacionados con el comportamiento de elementos de mampostería, el efecto de las distintas maneras como se refuerzan y sobre aspectos aún poco claros en las normas que deberían modificarse o ser sujetos de investigación.

COMPORTAMIENTO DE MAMPOSTERÍA REFORZADA SUJETA A CARGAS LATERALES Y CONSIDERACIONES DE DISEÑO

5.1 CONSIDERACIONES PRELIMINARES

Antes de describir el comportamiento de las mamposterías reforzadas y el efecto de la cuantía y distribución del acero de refuerzo, se harán comentarios respecto a las características generales de las piezas, del mortero y del refuerzo mínimo que piden las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería (NTCM).

A manera de comentario inicial, vale la pena hablar un poco sobre la vivienda de bajo costo, en la cual no se siguen usualmente las recomendaciones de diseño y constructivas de las normas y reglamentos. Es bien sabido que después de que ocurre un sismo moderado o intenso, ocurren multitud de daños en construcciones que por su tipología y procedimientos constructivos no están contempladas dentro de las normas; estos daños ocurren porque en general se

usan materiales de baja calidad y las construyen personas con pocos conocimientos técnicos. El cómo dar seguridad estructural a este tipo de construcciones está prácticamente resuelto desde el punto de vista técnico, (Hernández, 1980), y se tratará en otro capítulo ya que en este sólo se hará referencia a las mamposterías reforzadas.

Como antecedente, habrá que decir que los estudios para establecer el comportamiento de muros de mampostería se iniciaron a finales de los años cincuenta y prácticamente han seguido casi de forma ininterrumpida hasta el presente, sus primeros resultados se incluyeron en el Reglamento de Construcciones de 1966 y se modificaron en el del 1977, haciéndose algunas modificaciones menores en las NTCM, emitidas en 1987 y 1995; en las NTCM que aparecerán en el 2003 se modifican algunos procedimientos de refuerzo y de diseño al tomar en cuenta nuevos tipos de piezas para mamposterías. También es importante hacer notar que en el caso de las características de las piezas, de los morteros y de las mamposterías que se dan como valores índice de resistencia en las normas, fueron obtenidos de estudios que datan de principios de los años 70 y aparecieron por primera vez en el Reglamento de 1977; estos valores han permanecido sin modificación desde esa fecha.

Curiosamente, después de los sismos de 1985, donde se demostró que las mamposterías diseñadas de acuerdo a las normas se comportaron de manera muy satisfactoria, si bien han aparecido piezas de muy buena calidad que sobrepasan las expectativas de las normas, en general la calidad de las mamposterías ha disminuido de manera alarmante (Castilleja, 1995 y Ruiz, 1995).

Tres han sido los motivos, desde el punto de vista del autor, por los que actualmente las mamposterías son de menor resistencia a las construidas hace casi 30 años:

- 1) La calidad de las piezas ha disminuido.
- 2) No hay control en obra del mortero ni de la mampostería.
- 3) Desconocimiento de los diseñadores del comportamiento de las mamposterías.

Si consideramos que uno solo de esos aspectos puede dar como resultado un comportamiento deficiente de la mampostería, la presencia de todos seguramente va dar origen a que en sismos futuros se tengan daños severos en muchas estructuras de mampostería.

¿Por qué ha ocurrido esta baja de calidad de las mamposterías?, en el mejor de los casos, creo que la principal causa ha sido el exceso de confianza de los diseñadores, los directores responsables de obra, los constructores y las autoridades, después de lo observado en 1985. Durante los sismos del 19 y 20 de septiembre de 1985 fue evidente el excelente comportamiento de los grandes centros habitacionales construidos con mampostería en las casi dos décadas anteriores y en donde se habían aplicado rigurosamente los reglamentos de 1966

y 1977. Esto hizo evidente que las construcciones de mampostería eran altamente confiables, seguras y además económicas, por lo cual, a partir de ese momento, se comenzó a creer que la calidad de los materiales usados en este sistema constructivo eran invariantes, cayendo todos los involucrados en un exceso de confianza que ha contribuido a degradar la práctica constructiva en esta clase de estructuras.

El diseñador contribuye a ello no indicando en los planos estructurales cuáles características de resistencia deben cumplir las piezas, los morteros y la mampostería resultante; también, es común que incluyan procedimientos de refuerzo que no cumplen en ocasiones con los mínimos indicados en las normas.

El director responsable de obra contribuye, por desconocimiento en el mejor de los casos, al no exigir, una vez que hace la revisión del proyecto, como es su obligación, a que el diseñador indique en los planos los parámetros de resistencia de la mampostería, y a que se efectúen las pruebas necesarias para verificar que dichos parámetros se estén alcanzando en la obra, tal como se hace en una estructura de concreto o de acero.

El constructor, al no tener parámetros del material, y en aras de una economía mal entendida, opta por comprar el material que resulte más barato, con la complicidad de una supervisión deficiente, por decir lo menos.

Finalmente, las autoridades tienen parte de culpa por no dar el apoyo necesario para que las normas evolucionen de una manera más expedita y por permitir que las normas de producto conduzcan a la fabricación de materiales de menor calidad a los requeridos por las normas de diseño, como son el caso de las normas de bloques y tabiques de concreto o de barro; además, con su política de limitar el costo de las viviendas de interés social a valores poco realistas, contribuyen a un círculo vicioso que, para alcanzar ese costo, se empleen materiales de menor calidad a los exigidos por las normas de diseño, por ser los más baratos.

5.1.1 CALIDAD DE LAS PIEZAS

En lo que corresponde a la calidad de las piezas, la tabla 5.1 muestra un comparativo de resistencias promedio obtenidas de muestreo de los años 70 y 95 para las piezas de barro extruídas que se producen de manera industrializada y se consumen preponderantemente en el centro del país. Se observa que es significativa la baja en resistencia de las piezas, casi en un 50 por ciento; lo menos que se puede esperar de esta disminución tan fuerte en la resistencia de la pieza, es que también hayan disminuido considerablemente la resistencia de las mamposterías que se construyen con estas piezas, tanto en carga axial como en cortante.

Tabla 5.1 Resistencia a compresión de tabiques de barro extruído, kg/cm²

Tipo de Pieza	1970			1995		
	Valor Máximo	Valor Mínimo	Xp	Valor Máximo	Valor Mínimo	Xp
Tabique extruído	370	169	246	195	60	103

Para confirmar lo anterior, la tabla 5.2 contiene los resultados finales de las investigaciones realizadas por alumnos de la Universidad Popular Autónoma de Puebla (Castilleja, 1995 y Ruiz, 1995), para determinar los valores nominales de diseño de las mamposterías construidas con productos de barro que se fabrican en el Estado de Puebla y en el de Tlaxcala; cabe mencionar que estos materiales se consumen casi en su totalidad en el área metropolitana de la Ciudad de México y en la zona central de la República Mexicana. El objetivo de los estudios era proponer para la Ciudad de Puebla valores índices de resistencia a compresión axial y a cortante para las mamposterías, siendo estos resultados válidos para otros lugares donde se consuman los mismos materiales. Los procedimientos de ensaye y la metodología para determinar los valores índice fueron similares a como se hizo hace casi 30 años para el Distrito Federal, por lo que los resultados de la tabla 5.2 se consideran que fueron obtenidos de manera confiable; al observar la tabla, se ve que los valores de resistencia están por muy por abajo de lo que establecen las normas actuales, achacándose esta baja de resistencia a la calidad de las piezas, ya que los morteros usados cumplían con los requisitos de resistencia.

Tabla 5.2 Resistencia nominal de diseño de mamposterías para la ciudad de Puebla

Tipo de pieza	f_p^* (kg/cm ²)	Mortero tipo	f_m^* (kg/cm ²)	v_m^* (kg/cm ²)
Tabique rojo recocido	54.0	I	25.0	1.89
		III	24.0	1.70
Tabique extruído hueco	28.0	I	15.0	0.65
		III	13.0	0.40
Tabique multiperforado	37.0	I	11.0	1.00
		III	13.0	0.95

Se observa de la tabla que aún el tabique rojo no tiene la resistencia necesaria para usarse en proyectos de estructura de vivienda de varios niveles, y se ve la necesidad de conocer las propiedades de las piezas para hacer un diseño adecuado de las estructuras de mampostería

Desde hace algunos años, el autor ha insistido en varios foros que se eliminen de las NTCM las tablas que contienen los valores de resistencia de las mamposterías, con la finalidad de que se obligue a realizar las pruebas de verificación de calidad, tal como se hace en una estructura de acero o concreto. Otra alternativa es realizar nuevamente los muestreos para determinar otros valores de resistencia porque los existentes ya no son representativos; los realizados por Meli y Hernández (1971), Castilleja (1995) y Ruiz (1995) pueden servir como antecedentes.

También se había insistido en la necesidad de estandarizar los ensayos para determinar la resistencia a carga axial y a cortante de las mamposterías; esto porque se ha observado gran variación en los resultados para una misma mampostería según el laboratorio de prueba donde se efectúa la misma, afortunadamente esto ya se contempla en la nueva normatividad.

5.1.2 CALIDAD DEL MORTERO Y DE LA MAMPOSTERÍA

Además de la calidad y la forma de las piezas que forman a la mampostería, el mortero que las une es determinante en la resistencia del conjunto. A su vez, la resistencia del mortero depende de la proporción de sus componentes en volumen. ¿Porqué se menciona algo tan obvio?, por la sencilla razón de que en la mayoría de los casos se ha dejado la seguridad de las construcciones de mampostería a la comodidad de los albañiles, ya que, al no indicarse en los planos estructurales el mortero a usar, y a que en muchos casos no hay una supervisión adecuada, los albañiles para tener una mayor productividad emplean en ocasiones morteros solo a base de cal o del llamado “mortero o cemento de albañilería”; el usar solo estos tipos de cementantes está prohibido por las normas, ya que siempre debe haber cemento en el mortero. Esta práctica la permiten los constructores, consciente o inconscientemente, porque resulta más barato construir con un mortero con bajo o nulo contenido de cemento.

5.1.3 DESCONOCIMIENTO DE LOS DISEÑADORES DEL COMPORTAMIENTO DE LAS MAMPOSTERÍAS

El desconocimiento parte desde usar formas de refuerzo que se han hecho tradicionales pero que no cumplen con lo que dicen las normas; por ejemplo, se ha hecho tradicional el refuerzo de las dadas y castillos empleando 4 varillas del número 3 y estribos de alambrón a cada 20 cm. En general este refuerzo longitudinal está en demasía, pero lo crítico es que no cumple con el refuerzo mínimo de estribos, que es el importante en el caso de que la mampostería llegara a agrietarse. Por ejemplo, en el caso de usar alambrón con $f_y = 2\,300 \text{ kg/cm}^2$, en una pieza de 12 cm (tabique rojo, tabicón o tabique extruído), el alambrón de 1/4" debería tener una separación máxima de 17.5 cm, en lugar de 20; en el caso de usar electrosoldados que tienen estribos de calibre 8, $f_y = 5\,000 \text{ kg/cm}^2$ y

separación a cada 15.8 cm, apenas cumplen para un muro de 12 cm de ancho, pero la situación se vuelve crítica si el espesor de los muros es menor, en donde al aplicar las expresiones de las normas, es necesario colocar los estribos a menor separación.

Otra forma de refuerzo que es muy usual, pero muy poco eficiente, es utilizar “escalera” como refuerzo horizontal de las mamposterías, se han hecho ensayos al respecto y desde hace no menos de 10 años se ha insistido en distintos foros sobre la nula efectividad de la escalera; afortunadamente, la norma de mampostería propuesta (GDF, 2002), ya indica que este tipo de acero no debe utilizarse como refuerzo de la mampostería.

Desgraciadamente lo comentado en párrafos anteriores es lo más común dentro de la práctica actual de diseño y construcción de las mamposterías, por lo que hay que comenzar a erradicar todos estos aspectos para que las estructuras de mampostería sigan siendo confiables, seguras y económicas. Todo lo que se comenta mas adelante está orientado a ese fin, pero sólo se logrará si los diseñadores toman conciencia de que es necesario que sean ellos los responsables de establecer las características de la mampostería que requiere su proyecto, que los directores responsables de obra ejerzan su autoridad para asegurar, mediante los ensayos indicados por las NTCM, que el constructor esté cumpliendo con los materiales adecuados; y que las autoridades provean los mecanismos para una adecuación más ágil de la normatividad.

5.2 COMPORTAMIENTO DE MUROS DE MAMPOSTERÍA

Una estructura de mampostería estará sometida durante su vida útil principalmente a los siguientes efectos:

- 1) Carga vertical debida al peso de las losas, de las cargas vivas y a su peso propio.
- 2) Fuerzas cortantes y momentos de volteo (flexión) originados por las fuerzas de inercia durante un sismo.
- 3) Empujes normales al plano de los muros que pueden ser causados por empuje de viento, tierra o agua, así como por fuerzas de inercia cuando el sismo actúa normal al plano del muro.

Ante las acciones mencionadas puede ocurrir la falla de la mampostería, por lo que es conveniente conocer el comportamiento y los tipos de falla que se puede presentar en ellas independientemente de la existencia o no del refuerzo.

La falla por carga axial es muy poco probable que ocurra debido a que el área de los muros es grande; podría ocurrir si las piezas son de muy mala calidad, o porque han perdido capacidad de carga por efecto del intemperismo. Se

identifica esta falla porque el material literalmente se aplasta cuando es de baja calidad, o si es de buena calidad, aparecen numerosas grietas verticales.

La falla por flexión se produce cuando se alcanza el esfuerzo resistente en tensión de la mampostería, el cual es muy bajo (del orden de 1 a 2 kg/cm²) y puede ocurrir en el plano del muro o perpendicular a éste. La flexión en el plano del muro es grave cuando no hay acero de refuerzo; al haber refuerzo, éste toma los esfuerzos de tensión que la mampostería no es capaz de soportar. Cuando existen problemas de flexión en el plano del muro, estos se identifican mediante grietas horizontales que se forman en los extremos del muro, siendo mayores las grietas en la parte inferior y disminuyendo en longitud en la altura del muro (Fig. 5.1). Es raro que en una estructura se tengan problemas por flexión porque la carga vertical sobre los muros contrarresta los efectos de los momentos (volteo), o porque lo evita el acero de refuerzo colocado en los extremos del muro.

Para alcanzar la falla debida a un esfuerzo cortante es necesario que no se alcance la de flexión en primera instancia; es decir, solo se obtiene aquella cuando existe carga vertical sobre el muro que contrarresta el efecto de la flexión, o en muros de gran longitud, o se tiene suficiente refuerzo vertical. Se identifican dos formas de falla en cortante: en una de ellas la

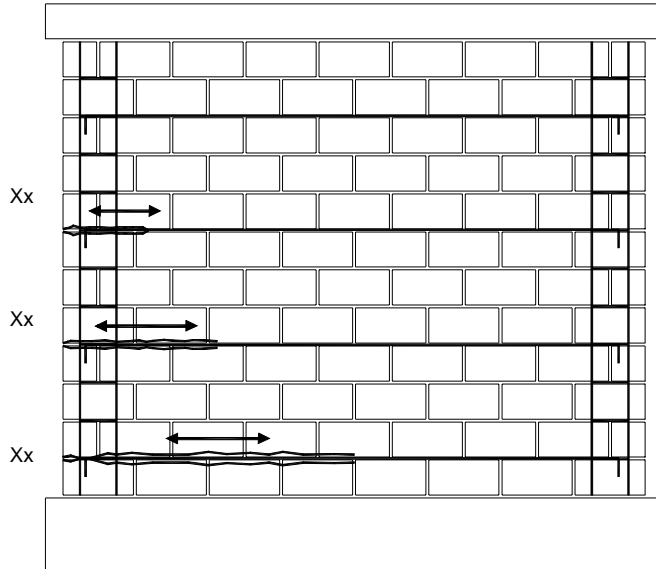
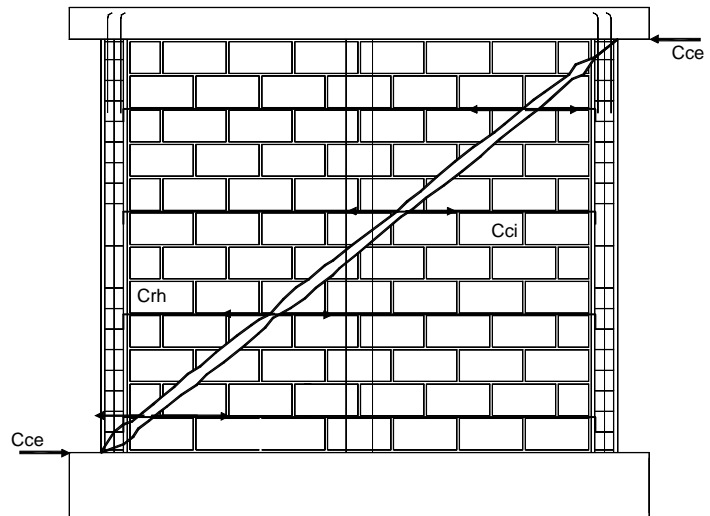


Figura 5.1 Flexión en muros



Cce: cortante del castillo exterior
 Cci: cortante del castillo interior
 Crh: cortante del refuerzo horizontal

Figura 5.2 Cortante en muros

grieta es diagonal que corre solamente a través de las juntas de mortero (en escalera), a esta se le conoce como falla por cortante; mientras que si la grieta es casi recta rompiendo las piezas, se dice que la falla es por tensión diagonal (Fig. 5.2). En caso de falla, este último tipo implicaría la sustitución del material por uno más resistente; mientras que si la falla de la mampostería es por las juntas del mortero, es posible incrementar sustancialmente su resistencia con procedimientos muy simples, (Hernández y Montero, 1981).

Como gran parte de la República Mexicana está situada en una zona de alta sismicidad, ha sido preocupación de investigadores nacionales determinar el efecto de los sismos en estructuras de mampostería. Sabemos que los sismos inducen fuerzas laterales, pero es conveniente recalcar que para el diseño sísmico no sólo interesa la resistencia de la estructura ante carga lateral, sino que también es necesario conocer otras propiedades que sólo se pueden determinar mediante ensayos de laboratorio.

El comportamiento de muros de mampostería ha sido estudiado en México desde los años 60; el compendio más completo de la investigación realizada, y que se tomó como base para la elaboración de las normas de mampostería, se puede ver en Meli (1977), de donde se puede resumir lo siguiente, Figura 5.3: antes de agrietarse el muro tiene un comportamiento elástico lineal aún para cargas alternadas; después que se agrieta, su comportamiento dependerá de la cantidad y disposición del acero de refuerzo. Si el refuerzo es poco, los ciclos histeréticos (representación gráfica del comportamiento de un elemento ante cargas alternadas) son delgados, haciendo ver la poca capacidad de disipar energía, por lo que comúnmente se pierde resistencia drásticamente. Pero si tiene refuerzo suficiente, los ciclos de histéresis son amplios y el muro es capaz de soportar altos niveles de carga con grandes deformaciones; incluso puede llegar a tener un comportamiento equivalente al elastoplástico (Hernández y Meli, 1976).

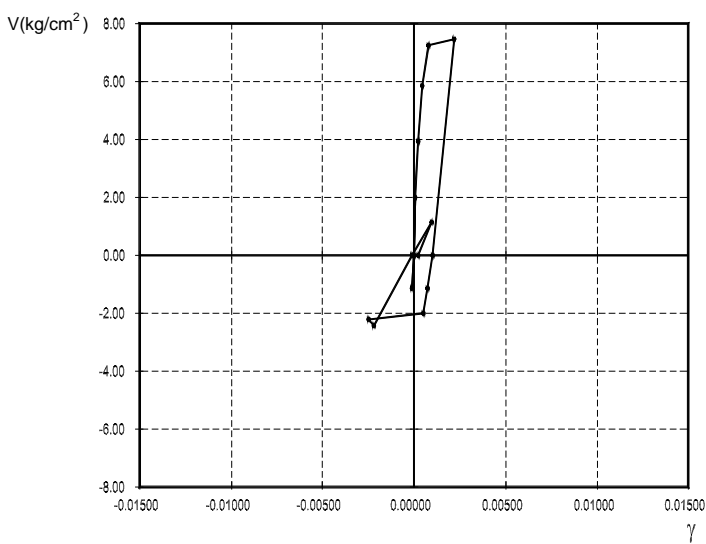


Figura 5.3 Muro MULTEX sin refuerzo

Para cargas alternadas, el deterioro (pérdida de rigidez y resistencia) del muro es pequeño cuando se tienen distorsiones menores a la del agrietamiento; después de éste, el deterioro depende de la manera como se refuerce el muro. El material hueco es más sensible al deterioro que uno macizo, y es diferente la intensidad del deterioro si la falla es por flexión (dúctil) a que si es por cortante o por tensión diagonal (frágil), siendo mayor en los últimos

casos; la carga vertical reduce apreciablemente el deterioro.

Una conclusión importante de lo anterior es que para evitar la falla frágil de la mampostería, es necesario que ésta se refuerce adecuadamente.

Una manera sencilla de describir el efecto del refuerzo en la mampostería sería mediante el ejemplo de tratar de construir una estructura pequeña con cinco cartas de naipes, cuatro de ellas como muros y otra como techo. Al colocarlas, las cartas están aparentemente estables, hasta que con un ligero soplo o con un pequeñísimo movimiento de la superficie donde están asentadas, ocurre el colapso porque no hay ninguna liga entre ellas; este símil podría ocurrir si no se unen adecuadamente los muros entre sí y con la losa, donde movimientos sísmicos ligeros, o vientos fuertes o empujes de tierra o agua podrían hacer colapsar a la construcción. De aquí se ve la necesidad de dar continuidad a los distintos elementos, que para el caso del ejemplo, sería uniendo las cartas mediante una cinta adhesiva, de esta manera se tiene mucha mayor rigidez y resistencia del conjunto; en el caso de una construcción real, esa continuidad la dan las dalas y castillos, cuya principal función no va a ser el soportar cargas en condiciones normales de operación, sino el mantener unidos a los elementos; una vez que la mampostería, se agrieta, el refuerzo que tienen esas dalas y castillos, así como el que se coloque dentro del muro, contribuyen a evitar la falla frágil de la mampostería soportando básicamente los esfuerzos por flexión y por cortante.

Toda construcción de mampostería debe cumplir con los requisitos de refuerzo establecidos por los Reglamentos, por ejemplo el del Distrito Federal, (GDF, 2002); pero más importante que eso es la manera de cómo se debe estructurar una construcción. En el caso de mamposterías, las formas principales para hacerlo son:

- 1) Muros de carga; para resistir la acción de cargas verticales y horizontales.
- 2) Muros diafragma; que solo ayudarán a resistir las fuerzas laterales ya que las cargas verticales son soportadas por marcos de acero o concreto.

El primer tipo es eficiente debido a la presencia de la carga vertical, que hace que el muro sea más resistente a las fuerzas cortantes y a los momentos de volteo producidos por el sismo. Cuando se estructura a base de muros de carga se pueden tener dos alternativas para reforzar a los muros: con dalas y castillos (mampostería confinada), o con refuerzo interior.

En las mamposterías confinadas los muros están rodeados en su perímetro por castillos y dalas que forman un marco que encierra tableros relativamente pequeños, proporcionando una capacidad de deformación mucho mayor que la de un muro no reforzado, así como una liga muy efectiva con los elementos adyacentes; actualmente se cuenta con criterios para fijar la distribución de los elementos resistentes y su refuerzo, así como procedimientos para el diseño de estructuras de mampostería. Hay que hacer notar sin embargo, que si con éste sistema se reduce mucho la posibilidad de un colapso de la construcción y de

daños mayores, no se evita la posibilidad de agrietamientos diagonales en los muros, ya que la resistencia en tensión diagonal de la mampostería no se incrementa apreciablemente por la presencia de dalas y castillos ni del refuerzo horizontal, ya que la función de estos elementos es precisamente evitar la falla frágil cuando se agrieta la mampostería.

En Estados Unidos y otros países, el sistema constructivo consiste en reforzar los muros de piezas huecas con barras verticales en los huecos de las piezas y horizontales en las juntas o piezas especiales. La experiencia sobre el comportamiento sísmico de estas construcciones es más o menos amplia, hay evidencia de que con cantidades altas de refuerzo se obtiene un incremento en la resistencia con respecto a la mampostería no reforzada y un comportamiento bastante dúctil. Hay que recalcar que las cantidades de refuerzo necesarias para lograr un comportamiento adecuado son muy altas y que se requieren separaciones pequeñas del refuerzo tanto vertical como horizontalmente. El procedimiento tiene distintas modalidades que llegan en muros de edificios altos hasta el relleno total de los huecos de las piezas con concreto y el colado de muros delgados de concreto entre dos paños de muros de mampostería.

En México, el refuerzo interior no es muy popular debido a la dificultad de supervisión y, cuando se usa, se emplean cantidades de refuerzo mucho menores que las mínimas especificadas en Estados Unidos, con lo cual se ha demostrado, tanto en laboratorio como en estructuras reales, que se tiene un comportamiento sísmico no muy satisfactorio debido a que la resistencia se deteriora rápidamente por la repetición de cargas alternadas.

Este procedimiento de refuerzo tiene la ventaja, sobre el de confinar con dalas y castillos, a que el muro puede quedar aparente; tiene sin embargo la desventaja de que las piezas huecas tienden a tener fallas locales por desprendimiento de sus paredes, que la liga que se obtiene entre los distintos elementos es menos efectiva y que la cantidad de refuerzo necesaria para asegurar un buen comportamiento es mayor. Estos aspectos negativos son más importantes si las piezas son de barro, ya que el concreto en los huecos no se adhiere a las piezas. Mucho de este problema se ha evitado en México usando varillas de diámetro pequeño y alta resistencia entre las juntas del mortero; en los múltiples ensayos que se han realizado, se ha observado que no ocurre una falla explosiva como es común que ocurra cuando no se tiene este refuerzo, ya que éste evita concentrar la zona de daño en los extremos superior e inferior de los muros, permitiendo, al actuar como "estribos", distribuir los esfuerzos cortantes en una zona más amplia.

5.2.1 INFLUENCIA CUALITATIVA DE OTRAS VARIABLES

En un muro que soporta tanto cargas verticales como laterales, la falla se inicia por agrietamiento horizontal en la base (flexión), presentándose después una falla por agrietamiento diagonal al aumentar las cargas. El tener carga vertical

aumenta apreciablemente la resistencia al primer agrietamiento y tiende a llevar a un tipo de falla por tensión diagonal, disminuyendo la capacidad de deformación del muro. El agrietamiento por flexión se reduce también al aumentar el acero de refuerzo en los extremos del muro y la carga vertical sobre el mismo.

Los aplanados de buena calidad (que contengan cemento) contribuyen en forma importante a la resistencia del muro, principalmente porque ayudan a redistribuir los esfuerzos. También se ha observado que el confinamiento exterior del muro (dadas y castillos) no influye apreciablemente en la resistencia al agrietamiento, pero sí a la resistencia y capacidad de deformación en la falla; tampoco el refuerzo colocado en el interior de las piezas aumenta la resistencia al agrietamiento, pero el refuerzo horizontal colocado entre las juntas del mortero, tanto en muros confinados como con refuerzo interior, ayuda a repartir mejor la fuerza cortante en toda la altura del muro, evitando que se concentre en sus extremos superior e inferior.

Ya sea por flexión o por cortante, se producen aplastamientos y desprendimientos locales en los extremos de los muros para etapas cercanas a la falla, dichos aplastamientos son debidos a la gran expansión lateral que tiene el mortero para altos niveles de esfuerzos, lo que produce tensiones en las piezas. En Estados Unidos y Nueva Zelanda se evita lo anterior colocando piezas de acero perforadas en los extremos de los muros en las dos o tres hiladas inferiores y superiores, esto resulta impráctico en nuestro medio; una solución eficiente que ha dado muy buenos resultados, aún en mampostería de piezas huecas, es colocar varilla corrugada de pequeño diámetro (5/32" a 5/16") y de muy alta resistencia (6000 kg/cm²), en las juntas de mortero; éste refuerzo también ha probado ser efectivo, para resistir fuerza cortante una vez que el muro se agrieta.

Lo comentado en los párrafos anteriores es para hacer resaltar que todo tipo de refuerzo trabaja a su plena capacidad después que se daña la mampostería; y que la presencia de agrietamiento no implica necesariamente la falla del muro, sino que ésta depende del confinamiento, refuerzo exterior e interior, que éste tenga y que pueda hacer que el muro resista cargas similares o mayores a la de agrietamiento.

5.2.2 EL ACERO DE REFUERZO EN LAS MAMPOSTERÍAS

Se ha insistido que los muros de mampostería tienen un buen comportamiento sísmico cuando tienen suficiente acero de refuerzo; cuando están rodeados con pequeños elementos de concreto; en el caso de muros confinados, las NTCM del Reglamento del D.F. indican que el área de acero del refuerzo vertical del castillo debe ser igual o mayor (al revisar por flexión), a $0.2f'_c/f_y$ por t^2 , siendo t el espesor del muro; también especifica que el concreto del castillo debe tener resistencia mínima de 150 kg/cm². Con los datos anteriores y para un muro de 12 cm de espesor (tabique rojo, tabicón, tabique extruído), se calcula que el

refuerzo vertical en los castillos debe ser de cuando menos igual a $0.2 \times 150 / 5000 \times 12 \times 12 = 0.864 \text{ cm}^2$, si se usa un castillo prefabricado electrosoldado con $f_y = 5\,000 \text{ kg/cm}^2$, ó 1.03 cm^2 si se usa refuerzo convencional grado 42; los castillos electrosoldados usualmente tienen 3 ó 4 varillas de $1/4''$, equivalente a 0.96 ó 1.28 cm^2 , mientras que un castillo armado tradicional tiene 4 varillas de $3/8''$, con un área total de acero de 2.84 cm^2 , más del doble del mínimo que se requiere en la mayoría de los casos para construcciones de hasta dos o tres niveles.

Cabe mencionar que el porcentaje de refuerzo que se pide en castillos es mayor al mínimo que se les pide a las columnas (aprox. 0.0046); en el caso de un electrosoldado, la cuantía es $0.864 / 12 \times 12 = 0.006$, un 30% más; mientras que para un castillo armado es 0.0072, 57% mayor en el caso de emplear el valor calculado de 1.03 cm^2 , mientras que si se coloca el refuerzo de 4 varillas de $3/8''$, la cuantía es del 2%, casi 4 veces mayor. El refuerzo vertical que se pide para un castillo, por ejemplo de $12 \times 12 \text{ cm}$, es generalmente útil para resistir el momento de volteo en construcciones de no más de dos niveles, por lo que si se tiene un castillo de mayor tamaño, 12×20 ó 12×30 , no es necesario poner mayor área de acero, y ese aumento de sección, que usualmente se pone en el plano del muro, es benéfico para el comportamiento a cortante, porque se tiene mayor peralte en la dirección crítica.

Bajo condiciones normales de operación, el refuerzo de los muros no contribuye mucho a la resistencia, pero sí lo hace una vez que se agrieta la mampostería (sismo o viento máximo); en estos casos, la resistencia a cortante es el parámetro crítico en un muro de mampostería, ya que si se sobrepasa esa resistencia y el muro no está adecuadamente reforzado, puede sobrevenir el colapso de la estructura. Los refuerzos que ayudan a mejorar el comportamiento después que se agrietan las mamposterías es el que se coloca como estribos en los castillos (en caso de ser confinados), el que se pone horizontalmente entre las juntas del mortero, y las secciones de concreto de los castillos exteriores o colados en el interior.

La figura 5.2 muestra esquemáticamente cómo se reparte entre los distintos refuerzos la fuerza sísmica que no puede resistir la mampostería una vez que se agrieta; a continuación se describe brevemente éste fenómeno. Al presentarse las grietas en el muro, la fuerza cortante tiene que ser resistida por todo aquel material que la cruce; si hay refuerzo horizontal en las juntas, este evita que la grieta se abra, soportando parte de la fuerza cortante original, su efecto es más o menos el de un estribo en un elemento de concreto. También los castillos, exteriores o los colados en el interior de piezas huecas, ayudan mediante su resistencia a cortante, a soportar parte de la carga; a mayor peralte del castillo en el plano del muro, mayor contribución a cortante. Si los castillos tienen estribos, este acero también ayuda a resistir el cortante, ya que a mayor peralte del castillo, mayor f_y del estribo y menor separación de éstos, mayor será la contribución del acero, ya que la resistencia es directamente proporcional al peralte y a la resistencia del acero, e inversamente proporcional a la separación de los estribos.

Es necesario recalcar que el refuerzo horizontal entre las juntas del mortero usando la denominada escalerilla no es conveniente, ya que se ha visto durante ensayos en laboratorio que ocurre una falla frágil al romperse la escalerilla para deformaciones relativamente bajas, cosa que no ocurre cuando se emplean varillas de diámetro pequeño que se anclan en los extremos del muro.

Otro tipo de refuerzo del cual también ya se tienen buenas experiencias es el consistente de mallas electrosoldadas, por una o por ambas caras del muro. El uso de estas mallas se ha dirigido preponderantemente como procedimiento para reparar mamposterías dañadas; experiencias con mallas del tipo gallinero o para cerca no han dado resultados satisfactorios, y en el caso de las mallas electrosoldadas es condición indispensable sujetarlas adecuadamente a la mampostería, digamos a cada 30 ó 45 cm en ambas direcciones mediante alambres que amarren ambos lechos de malla, además, debe emplearse un mortero de buena calidad para lograr una buena adherencia con la mampostería. La norma de mampostería propuesta (GDF, 2002), presenta un criterio de diseño para evaluar la contribución de la malla a la resistencia a cortante.

5.3 EVOLUCIÓN DEL REFUERZO DE LAS MAMPOSTERÍAS

Si bien las modalidades de refuerzo propuestas en las NTCM hace cerca de 30 años resultaron convenientes para las características de las piezas que en esa época se fabricaban, actualmente es necesario dar cabida a alternativas cuya finalidad sea mejorar el comportamiento sísmico de mamposterías que tienen parámetros de resistencia mayor a las indicadas y que utilizan menores cantidades de refuerzo, pero detalladas adecuadamente.

Para poder comprender mejor en que dirección deben hacerse esas modificaciones es conveniente hacer un breve resumen histórico de cómo ha evolucionado el refuerzo en las mamposterías.

En los años 40 era común el acero con $f_y = 2\,500\text{ kg/cm}^2$ y que se reforzaran las mamposterías con 4 varillas #3 y estribos de alambión a cada 20 cm, armado que sigue siendo tradicional aún en esta época, a pesar de que han aparecido aceros de mejor calidad; a finales de los años 50, ese refuerzo seguía vigente no obstante la reglamentación estricta del reglamento después de ocurrir el sismo del 28 de julio de 1957. En esa época, aparecen en el mercado de México las primeras armaduras electrosoldadas para reforzar muros (ARMEX), cuya finalidad era sustituir el armado tradicional con aceros de mejor calidad ($4\,000\text{ kg/cm}^2$ en esos años), y cumplir con la normatividad de ese tiempo. Los muros de piezas huecas debían de tener cuando menos 20 cm de ancho y tener una varilla de 13 mm a cada 60 cm anclada en las trabes si el área tributaria del muro era mayor a 15 m^2 ; mientras que los muros divisorios se debían confinar con postes metálicos en su perímetro o mediante malla en sus caras. El objetivo del refuerzo era evitar la falla frágil de los muros después de agrietarse éstos.

En el reglamento de 1966 aparecen requisitos específicos de refuerzo de las dalas y castillos para estructuras de mampostería con más de 5 m de altura. Se pide que los castillos se coloquen en las intersecciones entre muros, en los extremos y a separaciones que no excedan las $\frac{3}{4}$ partes de la altura; la dala se debería poner en todo extremo horizontal de muro, salvo que existiera algún otro elemento de concreto. Para la resistencia del concreto se pedía un mínimo de 140 kg/cm², y el acero de dalas y castillos debería tener al menos cuatro varillas, cuya área no fuera menor que $0.1 f_c'/f_y$ por el área transversal del castillo, pero no menor que $0.1 f_c'/f_y t^2$ (t es el espesor del muro). Decía también ese reglamento que el diámetro de los estribos no debería ser menor a 6 mm con separación máxima de 20 cm, sin especificar el esfuerzo de fluencia. Si el refuerzo era interior, se pedía que se colocara refuerzo equivalente.

En noviembre de 1976 aparece un nuevo reglamento que se basa en criterio probabilista, se implementan las Normas Técnicas Complementarias para diseño de estructuras de distinto tipo, entre ellas las de mampostería; esto era con la finalidad de actualizar las normas de diseño de una manera menos complicada, eso se dijo. El cambio principal se refiere al criterio de diseño de las estructuras, el cual ahora se hacía para que los elementos fallaran, pero para cargas mayores a las de servicio, esto es, con un criterio de resistencia. Los cambios principales para el caso del refuerzo de las mamposterías se mencionan a continuación. Aparece el concepto de muro confinado y muro con refuerzo interior, estableciéndose las características para cada uno. Si el muro con refuerzo interior cumplía con los requisitos ahí establecidos, se permitía incrementar su resistencia a cortante en un 50%; también se permitía el mismo incremento en porcentaje para la compresión axial (pero no mayor a 15 kg/cm²); en muros confinados se permitía incrementar en 4 kg/cm² la resistencia a compresión de la mampostería. Para muros confinados, los castillos y dalas debieran tener un concreto con f_c' mayor a 150 kg/cm² y se aumentó al doble la cantidad de refuerzo longitudinal respecto al valor que antes se pedía; ahora el área deberá ser mayor a $0.2 f_c'/f_y$ por el área del castillo. Aparece una expresión para calcular el área de refuerzo en estribos, $1000s/(f_y d_c)$, y se pide que la separación no sea mayor a 1.5 veces la dimensión menor del castillo ó 20 cm, la menor de ellas; la distancia entre castillos se pide que no sea mayor a 1.5 veces la altura del muro o cada cuatro metros. Para los muros con refuerzo interior se pide cantidades de refuerzo muy altas, cuando menos 0.0007 del área transversal del muro en una dirección (horizontal o vertical), pero su suma de ambas cuantías no debería ser menor a 0.002. Además, en todo extremo o intersección de muros, o cada 3 metros, debieran ir colados dos huecos consecutivos cada uno de ellos con una varilla de 3/8" (con $f_y=4200$ kg/cm² o refuerzo equivalente); además, el refuerzo interior adicional se debía colocar a una separación no mayor a seis veces el espesor del muro, ó 90 cm.

Para esta NTCM de 1976 la finalidad de aumentar las cantidades de refuerzo era dar a los muros cierta capacidad de deformación para que pudiera aplicárseles factores de ductilidad mayores a la unidad: 1.5 para piezas huecas con refuerzo interior o confinadas, y 2 para piezas macizas confinadas.

En septiembre 19 y 20 de 1985 ocurren dos temblores de gran intensidad causando numerosos daños en estructuras, principalmente de concreto, haciendo necesaria la aparición de unas normas de emergencia y posteriormente, en 1987, un nuevo Reglamento de Construcciones. Los cambios principales para el refuerzo de estructuras de mampostería consistieron en incrementar el factor de resistencia de mamposterías confinadas y con refuerzo interior de 0.6 a 0.7, y se elimina el incremento en resistencia a cortante para mamposterías con refuerzo interior; permitiendo, sólo en el caso de colocar acero de refuerzo en las juntas horizontales del mortero, incrementar 25% la resistencia a cortante, esto es aplicable tanto a muros confinados, como con refuerzo interior.

Se observa cómo se hizo menos estricto el reglamento con las mamposterías en comparación con las estructuras de acero y concreto, además se permite incrementar la resistencia a cortante de la mampostería cuando se utiliza refuerzo horizontal entre las juntas del mortero. Esto último fue debido al excelente comportamiento observado en mamposterías reforzadas de esa manera, las cuales tuvieron capacidad de soportar altos niveles de carga para deformaciones importantes.

La versión de las NTCM del año 1995 tiene modificaciones menores tendientes a aclarar la aplicación de las normas (DDF, 1995).

Estudios recientes en mamposterías que pueden alcanzar resistencias nominales de diseño a cortante de 5 kg/cm² y mayores (Hernández y Guzmán, 1996; Hernández, 1998; y Alcocer y otros, 1997), han permitido determinar que es necesario modificar algunos de los criterios para mejorar el comportamiento sísmico de las mamposterías, aún para cantidades de refuerzo menores a las indicadas en las normas antes mencionadas.

A continuación se dan algunas ideas sobre las cuales giró la modificación de las normas propuestas (GDF, 2002), indicando los estudios o razonamientos que apoyaron esos cambios.

5.3.1 REFUERZO LONGITUDINAL

Sabemos que el efecto principal del refuerzo en muros de mampostería es evitar la falla frágil de éstos una vez que se agrietan. El refuerzo vertical cumple con este cometido al tomar las tensiones que se tienen por efecto del momento de volteo en el muro, con lo que el muro puede soportar mayores fuerzas cortantes.

Las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería (NTCM) indican tres aspectos relacionados con el refuerzo longitudinal en las mamposterías (GDF, 2002).

En el capítulo 5 referente a muros confinados, se dice que:

“El refuerzo longitudinal del castillo y la dala deberá dimensionarse para resistir las componentes vertical y horizontal correspondientes del puntal de compresión que se desarrolla en la mampostería para resistir las cargas laterales y verticales. En cualquier caso, estará formado por lo menos de tres barras, cuya área total sea **al menos igual a** la obtenida con $0.2(f_c'/f_y) t^2...$ ”.

Por otro lado en el capítulo 6 de las NTCM, que corresponde a muros reforzados interiormente, se indica que:

“La suma de la cuantía de acero de refuerzo horizontal, p_h , y vertical, p_v , **no será menor** que 0.002 y ninguna de las dos cuantías será menor que 0.0007...”
 “...Cuando se emplee acero de refuerzo con esfuerzo de fluencia especificado mayor que 4 200 kg/cm², las cuantías de refuerzo calculadas se podrán reducir multiplicándolas por $4\ 200/f_y...$ ”.

En otro párrafo del mismo capítulo, dice que deberá colocarse por lo menos una barra No. 3 de grado 42, o refuerzo de otras características con resistencia a tensión equivalente, en cada una de dos celdas consecutivas en todo extremo de muros, en las intersecciones entre muros o a cada 3 metros. El refuerzo vertical en el interior del muro tendrá una separación no mayor de seis veces el espesor del mismo ni mayor de 80 cm.

Finalmente la última referencia importante del acero longitudinal, se tiene en las secciones referentes al cálculo de la resistencia a flexión y flexocompresión en el plano del muro. Ahí dice que para muros reforzados con barras colocadas simétricamente en sus extremos, la resistencia a flexión (o el área de acero necesaria) se calcula con las fórmulas que ahí se presentan, tanto para cuando no hay carga axial en el muro, como para cuando la hay.

En términos generales se plantea que los muros, confinados o con refuerzo interior, deben tener una cuantía mínima de refuerzo en sus extremos, **pero que es necesario revisar su capacidad a flexión**, y donde se requiera, incrementar el área de acero.

En un muro confinado con castillos cuadrados es poco común agregar acero por flexión debido principalmente a la gran longitud que tienen, por lo que es importante cuidar que no se ponga menor refuerzo al mínimo correspondiente a la sección cuadrada. En este sentido, con la aparición de piezas de 20 cm de ancho, o al hacer un muro doble, si se quiere cumplir con las NTCM resulta una incongruencia cuando se confinan estos muros ya que su cuantía de refuerzo es mayor de la que se requiere para una columna de concreto, siendo totalmente diferente la función de cada uno; la columna debe cumplir una función más importante que la de un castillo al confinar la mampostería, veamos esto:

Como castillo

$$A_s = 0.20 f_c'/f_y \times t^2$$

t = espesor de muro; para muro de 20 cm

$$A_s = 0.2 \times 150/4200 \times 20 \times 20 = 2.86 \text{ cm}^2; \text{ para } 12 \text{ cm, } A_s = 1.03 \text{ cm}^2$$

Como columna

$$A_s = 20/f_y \times A_c$$

A_c = área de columna; para 20x20 cm

$$A_s = 20/4200 \times 20 \times 20 = 1.90 \text{ cm}^2; 33\% \text{ menos que como castillo}$$

Como se observa, hay inconsistencia en el hecho de que un elemento que cumple sólo funciones de confinamiento, requiera mayor cantidad de refuerzo vertical que uno similar que cumple función estructural o que está cumpliendo una función más compleja. Por lo anterior, se ve la necesidad de modificar las NTCM para lograr congruencia con la norma de concreto; para ello se propone lo siguiente:

- 1) Para castillos que confinan muros con espesor de 12 cm o menores, independientemente de la otra dimensión del castillo, el área de refuerzo longitudinal no debe ser menor a lo indicado por la expresión que dan las NTCM:

$$A_s = 0.2 f'_c / f_y \times t^2$$

donde:

t espesor del muro, cm

f'_c resistencia del concreto, kg/cm²

f_y esfuerzo de fluencia del acero, kg/cm²

- 2) Para castillos que confinan muros de más de 12 cm de espesor, el refuerzo longitudinal mínimo sería:

$$A_s = (0.54 + 0.0034 A_c) \times 4200 / f_y$$

donde:

A_c = área del castillo.

Esta expresión resulta de hacer un ajuste lineal teniendo como extremos el acero que requiere un castillo de 12x12 cm, y el de una columna de 20x20 cm.

- 3) Si el área del elemento de confinamiento es mayor a 400 cm², deberá usarse la cuantía mínima que se especifica para el refuerzo longitudinal en columnas, que se calcula con la expresión:

$$A_s = 20/f_y \times A_c$$

La anterior propuesta tiene como fin hacer congruentes las normas de diseño con lo que se hace en la práctica constructiva y que se ha visto ha dado lugar a estructuras de mampostería seguras y con buen comportamiento.

5.3.2 REFUERZO TRANSVERSAL

Las figuras 5.4 y 5.5 muestra el comportamiento de muros similares (Hernández y Guzmán, 1996; Hernández, 1998), uno de ellos sin refuerzo en el castillo y otro con estribos de alto grado de fluencia ($5\,000\text{ kg/cm}^2$), espaciados a cada 7.5 cm , es notoria la diferencia de comportamiento una vez que el muro se agrieta, dando a entender que es muy importante la contribución de los estribos, ya que al estar poco espaciados confinan adecuadamente al concreto permitiendo sostener una buena parte de resistencia al cortante para deformaciones importantes.

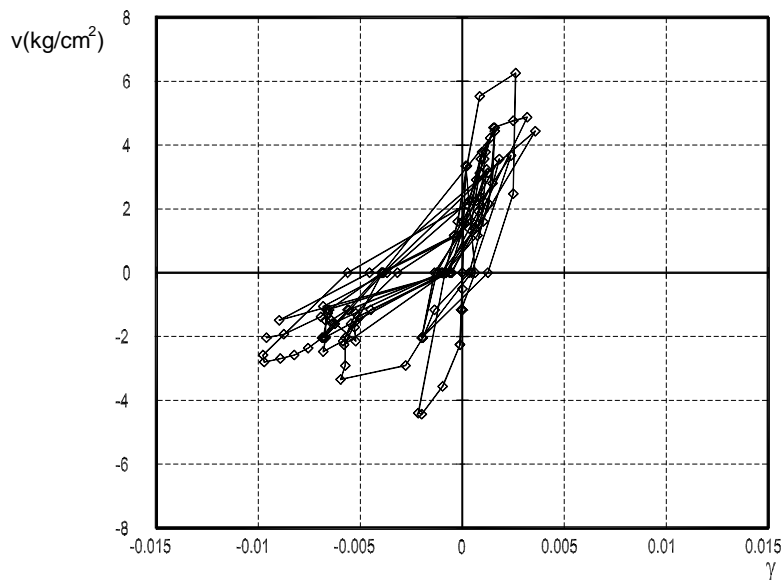


Figura 5.4 Muro MULTEX con refuerzo

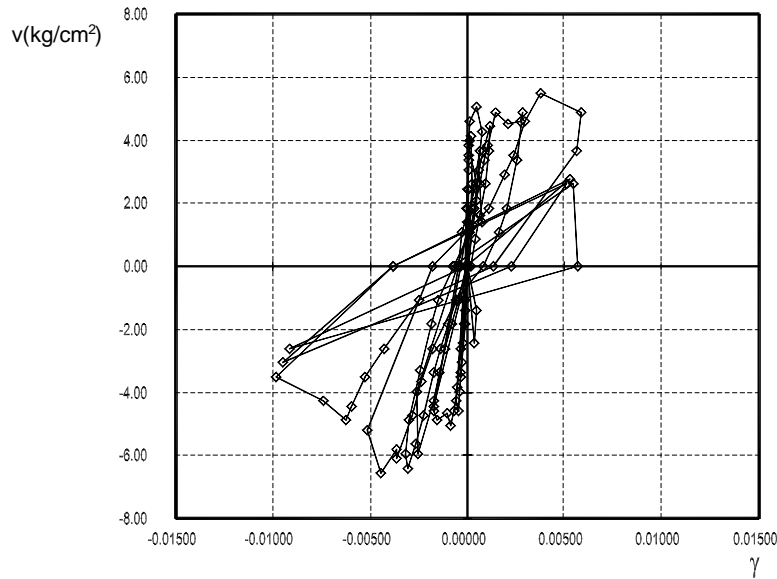


Figura 5.5 Muro 1 (TABIMAX)

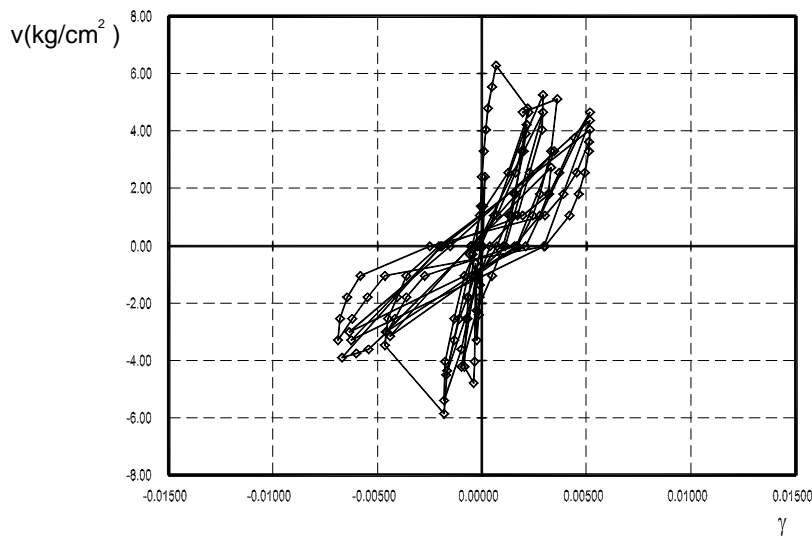


Figura 5.6 Muro 2 TABIMAX

En otro estudio (Hernández, 1987), se ensayaron muros de tabique rojo, la finalidad era determinar el efecto de la separación y de la resistencia a fluencia del acero; se observó que para el muro reforzado como lo dicen las NTCM, y donde se empleaba alambrión para los estribos, al instante de agrietarse el muro también se dañaron los castillos extremos; se interpreta que la alta deformabilidad del acero y la gran separación entre los estribos, dio lugar a poco confinamiento del concreto, dañándose este y perdiendo el muro capacidad de carga y deformación. En otro de ellos, se puso acero de alta resistencia equivalente al del muro anterior; este muro al agrietarse, casi con el mismo nivel de carga, no se dañaron los

castillos, por que fue capaz de soportar mayores deformaciones y carga que el anterior. Otros dos muros se ensayaron disminuyendo la separación entre los estribos de alta resistencia a aproximadamente 7 cm, pero solo en los extremos de los castillos (aproximadamente 50 cm), encontrando que, si bien la carga de agrietamiento prácticamente era la misma, se obtuvo mucho mejor comportamiento posagrietamiento, ya que permitieron gran capacidad de deformación; resultados similares se obtuvieron para tabiques huecos multiperforados, tal como se muestra en las figuras 5.5 y 5.6 para los muros ensayados por Hernández (1998).

Los estribos de alta resistencia permiten confinar mejor al concreto aún para altos niveles de fuerza cortante, de ahí la conveniencia de su uso en los castillos. Estudios hechos en otras partes del mundo han hecho ver que también este concepto es aplicable para el caso de columnas; tanto es así que el ACI permite el uso de mallas con esfuerzo de fluencia de hasta 5 600 kg/cm² para su empleo como refuerzo para cortante.

Como resultado de estas experiencias se recomienda que no se utilice mas el alambraón para formar los estribos que refuerzan las dalas y castillos, sino que se utilicen varillas de diámetro pequeño y con alto grado de fluencia; además, como las partes críticas de los castillos son sus extremos, la separación de los estribos, en un tramo de 40 a 50 cm en la parte superior e inferior de los castillos, no debería ser mayor a 2/3 del espesor del muro, mientras que en la parte central puede aumentarse al valor indicado actualmente por las normas, ya que tanto en laboratorio como cuando ocurre un sismo, se ha observado que esta zona central prácticamente no contribuye a la resistencia. Estas recomendaciones adicionales hacen que los muros puedan sostener una buena cantidad de fuerza cortante para deformaciones importantes; la conjunción de esta forma de refuerzo con el uso del refuerzo horizontal mejora increíblemente el comportamiento posagrietamiento de los muros.

Si se emplean castillos electrosoldados para reforzar las mamposterías, solamente deben ocuparse aquellos cuya separación de los estribos no sea mayor a 15.6 cm si las piezas tienen 12 cm o más de ancho; pero en piezas de menor espesor deberían cerrarse los estribos.

En el caso de muros con refuerzo interior, es necesario que el refuerzo que se tiene en los extremos de los muros o en intersecciones entre ellos, se una mediante estribos cerrados y que estos sean de acero de alto grado de fluencia, lo cual se ha observado experimentalmente también contribuye a la resistencia a cortante; en este caso, se recomienda que su diámetro sea menor a ¼". Un procedimiento que se ha visto que tiene muy buenos resultados es construir un castillo integral dentro del muro, esto se logra eliminando el material en el interior de las piezas, ver figura 5.7, con lo cual se logra una mejor eficiencia del refuerzo al tener un elemento de concreto peraltado en la dirección crítica y estribos cerrados que son más eficientes. El estudio de Alcocer y otros (1997) indica que si se hace este castillo integral con poca separación de los estribos, o un castillo

confinante, y además se coloca un porcentaje mínimo de 0.005 de refuerzo horizontal en las juntas, podría incrementarse para mamposterías de piezas multiperforadas a 2.0 el valor del Factor de Comportamiento Sísmico (Q).

Es conveniente aclarar que este procedimiento de refuerzo cerrando estribos y usando aceros con alto grado de fluencia es suficiente para asegurar un buen comportamiento de mamposterías que tengan una resistencia nominal de diseño no mayor a 3 ó 4 kg/cm², para resistencias mayores, o para asegurar una gran capacidad de deformación de los muros, es necesario utilizar refuerzo horizontal entre las juntas del mortero.

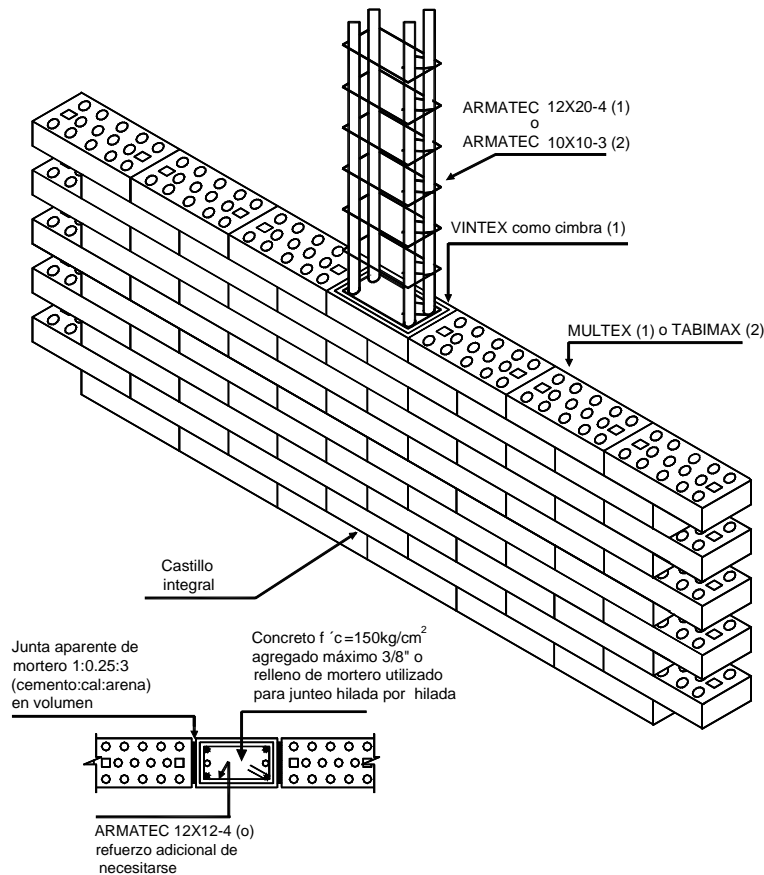


Figura 5.7 Castillo integral intermedio

5.3.3 REFUERZO HORIZONTAL

Al través de este capítulo se ha insistido que no debe utilizarse la escalerilla como refuerzo horizontal de la mampostería, y en lugar de ello deben emplearse varillas con alto grado de fluencia y diámetro pequeño. La tabla 5.3 muestra las características de este último tipo de refuerzo y que se recomienda ampliamente su utilización en vista del excelente comportamiento observado en los estudios hechos por Hernández y Guzmán (1996), Hernández (1998) y Alcocer y otros (1997).

Tabla 5.3 Varilla corrugada grado 6000 para refuerzo de mampostería

Diámetro nominal		Área (cm ²)	Peso (kg/m)	Rendimiento (m/t) aprox.
pulg	cm			
5/16	7.94	0.49	0.39	2,578
1/4	6.35	0.32	0.25	4,027
3/16	4.76	0.18	0.14	7,158
5/32	3.97	0.12	0.10	10,309

En el caso de usar varillas como refuerzo horizontal, es muy importante que se ancle la varilla perfectamente en los castillos mediante escuadras en sus extremos, con la finalidad de que el refuerzo pueda desarrollar su máxima capacidad por el anclaje mecánico que se logra, y no depender de la adherencia con el mortero (ver Fig. 5.8). Para el Distrito Federal, las NTCM-2002 aceptan que la barra no esté embebida en toda su longitud en mortero o concreto, aspecto que por otro lado es casi imposible de cumplir cuando se utilizan piezas huecas.

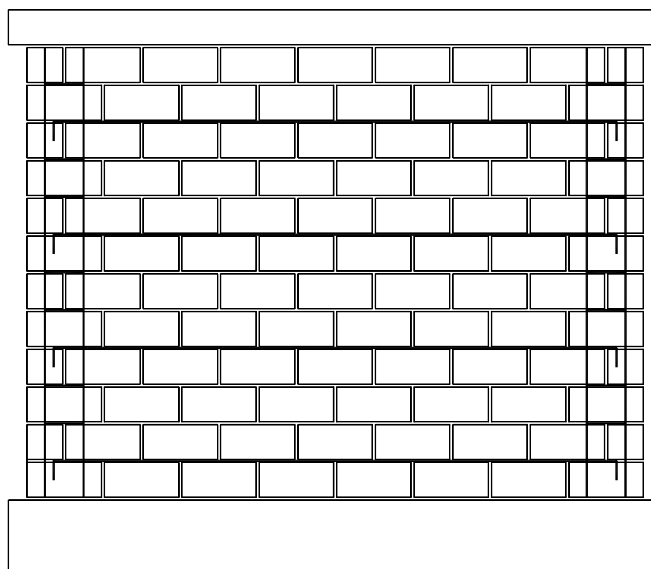


Figura 5.8 Anclaje del refuerzo horizontal

La propuesta de norma a publicarse próximamente contempla esta modalidad de refuerzo (GDF, 2002).

REFERENCIAS

Alcocer S.M., Zepeda J.A. y Ojeda M. (1997), “Estudio de la factibilidad técnica del uso de tabique Vintex y Multex para vivienda económica”, *Informe IEG/01/97*, Centro Nacional de Prevención de Desastres, México, julio, 126 pp.

Castilleja F.L. et al. (1995), “Estudio preliminar para la determinación de valores de diseño de muros de mampostería a base de tabique rojo recocido y tabique hueco para la ciudad de Puebla”, *Tesis profesional*, Universidad Popular Autónoma del Estado de Puebla, marzo.

Departamento del Distrito Federal (DDF, 1995), “Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de mampostería”, *Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal*, México, D.F., 27 de febrero, 16 pp.

Gobierno del Distrito Federal (GDF, 2002), “Normas técnicas complementarias para el diseño y construcción de estructuras de mampostería”, Anteproyecto del Comité de Normas, México, D.F., 47 pp. (*propuesta para publicarse próximamente*)

Hernández O., Meli R. y Padilla M. (1980), “Refuerzo de la vivienda económica en zonas sísmicas”, *Informe No. 441*, Instituto de Ingeniería, UNAM, México.

Hernández O. (1987), “Uso de aceros de alto grado de fluencia para confinar muros de tabique rojo”, Laboratorio de Materiales, Facultad de Ingeniería, UNAM, México.

Hernández O. (1998), “Comportamiento de muros confinados construidos con tabique TABIMAX ante cargas laterales alternadas”, *Informe 01/98*, Laboratorio de Materiales, Facultad de Ingeniería, UNAM, México, mayo.

Hernández O. y Guzmán H. (1996) “Ensaye bajo cargas laterales alternadas de muros construidos con el tabique MULTEX”, Laboratorio de Materiales, Facultad de Ingeniería, UNAM, México.

Hernández O. y Meli R. (1976), “Modalidades de refuerzo para mejorar el comportamiento sísmico de muros de mampostería”, *Informe No. 382*, Instituto de Ingeniería, UNAM, México, 35 pp.

Hernández O. y Montero M. (1981), “Reparación de mamposterías dañadas por sismo”, *Informe interno*, Instituto de Ingeniería, UNAM, México.

Meli R. (1977), “Diseño y construcción de estructuras de mampostería. Normas técnicas complementarias del reglamento de construcciones para el Distrito Federal. Con comentarios y ejemplos”, *Informe No. 403*, Instituto de Ingeniería, UNAM, México, mayo, 98 pp.

Meli R. y Hernández O. (1971), "Propiedades de piezas para mampostería producidas en el Distrito Federal", *Informe No. 297*, Instituto de Ingeniería, UNAM, México.

Ruiz C. et al. (1995), "Obtención de valores de diseño para muros de mampostería a base de tabique rojo común, tabique hueco vertical y tabique multiperforado para la ciudad de Puebla", *Tesis profesional*, Universidad Popular Autónoma del Estado de Puebla, noviembre.

CAPÍTULO 6

OBSERVACIONES SOBRE EL COMPORTAMIENTO Y DISEÑO DE EDIFICACIONES DE MAMPOSTERÍA EN ZONAS SÍSMICAS

J. RUIZ, T. SÁNCHEZ
E. MIRANDA

CAPÍTULO 6

OBSERVACIONES SOBRE EL COMPORTAMIENTO Y DISEÑO DE EDIFICACIONES DE MAMPOSTERÍA EN ZONAS SÍSMICAS

Jorge Ruiz¹, Tomás Sánchez² y Eduardo Miranda³

INTRODUCCIÓN

Las características excepcionales de los sismos de 1985 en la ciudad de México, resentidos por gran parte de la población y en un número elevado de estructuras, motivó la revisión y adecuación de la normatividad vigente en materia de seguridad estructural. Las elevadas aceleraciones registradas en suelo blando condujeron a incrementar los coeficientes sísmicos de diseño para las zonas del lago y transición. La vulnerabilidad de las edificaciones, para distintos materiales y sistemas constructivos, se reflejó en nuevos factores de comportamiento sísmico. Asimismo, se modificaron y adecuaron algunos factores que influyeron en el nivel de resistencia observado, tales como los factores de reducción de resistencia, las propiedades mecánicas de los materiales y el control calidad durante el proceso constructivo.

No obstante, el comportamiento observado y posteriores evaluaciones indicaron que las construcciones de mampostería confinada, principalmente, tuvieron una respuesta satisfactoria cuando en su concepción se adoptaron los requisitos normativos vigentes desde 1976. Este reglamento fue producto de los resultados obtenidos de un amplio programa experimental y analítico conducido por Meli (1979), donde se recomendaron las resistencias y ecuaciones de diseño vigentes hasta 1985. En términos generales, los daños observados en muros de mampostería se debieron al deterioro de los materiales débiles (adobe y mampostería sin refuerzo), al intemperismo y filtraciones, y a hundimientos diferenciales (Instituto, 1992). Los efectos sísmicos dañaron estructuras con muros diafragma (llamados también muros de relleno), por la incompatibilidad de

¹ Alumno de doctorado, Stanford University.

² Coordinador de Difusión, Centro Nacional de Prevención de Desastres.

³ Assistant Professor, Department of Civil and Environmental Engineering, Stanford University.

deformaciones con el marco confinante, y con baja densidad de muros en la dirección resistente. Fue por esto que no se realizaron cambios radicales en las especificaciones para estructuras de mampostería. Sólo se reorganizó su formato, se simplificaron los métodos y se ajustaron los valores de diseño en los materiales.

Sin embargo, la vulnerabilidad de las construcciones para vivienda ha sido mayor en las regiones cercanas a la fuente sísmica. Esto se atribuye a las características de las ondas sísmicas (mayor intensidad y de alta frecuencia), del tipo de terreno (usualmente duro y con periodo predominante bajo del movimiento del terreno, de las propiedades dinámicas de la construcción (elevada rigidez inicial acompañada de un periodo fundamental bajo), la inadecuada configuración estructural de la construcción (distribución irregular y baja densidad de muros en una o ambas direcciones), entre otros factores.

El objetivo de este capítulo consiste en presentar una breve revisión del desempeño observado en las edificaciones de mampostería a raíz de los eventos sísmicos más intensos desde 1985 en México y realizar algunas observaciones tendientes a mejorar el comportamiento de estas edificaciones en zonas sísmicas.

6.1 DESEMPEÑO SÍSMICO OBSERVADO DE EDIFICACIONES DE MAMPOSTERÍA

Para dar claridad a la descripción, se distinguen los siguientes tipos de edificaciones de mampostería: de adobe, sin refuerzo, confinada, con refuerzo interior, muros diafragma y elementos no estructurales (divisorios o de relleno). A continuación se presenta un panorama del comportamiento observado después de los eventos sísmicos más importantes ocurridos en México desde 1985 hasta la fecha, resaltando los modos de falla más comunes y las causas posibles que los originaron.

6.1.1 EDIFICACIONES DE ADOBE

El desempeño de las edificaciones construidas con piezas de adobe sin ningún tipo de refuerzo ha sido, en términos generales, malo ante eventos sísmicos moderados o intensos. No obstante esta observación, este tipo de sistema constructivo, para vivienda unifamiliar de uno o hasta dos niveles principalmente, se realiza por *autoconstrucción*, y se sigue utilizando ampliamente en las áreas rurales localizadas en zonas de alta sismicidad del país.

Los eventos sísmicos intensos han permitido llevar a cabo inspecciones de campo para estudiar el comportamiento estructural de las construcciones de mampostería y adobe. Por ejemplo, después del sismo originado frente a las costas de Guerrero, el día 14 de septiembre de 1995 ($M_s = 7.3$), el cual afectó

principalmente a la ciudad de Ometepec y algunas poblaciones aledañas ubicadas cerca de la región epicentral confirmó que numerosas edificaciones construidas con muros de adobe y que no contaban con ningún tipo de refuerzo adicional fueron las más afectadas (Sordo y otros, 1996).

Durante este recorrido se pudo observar que la mayoría de las construcciones tenían un sistema de techo apoyado en una viga cumbreira de madera, en la dirección longitudinal, que ocasionó agrietamiento vertical en los muros transversales (Fig. 6.1), al generarse fuerzas inerciales que actuaron fuera del plano de los mismos (en otras inspecciones se han identificado soluciones diferentes para el sistema de techo que generan otros modos de falla, ver Flores y otros, 2001).

No obstante el daño generalizado en la zona afectada, en las viviendas construidas con piezas de adobe que contaban con algún tipo de refuerzo vertical, principalmente polines de madera, y las construidas con mampostería confinada exhibieron un mejor comportamiento (Fig. 6.2). Cabe aclarar que la mayoría de las edificaciones no fueron construidas con criterios ingenieriles o guías normativas para su construcción, siendo en su mayoría viviendas de *autoconstrucción*.



Figura 6.2 Construcción de adobe confinada con polines de madera (López y Teshigawara, 1997)



Figura 6.1 Falla por flexión fuera del plano (Sordo y otros, 1996)

El estado de daño observado en las viviendas de adobe después de los sismos del 9 y 21 de octubre de 1995 frente a las costas del puerto y ciudad de Manzanillo, Colima ($M_s = 7.3$) y de la comunidad de Villa Flores, Chiapas ($M_s = 6.5$) fue muy similar al descrito anteriormente. Una estadística de los daños registrados en estas edificaciones a raíz del sismo del 11 de enero de 1997 ($M_s = 7.2$) que afectó a varias comunidades en el Estado Michoacán, evidenció la alta vulnerabilidad de las construcciones de adobe, ya que sólo el 1% de una muestra de 1,770 edificaciones no presentó daño, mientras que el 74% exhibió daños considerados como reparables y en el 25% restante se observó daño severo o derrumbe de la estructura (Rodríguez y otros, 1997).

En general, el tipo de falla más recurrente que se ha reportado en estructuras de adobe tras las visitas a zonas afectadas por sismo es el agrietamiento vertical en las esquinas de la vivienda, en la unión de muros perpendiculares (Fig. 6.3). Este consiste de una grieta de separación entre dos muros perpendiculares causada por la tendencia al volteo de los muros y la debilidad en la resistencia a tensión de las piezas.



Figura 6.3 Agrietamiento vertical en esquinas (Juárez y otros, 2000)

Otros daños observados han sido la concentración de grietas en las aberturas por falta de elementos de cierre en las puertas y ventanas (Fig. 6.4), el colapso de la parte central en muros largos, el agrietamiento inclinado en muros y la caída del sistema de techo.



Figura 6.4 Daño en aberturas por falta de confinamiento (López y Teshigawara, 1997)

En la figura 6.5 se presenta un resumen gráfico de los principales tipos de daño identificados en la vivienda de adobe.

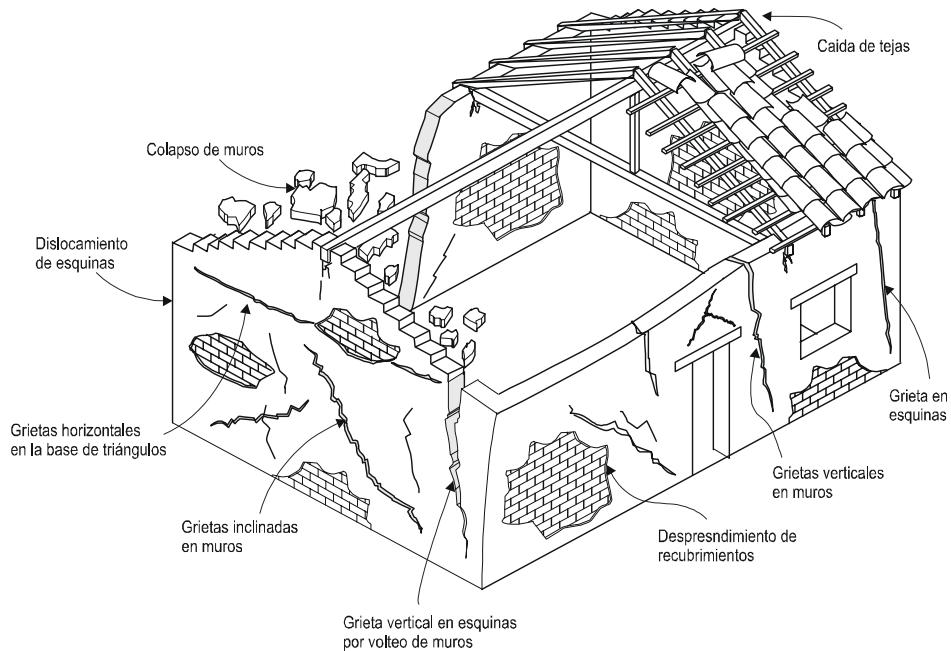


Figura 6.5 Daños comunes en la vivienda de adobe (Flores y otros, 2001)

En síntesis, el daño observado en las viviendas de adobe se sigue atribuyendo, principalmente, a las siguientes causas:

- Baja capacidad a tensión de las piezas de adobe debido a la pobre calidad de los materiales.
- Ausencia de confinamiento perimetral en los muros, así como en las aberturas (puertas y ventanas) de los mismos (Fig. 6.4).
- Inadecuada liga entre las esquinas de los muros transversales, aún con el traslape de piezas.
- Peso excesivo en la techumbre, debido al uso de tejas o rellenos de tierra.
- Falta de mantenimiento adecuado, con vigas del sistema de techo en mal estado o muros deteriorados por efectos de la intemperie.

La vivienda típica de adobe tiene características estructurales que hacen que su comportamiento sísmico difiera al de las estructuras modernas de mampostería, en especial por tener su masa distribuida en los muros, la falta de diafragma rígido y la falta de una liga eficiente entre muros.

Las estructuras de adobe se han estudiado en México principalmente por el Instituto de Ingeniería de la UNAM en la década de los 70. Bazán y colaboradores realizaron, mediante el método de elementos finitos, el análisis dinámico espectral de varias casas con dimensiones y estructuración comunes en la provincia mexicana (Bazán y otros, 1978). En la figura 6.6 se muestra la idealización del modelo, el espectro de respuesta usado, la configuración deformada de los dos

primeros modos y los diagramas de momentos flexionantes en dos secciones horizontales del muro largo.

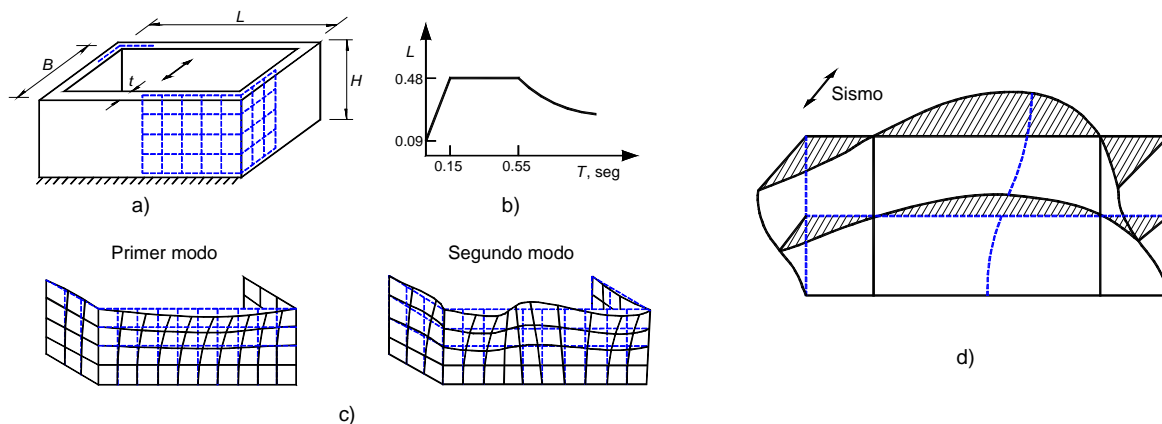


Figura 6.6 a) Geometría de los modelos e idealización; b) espectro de diseño usado; c) modos de vibrar y d) diagramas de momentos flexionantes alrededor del eje vertical en dos secciones del muro largo (Bazán y otros, 1978)

Se encontró que, en el comportamiento dinámico, el muro largo tiende a oscilar fuera de su plano, con los mayores desplazamientos al centro del mismo con la consiguiente tendencia al volteo. Este movimiento es restringido por los muros cabeceros mientras no se alcance la resistencia del material a tensión o a tensión por flexión en las esquinas. Si se analizan los momentos flexionantes en el muro largo, alrededor de un eje vertical, se encuentran los diagramas de momentos mostrados en la figura 6.6d. Se determinó que los mayores momentos flexionantes se generan en los extremos del muro en la parte superior.

De estos estudios se ha determinado que en la respuesta sísmica predomina la tendencia de volteo de los muros fuera de su plano lo que causa agrietamientos verticales en esquinas, volteo central en muros largos y la caída de techos. Para evitar este efecto, las técnicas de rehabilitación deben, en general, mejorar la liga entre los muros.

En zonas sísmicas es necesario mejorar el comportamiento de estas estructuras por medio de algún refuerzo que produzca una liga adecuada entre los elementos y proporcione cierto confinamiento y ductilidad a los muros. Apoyadas en la evidencia experimental, en la literatura se han sugerido diversas recomendaciones para mejorar el comportamiento sísmico de las viviendas de adobe. Entre las principales técnicas de rehabilitación está la construcción de dalas de concreto reforzado con dentellones en esquinas, la construcción de dalas y castillos de concreto como en las estructuras de mampostería confinada, y el uso de malla de alambre y recubrimiento de mortero ya sea en todo el muro o en bandas colocadas en las bordes y esquinas.

Sin embargo, ya que esta práctica constructiva se realiza por *autoconstrucción*, es necesaria la difusión masiva, con un lenguaje práctico, de los

resultados anteriores a través de guías sencillas y de fácil aplicación, evitando que este esfuerzo se pierda en el ámbito académico.

6.1.2 EDIFICACIONES DE MAMPOSTERÍA SIN REFUERZO

Como lo han documentado las inspecciones de campo en las zonas dañadas, el patrón de daño observado en las construcciones de mampostería, construidas básicamente con piezas macizas de tipo artesanal, que no contaban con algún tipo de refuerzo, ya sea interior o perimetral, ha sido muy similar al descrito para las viviendas de adobe. Sin embargo, su uso todavía es muy popular, tanto en zonas rurales como urbanas, principalmente en construcciones antiguas para uso habitacional. Una de las principales causas de su mal comportamiento se debe a deficiencias en la configuración estructural. Por ejemplo, después del sismo del 9 de octubre de 1995, en la ciudad de Manzanillo se pudo observar que a las construcciones originales a base de muros de carga de mampostería sin refuerzo se les fue añadiendo pisos superiores, algunos de mampostería confinada con dalas y castillos de concreto reforzado, con una inadecuada conexión entre los elementos existentes y los nuevos elementos, con las consecuentes fallas por un anclaje o traslape inadecuado del refuerzo longitudinal de los castillos. Otra causa de daño se debió al uso indebido de polines de madera a manera de elementos de confinamiento, o bien el uso de castillos de concreto sin ligarlos al muro de mampostería, con la consecuente falla por flexión fuera del plano del muro (Fig. 6.7).



Figura 6.7 Inadecuada conexión de muros de mampostería con elementos confinantes (López y Teshigawara, 1997)

En términos generales, cuando los muros de mampostería no cuentan con un adecuado confinamiento mediante dalas y castillos de concreto reforzado, o bien una cantidad insuficiente o detallado inadecuado del refuerzo en los elementos confinantes, se han detectado cuatro tipos de patrones de agrietamiento y causas de daño en los muros de mampostería confinada:

- Agrietamiento inclinado, ocasionado por esfuerzos de tensión diagonal en las piezas.

- Agrietamiento en forma de escalera siguiendo la junta de mortero, originado por esfuerzo de corte.
- Agrietamiento vertical en las esquinas y el centro; originado por la flexión fuera del plano del muro y volteo de la estructura.
- Agrietamiento en forma de placa perimetralmente apoyada, ocasionado por los esfuerzos de corte y volteo de la estructura.

6.1.3 EDIFICACIONES DE MAMPOSTERÍA CONFINADA

Tradicionalmente, el tipo de sistema constructivo más empleado en México, tanto para vivienda unifamiliar como multifamiliar sigue siendo a base de muros de carga hechos de piezas macizas o huecas, de barro recocido o concreto, confinados por elementos livianos de concreto reforzado (dalas y castillos), denominándose a esta modalidad como *mampostería confinada*. En general, el desempeño de las edificaciones de mampostería confinada construidas con base en los requisitos normativos vigentes en la ciudad de México durante los sismos recientes ha sido satisfactorio (Meli, 1990). No obstante esta afirmación, la vulnerabilidad de las construcciones para vivienda ha sido mayor en las regiones cercanas a la fuente sísmica.

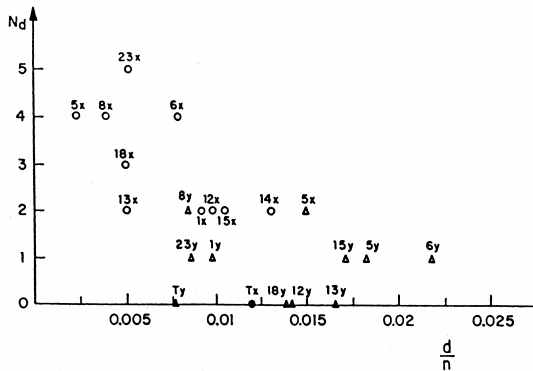


Figura 6.8 Relación entre densidad de muros y nivel de daño observado en edificios de mampostería después del sismo de 1985 (Meli, 1990)

Con el fin de evaluar el desempeño de las edificaciones de mampostería confinada a raíz del sismo de 1985, se realizaron diversas inspecciones de campo y un estudio detallado del comportamiento de 23 edificaciones de mampostería de hasta cuatro niveles localizadas en la zona de mayor densidad de daño en la ciudad de México (Berrón, 1987). El estudio evidenció que en el 56% de la muestra, el agrietamiento se originó por la presencia de hundimientos diferenciales, el empleo de materiales pobres o deteriorados por la humedad y el intemperismo, así como la ausencia de elementos de

confinamiento (dalas y castillos) suficientes. En el 44% restante el daño se atribuyó a una reducida cantidad de muros, en una o en ambas direcciones, aunada a una distribución asimétrica de los mismos que originó torsiones importantes en planta. La influencia de la densidad de muros con el nivel de daño (por ejemplo, una calificación de 5 corresponde al daño irreparable o severo) exhibido en la muestra de edificaciones de mampostería confinada se muestra en la figura 6.8.

Como puede observarse en esta figura, el daño más severo está asociado a una baja densidad de muros y tiende a disminuir conforme aumenta la cantidad de muros. El nivel de daño intermedio asociado a edificaciones con altas densidades de muros, inclusive superiores a los requerimientos normativos en vigencia, se asoció a la presencia de hundimientos diferenciales en combinación con las acciones sísmicas.

Durante un recorrido por la ciudad de Manzanillo después del sismo de 1995, se pudo apreciar una gran diferencia en el desempeño de este tipo de edificaciones. En varias colonias populares las edificaciones para vivienda unifamiliar fueron concebidas por *auto-construcción*, lo que originó configuraciones estructurales ineficientes para resistir la acción sísmica, con grandes aberturas en los muros, o bien ausencia de elementos resistentes en la planta baja, distribución irregular de muros tanto en planta como en elevación y separación inadecuada entre construcciones colindantes (Juárez y otros, 1996). Asimismo, la ausencia de una cantidad suficiente de muros en la planta baja, la cual se empleaba para fines comerciales, condujo a la formación de un mecanismo de *piso suave* en algunas viviendas de dos o más niveles (Fig. 6.9).



Figura 6.9 Colapso debido a la escasez de muros en planta baja (López y Teshigawara, 1997)



Figura 6.10 Asentamiento de debido al fenómeno de licuación de arenas (López y Teshigawara, 1997)

Una causa adicional del daño en las colonias populares (La Libertad y Burócratas) localizadas frente a la costa se debió al fenómeno de licuación, es decir deformación excesiva, de los rellenos arenosos sobre los que se cimentaban numerosas viviendas de mampostería (López y Teshigawara, 1997; Alcocer y Tena-Colunga, 1997). Este fenómeno ocasionó el asentamiento de las construcciones y el levantamiento del piso, de concreto sin ningún tipo de refuerzo, así como daño en los muros de mampostería (Fig. 6.10).

Sin embargo, en las edificaciones para vivienda, unifamiliar o multifamiliar, o para uso comercial en que observaron criterios ingenieriles en su construcción, como los descritos en la normatividad vigente del Estado de Colima la cual se fundamenta en la del Distrito Federal, exhibieron un buen comportamiento (Tena-Colunga y Del Valle, 1996).

Un estudio más reciente acerca del desempeño estructural en las edificaciones de mampostería de ladrillo de barro rojo recocido se llevó a cabo en el estado de Michoacán a raíz de la ocurrencia del sismo de Caleta de Campos, del 11 de enero de 1997 ($M_s = 7.3$) con una muestra de 1,170 construcciones localizadas en poblaciones cercanas a la región epicentral (Rodríguez y otros, 1997). Las estadísticas de los daños observados en esta región muestran que el 78% no sufrió daño, mientras que en el 20% se observó daño considerado como reparable y solo el 2% de la muestra exhibió daño severo. Sin embargo, en la ciudad de Arteaga, localizada a 55 km de la estación Caleta de Campos, el porcentaje de edificaciones con daño severo o derrumbe fue del 30% con respecto a la población global de este tipo de construcciones. En la inspección realizada por los autores, se observó mala calidad de los materiales en la mayoría de las construcciones revisadas lo cual influyó en su desempeño ante cargas laterales.

La mampostería confinada ha sido ampliamente estudiada mediante ensayos en muros a escala natural ante fuerzas horizontales cíclicas reversibles. En los especímenes ensayados se ha observado que en los primeros ciclos, con distorsiones inferiores a las que producen el primer agrietamiento inclinado, se presenta un comportamiento aproximadamente elástico-lineal. Tras el primer agrietamiento inclinado se comienza a degradar la rigidez (Fig. 6.11a). Posteriormente, se generalizan las grietas inclinadas siguiendo la dirección de las diagonales de los tableros de mampostería.

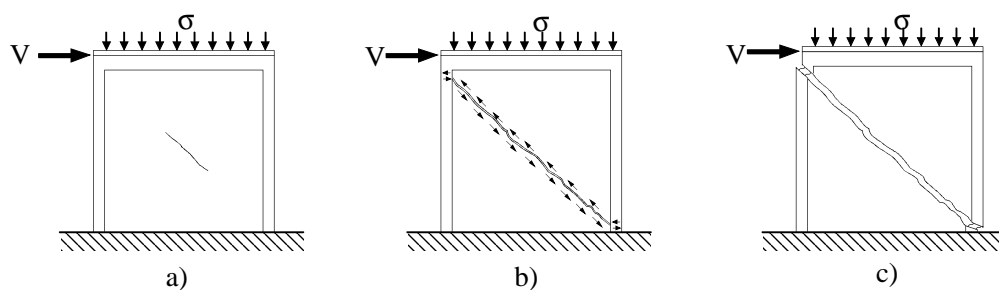


Figura 6.11 Patrón de daño ante fuerzas horizontales a distintos niveles de distorsión (Flores, 1995)

Al extenderse el agrietamiento a todo lo largo de la diagonal, el elemento queda conformado por un par de bloques triangulares de mampostería, confinadas aún por el marco de concreto (castillos y dalas). La resistencia ante la fuerza horizontal la proporcionan los castillos con fuerzas cortantes concentradas en sus extremos más

la contribución de la mampostería por el efecto de la fricción y la trabazón entre las superficies de las grietas en la mampostería (Fig. 6.11b).

La resistencia máxima se tiene cuando las grietas penetran en los extremos de los castillos desintegrándose el concreto y plegándose las barras longitudinales (Fig. 6.11c, ver detalle en Fig. 6.12).

El intervalo entre la aparición del primer agrietamiento inclinado y la resistencia máxima del elemento se caracteriza por el aumento en el agrietamiento y la paulatina formación de grietas diagonales principales acompañado de una reducción en la rigidez lateral. No obstante, durante esta etapa, por lo general, se alcanzan resistencias mayores a la del primer agrietamiento inclinado.

Posterior a la resistencia máxima, la respuesta de la estructura se caracteriza por grandes desplazamientos asociados a degradaciones de rigidez y de resistencia. Eventualmente se alcanza una condición de inestabilidad ante la carga vertical que puede derivar en el colapso de la estructura.



Figura 6.12 Penetración de grietas inclinadas en los extremos de castillos y plegamiento de las barras longitudinales (Aguilar, 1997)

Finalmente se debe considerar que el aspecto más importante en las estructuras con esta modalidad de refuerzo es el hecho de que los muros realmente cumplan con los requisitos para mampostería confinada. En general es fácil cumplir la reglamentación ya que los requisitos son relativamente sencillos: castillos y dadas con dimensión mínima del espesor del muro, con cierto armado, y colocados en extremos, intercepciones de muros y a una distancia máxima. Sin embargo, es muy común encontrar construcciones que se consideraron y diseñaron como mampostería confinada, pero que no cumplen con el refuerzo alrededor de las aberturas (puertas y ventanas). En la figura 6.13 se presentan gráficamente estos requisitos.

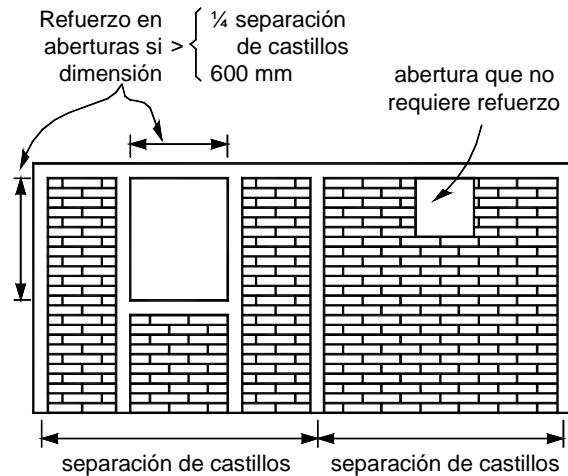


Figura 6.13 Requisitos de refuerzo en el perímetro de aberturas (GDF, 2002)

En la figura 6.14 se muestra un caso ocurrido en Oaxaca en el sismo de 1999, en donde es evidente que, a pesar de contar con castillos y dalas, la colocación inadecuada de los castillos en los segmentos de muro entre ventanas provocó un comportamiento muy pobre. Estrictamente, la estructura de la foto no cumple con los requisitos para mampostería confinada, por lo que debe considerarse para diseño o revisión como mampostería simple (“mampostería no confinada ni reforzada”, GDF, 2002), para lo cual el factor de comportamiento sísmico Q y los factores de reducción F_R resultan más estrictos.



Figura 6.14 Daño en un segmento de muro no confinado

6.1.4 EDIFICACIONES DE MAMPOSTERÍA CON REFUERZO INTERIOR

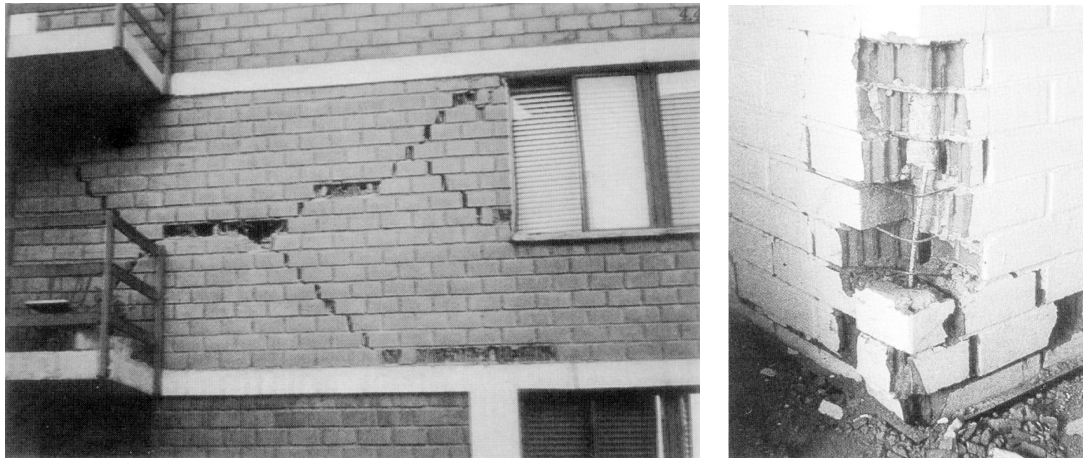
En mucho menor medida se han empleado muros construidos con piezas huecas reforzados interiormente mediante barras de diámetro pequeño o bien alambres de acero de alta resistencia, verticales y horizontales, colocadas en celdas y en la junta horizontal del mortero. A esta modalidad se le conoce como *mampostería con refuerzo interior*. Las dificultades constructivas, la falta de un control de calidad adecuado y el arraigo de la mampostería confinada han limitado el uso de la mampostería con refuerzo interior en edificaciones para uso habitacional. Para la práctica constructiva mexicana resulta difícil la supervisión de su construcción, siendo mucho más elaborada y detallada para obtener un correcto llenado o colado de los huecos, así como una correcta colocación del refuerzo interior (Fig. 6.15), lo que ha contribuido a una mala reputación del sistema.



Figura 6.15 Detalle de piezas huecas con refuerzo interior

En México, puede decirse que su desempeño sísmico no ha sido adecuado, principalmente por la falta de supervisión durante el proceso constructivo, dado que el refuerzo no se colocó en la cantidad y posición adecuados, aunado a un colado defectuoso de los huecos interiores (Meli, 1990). Otra de las desventajas observadas en la mampostería con refuerzo interior son las siguientes:

- Fallas locales de las piezas huecas por el desprendimiento de sus paredes;
- Inadecuado anclaje del refuerzo interior en los elementos exteriores (Fig. 6.16);
- Necesidad de altas cantidades de refuerzo interior para asegurar un buen comportamiento.



a)



b)

**Figura 6.16 a) Daño en muros de mampostería con refuerzo interior (Shultz, 1994);
b) Fallas en muros de mampostería con refuerzo interior deficiente (Alcocer y otros, 1999)**

Sin embargo, en otros países se ha difundido su uso en edificaciones de vivienda multifamiliar, principalmente. Es interesante mencionar que en Japón y Estados Unidos el sistema constructivo consiste en llenar completamente los huecos de todas las piezas. Se utiliza un mortero con elevada fluidez y se refuerza con elevadas cuantías de acero horizontal y vertical creando prácticamente un muro monolítico con lo cual se obtiene un incremento en la resistencia ante cargas laterales y en la capacidad de desplazamiento lateral con respecto a la mampostería sin refuerzo interior o confinada.

6.1.5 MUROS DIAFRAGMA

Una mención especial merecen los muros de mampostería que se utilizan como relleno, parcial o total, en las crujiás de marcos resistentes a momento de concreto reforzado o acero, los cuales se denominan *muros diafragma* (en algunas regiones del país también reciben el nombre de *muros tapón*). Usualmente se

emplea en su construcción ladrillos del tipo artesanal o bloques de concreto. Es común que este tipo de muros sean considerados como elementos no estructurales y que se ignore su participación en el modelo numérico de la estructura. Sin embargo, en la práctica constructiva mexicana ha sido costumbre no desligarlos del marco principal, lo cual, evidentemente, conduce a incrementar la rigidez lateral de los marcos y, por consiguiente, modifican la distribución de fuerzas entre los elementos resistentes y las propiedades dinámicas de la estructura completa.

Durante los recorridos de evaluación después de los sismos de 1985 se pudo observar agrietamiento inclinado, por tensión diagonal o cortante, en los muros, o bien concentración de daño en las esquinas producto de la incompatibilidad en la deformación del marco principal, y del muro diafragma de mampostería (Terán-Gilmore y Bertero, 1992; Fundación, 1988).

Otra de las causas que frecuentemente ha producido daños cuando se emplea este tipo de muros se atribuye al fenómeno de *columna corta*, es decir, a que el muro de mampostería llena parcialmente la altura de la crujía del marco, ocasionando que la parte superior de la columna quede sujeta a una fuerza cortante mayor a la considerada en su diseño, debido al incremento de rigidez proporcionado por el muro (Fig. 6.17). Así, en esta sección se han observado fallas por cortante, especialmente

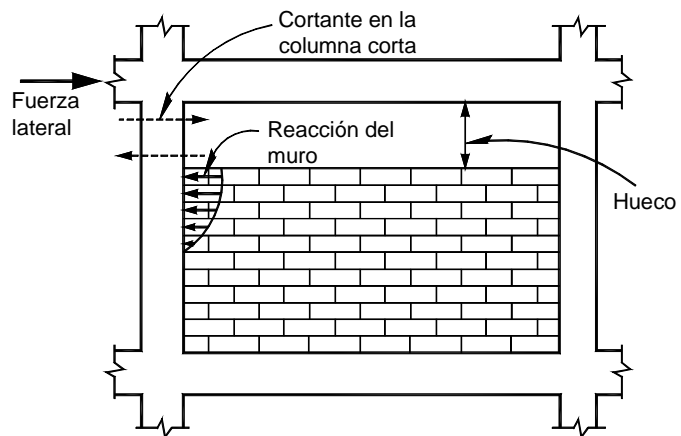


Figura 6.17 Efecto de columna corta en muro diafragma de altura incompleta (Instituto, 1992)

cuando no se proporciona suficiente refuerzo transversal al elemento. Un aspecto que ha ocasionado un mal comportamiento global de la estructura ha sido su distribución asimétrica en planta, cuando se emplean muros diafragma en los marcos de colindancia y no son considerados como estructurales, lo cual provoca excentricidades excesivas en planta y, por consiguiente, importantes efectos de torsión. Este fenómeno puede explicar el número elevado (42%) de edificios en esquina que resultaron afectados durante los sismos de 1985 en la ciudad de México (Fundación, 1988). En otros casos ha sido frecuente su uso como pretilas en marcos de fachada, ocasionando una discontinuidad de rigideces en elevación, o bien la ausencia de los mismos en la planta baja con la eventual formación de un mecanismo de *piso suave*.

Para evitar este tipo de fallas, se sugiere desligar estos elementos del marco principal, por ejemplo mediante el uso de materiales flexibles entre el marco y el

muro, para evitar la concentración de esfuerzos en las esquinas. Para evitar una posible falla por flexión fuera del plano del muro, se ligan los elementos mediante conexiones metálicas, que impiden el movimiento fuera del plano del muro, con agujeros oblongos, para permitir el desplazamiento en la dirección paralela al movimiento. Algunas soluciones para estructurar muros diafragma se muestran en la figura 6.18. Cabe reconocer que el proceso de desligar muros siempre será complicado y requiere de una buena supervisión constructiva. Finalmente, es indispensable que *el diseñador determine su participación: estructural o no estructural*, disponga el detallado adecuado y revise su ejecución durante el proceso constructivo para evitar un mal comportamiento general de la estructura.

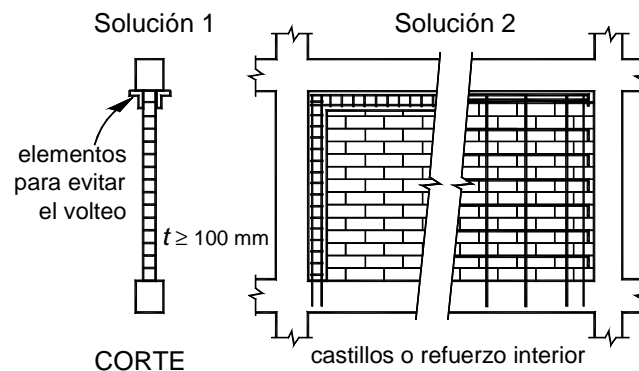


Figura 6.18 Detallado de muros diafragma (GDF, 2002)

6.1.6 ESTUDIOS DE VULNERABILIDAD SÍSMICA EN EDIFICACIONES DE MAMPOSTERÍA EXISTENTES

Como puede apreciarse, el desempeño observado de las edificaciones de mampostería durante los eventos sísmicos pasados puede considerarse como satisfactorio cuando en su construcción se han adoptado criterios ingenieriles, tales como una adecuada cantidad y disposición de muros, confinamiento en muros, puertas y ventanas mediante dadas y castillos, así como una eficiente configuración estructural. Sin embargo, ha sido notorio el daño en las edificaciones de mampostería sin refuerzo o las construidas con piezas de adobe que representan, desafortunadamente, los procedimientos constructivos más empleados en numerosas comunidades rurales cercanas a posibles fuentes sísmicas.

Recientemente se han desarrollado estudios para estimar la capacidad ante cargas laterales, del tipo sísmico, de algunos conjuntos habitacionales de la ciudad de México y otras ciudades del país como Chilpancingo, Guadalajara y Toluca con la intención evaluar su vulnerabilidad sísmica. Por ejemplo, en la Unidad Habitacional El Rosario-Tlalnepantla, localizada en la zona II o terreno de transición de acuerdo con la normatividad actual, se evaluó la vulnerabilidad sísmica de una muestra de 229 edificaciones de hasta cinco niveles, principalmente de mampostería confinada (Guerrero y otros, 1996). Cabe aclarar

que las edificaciones fueron construidas con el reglamento de 1976. En este estudio se determinó el *coeficiente de resistencia* (i.e. cociente del coeficiente sísmico y el factor de comportamiento sísmico; c/Q) asociado a la falla para cada una de las construcciones, suponiendo que esta ocurre cuando la fuerza cortante actuante y la resistente se igualan. De esta manera, la fuerza cortante resistente se calculó como la suma de las resistencias a cortante de cada muro en la misma dirección, de acuerdo con su rigidez. La fuerza cortante actuante se determinó mediante un análisis estático, empleando un coeficiente sísmico de 0.32. El estudio concluyó que todas las edificaciones de la muestra tienen un *coeficiente de resistencia* inferior al estipulado en la normatividad vigente ($c/Q = 0.16$) y de 1976 ($c/Q = 0.11$), correspondiente al año de construcción de las edificaciones. Inclusive, cerca del 25% de la muestra sólo alcanzan el 50% (0.08) del *coeficiente de resistencia* estipulado en el reglamento actual. A raíz de esta investigación se iniciaron trabajos de refuerzo para aumentar el nivel de seguridad estructural en las edificaciones de mampostería, consistentes en la adición de malla de alambre soldado recubierta con mortero de cemento en las paredes exteriores de los muros perimetrales, en todos los niveles.

Este estudio resulta un buen ejemplo para continuar evaluando la capacidad sismorresistente de las edificaciones de mampostería existentes y, en caso de ser necesario, proceder a elevar su nivel de seguridad estructural.

6.2 ASPECTOS A CONSIDERAR EN EL DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA EN ZONAS SÍSMICAS

6.2.1 NORMATIVIDAD

En una revisión de la normatividad en materia de seguridad estructural reveló que en el 50% de los estados del país no existen normas técnicas propias para el diseño y construcción de estructuras de mampostería, empleándose con frecuencia las vigentes en el Distrito Federal. Entre los principales inconvenientes que conlleva esta costumbre se encuentra el desconocimiento de las propiedades mecánicas de los materiales empleados en cada región, en particular de los morteros y piezas, macizas o huecas, empleadas en la construcción, así como el hecho de que el peligro sísmico en el sitio puede ser significativamente diferente al del Distrito Federal. Por otra parte, debe reconocerse que la mayor parte de la práctica constructiva en las zonas rurales todavía se realiza por *autoconstrucción*, empleándose el adobe y la mampostería sin refuerzo como materiales básicos. En este caso, es necesaria la elaboración de guías sencillas, de fácil distribución, encaminadas a orientar a la población sobre los métodos tanto de construcción como de reforzamiento de este tipo de viviendas.

6.2.2 CALIDAD DE LOS MATERIALES

Dada la gran dispersión de las propiedades mecánicas de las piezas de mampostería y la calidad del mortero provenientes de diferentes regiones del país, es conveniente realizar ensayos para determinar los valores de diseño en vez de emplear las resistencias de diseño recomendadas por las normas vigentes en el Distrito Federal. Por ejemplo, en el estado de Michoacán se ha recomendado un esfuerzo cortante promedio de diseño de 3.0 kg/cm^2 , el cual representa un límite inferior de los resultados obtenidos experimentalmente en muretes construidos con piezas macizas del tipo artesanal producidas en la región (Alarcón y Alcocer, 1997). Por otra parte, en un estudio para obtener las propiedades mecánicas de piezas producidas en el estado de Puebla se observó que las resistencias a cortante de diseño para diferentes tipo de piezas (tabique rojo común, tabique extruído hueco y tabique multiperforado) son significativamente menores (50% en el caso de piezas de tabique rojo, en promedio) que los valores recomendados por la normatividad vigente en el Distrito Federal (Hernández y otros, 1996). Dada la diversidad y creciente oferta en el mercado de piezas huecas extruídas del tipo industrializado, una atención especial debe ponerse en la determinación de las propiedades índice de este tipo de piezas.

6.2.3 INFLUENCIA DE LAS ABERTURAS EN MUROS DE MAMPOSTERÍA

6.2.3.1 Influencia de las aberturas en la rigidez lateral de la estructura

Por requerimientos de tipo arquitectónico (i.e., para su adecuado funcionamiento) las viviendas hechas a base mampostería tienen aberturas en los muros. Las aberturas más comunes se deben a la presencia de puertas y ventanas. Obviamente, el comportamiento de una vivienda de mampostería en que sus muros tienen aberturas es diferente al de una vivienda en que sus muros no tienen aberturas, por lo que es importante que el ingeniero responsable del diseño y construcción de este tipo de viviendas sepa cuantificar el efecto de las aberturas en el comportamiento de los muros y de la vivienda. Ejemplos de la influencia de las aberturas en el modo de falla global de una construcción de mampostería se muestran en la figura 6.19.

Un primer efecto de la presencia de aberturas en los muros es la de disminuir su rigidez lateral. Esto quiere decir que para la misma carga lateral, una vivienda con aberturas en sus muros tendrá mayores desplazamientos laterales que una vivienda en que sus muros no tienen aberturas. En la figura 6.20 se muestra una vivienda de mampostería de dos niveles con aberturas sujeta a un cortante V aplicado en la parte superior de la estructura.

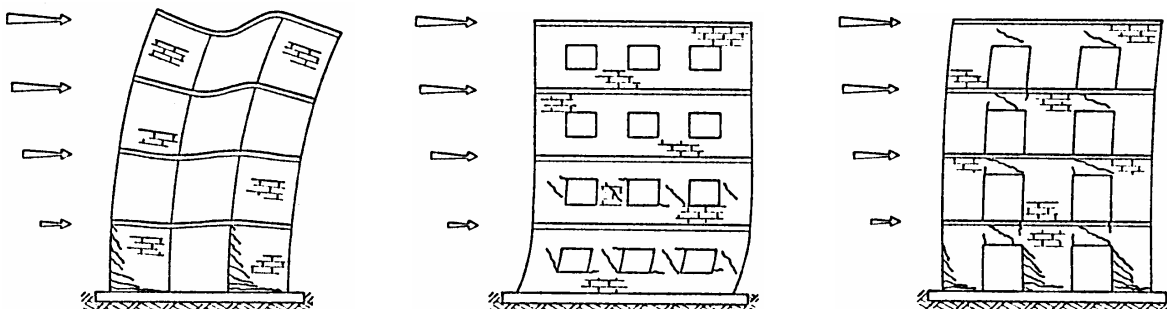


Figura 6.19 Influencia de las aberturas en el modo de falla de la mampostería (Tomažević, 1977)

El desplazamiento lateral de esta estructura se muestra en forma esquemática en la parte derecha de la figura, en que en la línea sólida se muestra el desplazamiento total. El desplazamiento total puede aproximarse como formado por un desplazamiento Δ_c del muro sin aberturas más las deflexiones adicionales producidas en los muretes (mampostería entre aberturas), Δ_{p1} y Δ_{p2} de los niveles 1 y 2, respectivamente. El desplazamiento en la azotea de la estructura sin aberturas puede calcularse en forma aproximada con la siguiente expresión:

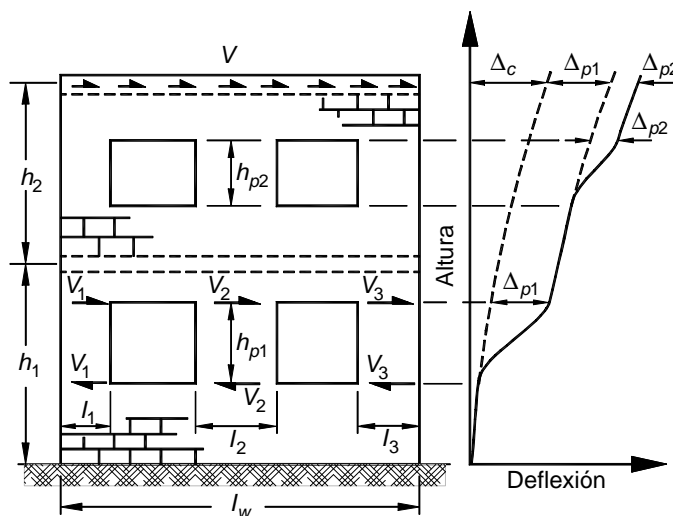


Figura 6.20 Deformaciones debidas a fuerzas laterales en una estructura de mampostería con aberturas (Paulay y Priestley, 1992)

$$\Delta_c = \frac{V(h_1 + h_2)^3}{3 E_m I_e} + \frac{1.2 V (h_1 + h_2 - h_{p1} - h_{p2})}{G_m A_e}$$

donde:

E_m es el módulo de elasticidad de la mampostería (se recomienda usar los resultados de muretes probados experimentalmente);

I_e es el momento de inercia de todo el muro (considerando la sección agrietada); y

A_e es el área efectiva de muro (considerando la sección agrietada).

Las demás variables se definen en la figura 6.20. El primer término de esta ecuación representa la contribución de las deformaciones a flexión, mientras que el segundo término representa la contribución de las deformaciones por corte del muro. En esta ecuación, el módulo de rigidez a cortante G_m puede aproximarse como $0.4E_m$. En esta ecuación únicamente se consideran las deformaciones por corte producidas en la mampostería que está por arriba y por debajo de las aberturas, ya que las deformaciones de los muretes se suman a esta deformación. Sin embargo, en el primer término debe considerarse la altura total del muro ($h_1 + h_2$) para obtener una mejor estimación de las deformaciones por flexión.

Como el agrietamiento por tensión diagonal prácticamente se concentra en los muretes (o sea las zonas adyacentes a las aberturas, la reducción de rigidez al corte en zonas donde no hay abertura no será muy grande y puede recomendarse se use $A_e = 0.5A$ donde A es el área total transversal del muro (Paulay y Priestley 1992).

El cortante total debe distribuirse en los diferentes muretes dependiendo de su rigidez lateral por lo que para la planta baja se tiene:

$$\Delta_{p1} = V_1 \left[\frac{h_{p1}^3}{12E_m I_{e1}} + \frac{1.2h_{p1}}{G_m A_{e1}} \right] = V_2 \left[\frac{h_{p1}^3}{12E_m I_{e2}} + \frac{1.2h_{p1}}{G_m A_{e2}} \right] + V_3 \left[\frac{h_{p1}^3}{12E_m I_{e3}} + \frac{1.2h_{p1}}{G_m A_{e3}} \right]$$

donde:

I_{e1} y A_{e1} son el momento de inercia efectivo y el área efectiva (ambos considerado el agrietamiento) en el primer murete;

I_{e2} y A_{e2} son el momento de inercia efectivo y el área efectiva (ambos considerado el agrietamiento) en el segundo murete; y

I_{e3} y A_{e3} son el momento de inercia efectivo y el área efectiva (ambos considerando el agrietamiento) en el tercer murete.

Si se toma $G_m=0.4E_m$, entonces la rigidez lateral del murete i , está dada por:

$$k_i = \frac{V_i}{\Delta_{p1}} = \frac{12E_m I_{ei}}{h_{p1}^3(1+\beta)}$$

donde:

$$\beta = \frac{36I_{ei}}{h_{p1}A_{ei}}$$

El desplazamiento lateral de los muretes en la planta baja es:

$$\Delta_{p1} = \frac{V_i}{k_i} = \frac{V}{\sum_1^3 k_i}$$

la rigidez lateral del muro es pues el cociente entre el cortante y el desplazamiento total.

$$K = \frac{V}{\Delta_c + \Delta_{p1} + \Delta_{p2}}$$

Esta rigidez lateral puede utilizarse tanto para estimar el periodo de la estructura como para distribuir fuerzas laterales entre diferentes muros.

6.2.3.2 Influencia de las aberturas en la distribución de fuerzas cortantes

Dado que la presencia de aberturas en los muros de mampostería implican una reducción del área transversal disponible para resistir fuerzas horizontales, se produce entonces un incremento de esfuerzos cortantes en los muretes, por lo que es importante determinar la fuerza actuante en cada murete, para determinar si tienen o no resistencia suficiente con la sección propuesta.

En la práctica es común suponer que el cortante que debe resistir cada murete es proporcional a su área transversal, sin embargo es importante hacer notar que dicha distribución de fuerzas despreja las deformaciones por flexión. Dado que en muchas edificaciones el ancho de estos muretes es igual o inclusive menor a su altura, las deformaciones por flexión en los muretes no es despreciable y esto hace que la contribución de las deformaciones de flexión pueda provocar variaciones en la rigidez lateral de los muretes y por lo tanto en la distribución de fuerzas laterales que debe resistir cada murete.

Se obtiene una mucho mejor aproximación de las fuerzas cortantes en cada murete con la siguiente expresión:

$$V_i = \frac{k_i}{\sum_1^3 k_i} V$$

donde:

k_i es la rigidez lateral de cada murete considerando tanto deformaciones de corte como deformaciones de flexión.

Las aberturas no sólo provocan un incremento en el esfuerzo cortante actuante en las zonas adyacentes a las aberturas, sino que este esfuerzo no es uniforme. La presencia de aberturas cuadradas o rectangulares provocan importantes concentraciones de esfuerzos de tensión en las esquinas de las aberturas, de ahí la enorme importancia de proveer de dadas y castillos en la periferia de puertas y ventanas. En el caso de las ventanas, desafortunadamente es una práctica poco utilizada en nuestro país, y de ahí que se observen con frecuencia agrietamientos por tensión diagonal que se inician en las esquinas de las aberturas. Esta deficiencia se observa con frecuencia aun en grandes proyectos habitacionales de interés social.

6.2.4 IMPORTANCIA DE LA CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL

A la luz de las lecciones obtenidas de los sismos recientes, tanto en México como en otros países, es la singular importancia el papel de la configuración estructural en el desempeño de las edificaciones de mampostería. Por ello, a continuación se resaltan los aspectos más importantes que contribuyen a mejorar el desempeño sísmico de este tipo de edificaciones desde su concepción inicial.

6.2.4.1 Densidad de muros

El desempeño satisfactorio en las edificaciones de mampostería de la ciudad de México puede atribuirse en gran medida a la aplicación del método simplificado de análisis, el cual propicia una adecuada distribución y densidad de muros (Meli, 1990). Para la aplicación de este método es necesario cumplir con una altura límite, plantas simétricas y de buena rigidez torsional, con regularidad en elevación, así como garantizar la acción de diafragma rígido del sistema de piso. El seguimiento de este procedimiento conduce a configuraciones sísmicamente aptas y con adecuada resistencia para evitar el colapso de la estructura. Por ello, debe existir una densidad de muros adecuada en la edificación, misma que debe ser mayor en la medida en que la zona tenga un mayor peligro sísmico, como es el caso del Estado de Guerrero (Fig. 6.21).

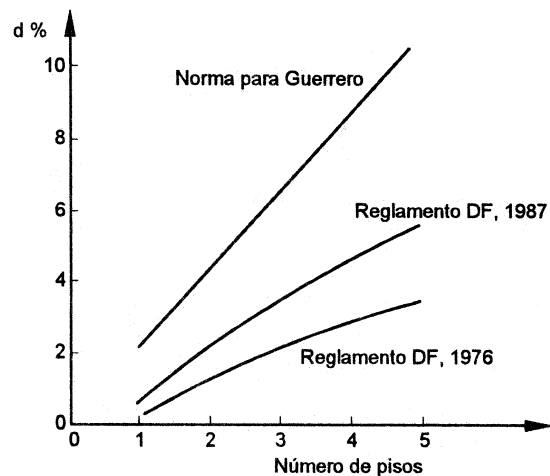


Figura 6.21 Densidad de muros requerida por las normas de Guerrero y el Distrito Federal para edificios típicos (Meli, 1990)

El uso del método simplificado, para muchos tipos de estructuras, conduce a densidades de muros adecuadas. Esto asegurará que la construcción tenga una resistencia lateral suficiente para tener un buen comportamiento en sismos intensos. Es importante verificar que la densidad de muros sea suficiente en ambas direcciones, ya que con mucha frecuencia, por razones arquitectónicas se descuida este aspecto en una dirección, típicamente en la dirección paralela a la fachada en la edificación.

6.2.4.2 Configuración en planta

Se sugiere el uso de plantas sencillas, sin una relación largo/ancho excesiva (plantas alargadas), para disminuir la posibilidad de que el movimiento de un extremo sea sensiblemente diferente al del otro extremo. Debe buscarse simetría

en planta, evitando una configuración en forma de L, T, C, o triangulares, a fin de reducir los efectos de torsión (Fig. 6.22). Algunas configuraciones simétricas, como en cruz o en H, producto de apéndices o entradas también pueden conducir a problemas de torsión si no se limita su extensión.

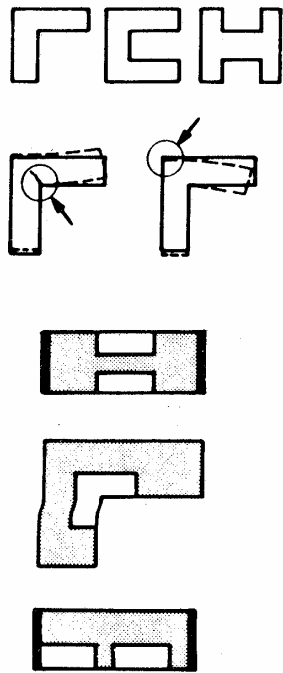


Figura 6.22 Plantas irregulares en edificios de mampostería (Paulay y Priestley, 1992)

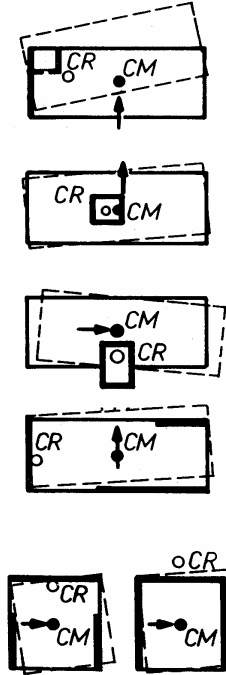


Figura 6.23 Distribución asimétrica de muros en planta (Paulay y Priestley, 1992)

6.2.4.3 Distribución asimétrica de muros en planta

Por requisitos arquitectónicos, la distribución de muros en planta puede no guardar simetría en una o ambas direcciones, aún cumpliendo con una relación largo/ancho en planta adecuada. Una distribución asimétrica de muros conduce a problemas de torsión, que incrementan las fuerzas cortantes y las deformaciones que actúan sobre cada muro durante un evento sísmico (Fig. 6.23).

6.2.4.4 Continuidad de todos los muros en elevación

Deben evitarse cambios bruscos de rigidez y resistencia en elevación, es decir, evitar la concentración o ausencia de muros en un solo nivel. Como se mencionó anteriormente, las discontinuidades conducen a la formación de mecanismos de *piso suave*. (Fig. 6.24).

No recomendable Deseable

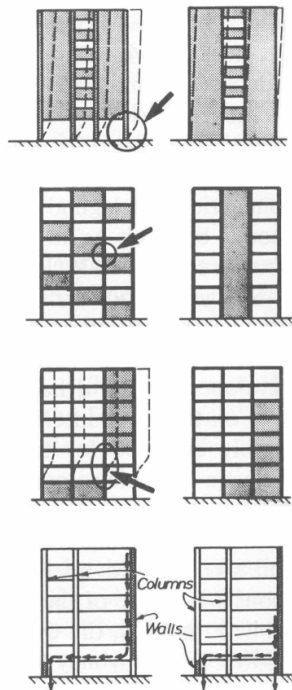


Figura 6.24 Continuidad de muros en elevación (Paulay y Priestley, 1992)

6.2.4.5 Aberturas para puertas y ventanas

Con relación a las aberturas necesarias para puertas y ventanas se puede decir lo siguiente:

- Debe evitarse la concentración de aberturas en una dirección ya que se reduce el área efectiva de la sección transversal total de muros que resisten las fuerzas laterales en esta dirección.
- Evitar aberturas muy próximas entre sí ya que se definen entre ellas porciones de muros esbeltos, esto es, muros con relaciones de aspecto H/L elevadas (>1.33). Este hecho propiciará una disminución de sus resistencias a la flexión y al cortante, siendo característico el que la flexión controle sus deflexiones y resistencias, por lo que se hace indispensable en estos casos contar con el acero de refuerzo interior adecuado, o bien contar con elementos de confinamiento.
- Evitar columnas cortas, o bien, castillos cortos
- Colocar dadas y castillos en la periferia de todas las aberturas, ya que proporcionarán cierta ductilidad a los muros y aunque no modifican significativamente la carga de agrietamiento diagonal, también participan en la resistencia a flexocompresión en el plano del muro.

6.2.4.6 Concentración de peso

Debe evitarse que la concentración de peso en el sistema de techo, principalmente en las edificaciones de adobe o mampostería sin refuerzo, dado que inducen fuerzas inerciales que ocasionan la flexión fuera del plano de los muros ortogonales, o bien, el derrumbe de los muros por volteo.

6.3 DETALLADO DEL REFUERZO EN ZONAS SÍSMICAS

Diversas recomendaciones para un adecuado procedimiento constructivo y el detallado del refuerzo en los de muros de mampostería pueden encontrarse en los reglamentos de construcción (por ejemplo en GDF, 2002). Sin embargo, con la intención de comprobar el nivel de seguridad sísmica de viviendas de bajo costo diseñadas y construidas de acuerdo a los criterios y prácticas actuales y sugerir, de ser necesario, recomendaciones a las normas de diseño y construcción consistentes con el peligro sísmico existente en el país, actualmente se desarrolla un extenso programa de investigación sobre estructuras de mampostería en el Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED). A partir del desempeño sísmico observado y de los resultados más recientes del ensaye de especímenes de muros aislados y sistemas tridimensionales a escala natural, se han derivado las siguientes aportaciones para mejorar el desempeño de las estructuras de mampostería reforzada, ya sea confinada o con refuerzo interior.

6.3.1 IMPORTANCIA DE LOS CASTILLOS

Las edificaciones a base de muros de mampostería confinada, sometidas a sismos moderados, han exhibido grietas inclinadas en los muros de mampostería. Ante sismos severos, las grietas inclinadas han penetrado en las zonas extremas de los castillos, ocasionando el plegamiento de las varillas longitudinales (ver Fig. 6.12). A partir de la evidencia experimental, se ha observado que el deterioro de la capacidad ante cargas laterales dependió de la evolución en el daño de los castillos y la falla de los muros coincidió con el *cizallamiento* de los castillos (Sánchez, 1998). La importancia de los castillos radica en el confinamiento que proporcionan a los muros de mampostería ya que funcionan como un zuncho, evitando que los muros, al agrietarse, queden totalmente sueltos. Adicionalmente, los castillos contribuyen a mantener la capacidad ante cargas laterales y más aún, a incrementarla después del agrietamiento inicial. Asimismo, con una adecuada cantidad y distribución del refuerzo permiten un aumento en la capacidad de deformación lateral de los muros y la disminución del deterioro de rigidez y de resistencia.

6.3.2 REFUERZO TRANSVERSAL EN CASTILLOS

Dada la importancia de los castillos, se ha propuesto reforzar los extremos de los mismos con estribos a menor separación (Alcocer, 1997). Para zonas de alta sismicidad, es recomendable usar estribos cerrados, espaciados a cada hilada o a 0.5 veces d_c (la que resulte en una menor separación) en una longitud, H_o , no menor que un sexto de su altura libre, 2 veces d_c , ni que 40 cm, donde d_c es el peralte del castillo. Esta recomendación se ha retomado en la propuesta de NTCM para el caso (en el Distrito Federal) en que la resistencia de diseño a compresión diagonal de la mampostería, v_m^* , sea superior a 6 kg/cm² (GDF, 2002).

En la misma norma se ha aceptado el uso de castillos interiores para considerar un muro como mampostería confinada. Dichos castillos deberán cumplir con las disposiciones existentes para los castillos tradicionales externos, en especial en la cuantía del refuerzo longitudinal y en el refuerzo transversal que estará formado por estribos **cerrados**. Las excepciones en estos requisitos son la anchura del castillo interno (que obviamente será menor que t) y la resistencia del mortero o concreto de relleno usado. En la figura 6.25 se ilustran estas disposiciones.

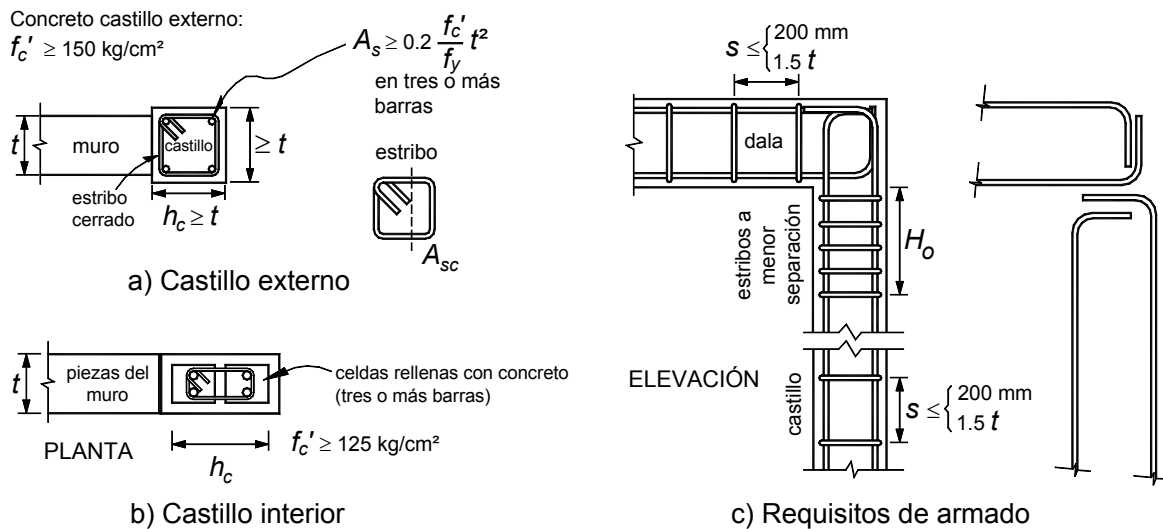


Figura 6.25 Recomendaciones para el refuerzo transversal en castillos

6.3.3 REFUERZO HORIZONTAL MEDIANTE ALAMBRES CORRUGADOS

Entre las opciones más atractivas para mejorar el comportamiento ante cargas laterales de los muros de mampostería confinada, construidos con piezas macizas del tipo artesanal o multiperforadas del tipo prefabricado, se encuentra la adición de alambres corrugados laminados en frío grado 60 ($f_y = 6000 \text{ kg/cm}^2$) a lo largo de las juntas horizontales de mortero. De acuerdo con la evidencia

experimental, es posible esperar un incremento en la resistencia a cortante y en la capacidad de deformación cuando se emplea esta modalidad de refuerzo en los muros de mampostería (Alcocer, 1997). Las NTCM han adoptado las recomendaciones para considerar explícitamente la contribución del refuerzo horizontal a la resistencia del muro. En GDF (2002) se establece la resistencia de la mampostería (V_{mR}) y la del refuerzo interno horizontal (V_{sR}), con las siguientes expresiones:

$$V_{mR} = F_R (0.5v_m^* A_T + 0.3P) \leq 1.5F_R v_m^* A_T$$

$$V_{sR} = F_R \eta \rho_h f_{yh} A_T$$

y, por lo tanto

$$V_R = V_{mR} + V_{sR}$$

donde:

- V_R es la fuerza cortante resistente de diseño del muro de mampostería con refuerzo horizontal (ya sea mampostería reforzada o mampostería confinada y con refuerzo horizontal);
- F_R es el factor de reducción para fuerza cortante;
- v_m^* es el esfuerzo cortante resistente de diseño;
- A_T el área de la sección transversal del muro (longitud horizontal \times espesor);
- P es la carga vertical que actúa sobre el muro;
- η es la eficiencia del refuerzo horizontal;
- ρ_h es la cuantía de refuerzo horizontal; y
- f_{yh} es el esfuerzo nominal de fluencia del refuerzo horizontal.

Se recomienda tener especial cuidado en el anclaje de las barras con el castillo (Fig. 6.26), ya que de su eficiencia depende el buen desempeño del muro. En GDF (2002) se establece la cuantía mínima y máxima del refuerzo horizontal mientras que el factor de eficiencia depende del producto $\rho_h f_{yh}$. En esta norma se prohíbe explícitamente el uso de escalerillas de alambres lisos soldados a manera de refuerzo horizontal. Su comportamiento experimental ha evidenciado que no existe una mejora significativa, principalmente por la falla prematura de los alambres en los puntos de soldadura (Alcocer y otros, 1994).

6.3.4 REFUERZO ADICIONAL MEDIANTE MALLA DE ALAMBRE

Otra alternativa para aumentar la resistencia y la capacidad de deformación ante cargas laterales consiste en colocar malla de alambre soldado recubierta con mortero de cemento en la superficie de los muros de mampostería. Su eficiencia ha sido evaluada experimentalmente, tanto para fines de reparación como refuerzo, con resultados alentadores (Ruiz, 1995; Alcocer y otros, 1996). En términos generales, la resistencia ante cargas laterales que aporta la malla de alambre soldado depende de la cuantía y la eficiencia de los alambres

horizontales, la calidad y densidad de los anclajes para ligar la malla al muro, la relación de aspecto H/L (donde H es la altura y L la longitud) de los muros, así como la calidad del recubrimiento. Así, se sugiere dar preferencia a los muros cuadrados (relación H/L menor o igual a 1) respecto a los rectangulares durante un proceso de rehabilitación.



Figura 6.26 Anclaje de un alambre corrugado de 5/32" en el acero longitudinal de un castillo (Sánchez y otros, 1992)

Una revisión detallada de los avances más recientes sobre el desempeño experimental de muros de mampostería ante cargas laterales del tipo sísmico puede consultarse en (Alcocer, 1997).

6.4 CONTROL DE LOS DESPLAZAMIENTOS LATERALES PARA LIMITAR EL DAÑO ESTRUCTURAL

Actualmente y dado el desempeño aceptable observado después de eventos sísmicos intensos, en el diseño sísmico de estructuras de menos de 13 m, como es el caso de las viviendas unifamiliares de mampostería confinada, sólo se requiere cumplir con un criterio de resistencia. En este caso, si se cumplen los requisitos de regularidad en planta y elevación, es posible aplicar el método simplificado descrito en la normatividad vigente para el diseño y construcción de estructuras de mampostería (GDF, 2002). Sin embargo, algunas viviendas multifamiliares de mampostería confinada o con refuerzo interior se encuentran en el límite de aplicabilidad del método simplificado y requieren de un análisis más refinado en el cual se requiera revisar los desplazamientos de entrepiso de la estructura.

En la tabla 6.1 se relaciona el desempeño observado (estado de daño) en especímenes de mampostería confinada sometidos a cargas cíclicas reversibles del tipo sísmico (i.e., las que ocurren durante un evento sísmico) con el nivel de deterioro de sus propiedades estructurales (resistencia y rigidez) y su clasificación aproximada de acuerdo a una tabla de evaluación propuesta en la literatura (Rodríguez y Castrillón, 1995). La distorsión de entrepiso se define como el cociente del desplazamiento lateral y la altura del entrepiso.

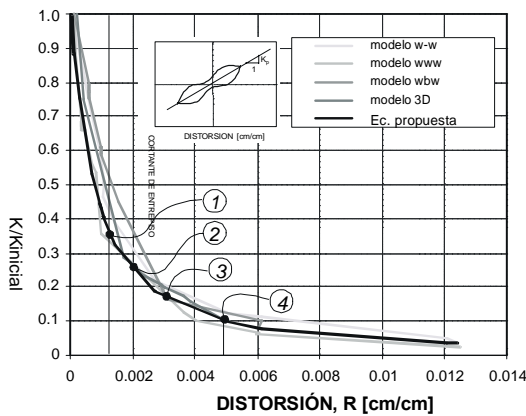
Tabla 6.1 Grado de daño y deterioro de la propiedades estructurales en muros de mampostería confinada (Ruiz, 1995)

Estado de Daño Observado	Distorsión (%)	$R / R_{inicial}$	V / V_{max}	Grado de Daño ¹
Fisuras horizontales, por flexión. Fisuras verticales, por flexión, cercanas al paño de los castillos.	0.04	0.80	0.50	Ligero (I)
Primer agrietamiento de la mampostería, por tensión diagonal o cortante.	0.13	0.35	0.85	Moderado (II y III)
Inicio de la penetración del fisuramiento inclinado en los extremos de los castillos.	0.20	0.27	0.90	Fuerte (IV)
Agrietamiento en forma de "X" en todos los paneles de mampostería.	0.23	0.24	0.98	Fuerte (IV)
Aplastamiento del concreto, agrietamiento horizontal distribuido en la altura de los castillos.	0.32	0.18	1.0	Fuerte (V)
Concentración de grietas diagonales en los extremos de los castillos. Desconchamiento del recubrimiento de concreto.	0.42	0.13	0.99	Grave (V)
Concentración de daño en los extremos inferiores de los castillos. Plegamiento del refuerzo longitudinal (deformación en "S").	0.50	0.10	0.80	Grave (no se clasifica)

¹ Clasificación de acuerdo a la tabla 6.5 de Rodríguez y Castrillón (1995)

De acuerdo con la tabla 6.1 (Ruiz, 1995), para una distorsión de 0.60%, es de esperarse que las estructuras de mampostería exhiban un grado de daño severo, o hasta el colapso, ante sismos intensos. Es común entre algunos ingenieros el pensar que al limitar la distorsión máxima a 0.6% con ello se evita el daño a elementos no estructurales ligados a la estructura. Esto proviene de que la reglamentación, hasta antes de GDF (2002), limitaba, con fines de seguridad estructural, la distorsión de entrepiso a 0.6% si había elementos no estructurales que pudieran sufrir daños, lo que normalmente se interpretaba como "estructuras con muros de mampostería". Sin embargo, la evaluación analítica del comportamiento de edificaciones de mampostería confinada en el Estado de Michoacán durante el sismo del 11 de enero de 1997 ($M_s = 7.3$), evidenció que el estado de daño exhibido pudo estar asociado a demandas de distorsión lateral, o demandas de deformación lateral del orden de 0.15% (Rodríguez y otros, 1997).

Puede apreciarse que el daño se encuentra asociado al deterioro de su capacidad ante cargas laterales y a una rápida degradación de su rigidez inicial, con una tasa de deterioro de forma exponencial, conforme aumenta el nivel de desplazamiento lateral. En particular, la degradación de rigidez es un parámetro muy importante que debe tenerse en cuenta, tanto en la evaluación de estructuras existentes como en el diseño de nuevas estructuras de mampostería. Para ilustrar este fenómeno, en la figura 6.27 se muestra la degradación de rigidez, en función del nivel de distorsión obtenida para diversos especímenes de mampostería confinada a escala natural sometidos a cargas laterales cíclicas reversibles (Sánchez, 1998).



ESTADO DE DAÑO

- ① Inicio del agrietamiento en mampostería
- ② Inicio de penetración de grietas en castillos
- ③ Inicio del aplastamiento del concreto en castillos
- ④ Plegamiento del refuerzo en castillos

Figura 6.27 Índice de degradación de rigidez y estados de daño en muros de mampostería confinada (Ruiz y Alcocer, 1999)

Como puede observarse, el valor inicial de la rigidez se ha deteriorado aproximadamente en 65% para un nivel de distorsión correspondiente al inicio del fisuramiento inclinado en la superficie de los paneles de mampostería ($R = 0.13\%$ en promedio). Con base en los resultados experimentales, una buena aproximación del *índice de degradación de rigidez lateral* (i.e., el cociente de la rigidez lateral y la rigidez lateral elástica) para muros de mampostería confinada en función del nivel de distorsión estaría dada por la siguiente relación

$$\frac{K}{K_e} = \frac{1}{(1 + \alpha R^\beta)}$$

donde α y β son parámetros que definen la degradación de rigidez y R es la distorsión lateral definida como el desplazamiento relativo entre la altura de entrepiso. A partir de un análisis de regresión, los valores de $\alpha = 5300$ y $\beta = 1.2$ proporcionan una buena estimación de la degradación de rigidez (ver Fig. 6.27). Diversas recomendaciones para la estimación de K_e en estructuras a base de muros de mampostería confinada pueden encontrarse en la literatura.

Tomando esto en cuenta, en GDF (2002) se han propuesto valores de distorsiones inelásticas permisibles según el tipo de pieza (maciza o hueca) y la modalidad de refuerzo (reforzada, confinada, confinada y con refuerzo horizontal, etc.). En el capítulo sobre análisis de estructuras de mampostería se trata este tema.

A partir del comportamiento observado en sismos recientes y verificado en estudios experimentales se ha observado la formación de un mecanismo de *piso suave* en la planta baja de las edificaciones de mampostería. Es decir, ante cargas laterales del tipo sísmico ocurre una concentración de deformaciones inelásticas en la planta baja, mientras el segundo nivel permanece casi elástico. A consecuencia del rápido deterioro de la rigidez lateral en el primer nivel, conforme aumentan los desplazamientos laterales, el daño se concentra en la superficie de los muros. Para explicar este fenómeno, en la figura 6.28 se muestra el perfil de desplazamiento en la etapa de comportamiento inelástico, para una estructura de mampostería.

A fin de evitar un rápido deterioro de la rigidez lateral asociado a un grado de daño grave en los muros de mampostería y la posibilidad de formar un *piso suave* en la estructura se sugiere limitar la distorsión de entrepiso a un valor máximo de 0.30% (ver Ruiz y otros, 1998).

Adicionalmente a la anchura de las grietas en la superficie de los paneles de mampostería, y dada la importancia de los castillos, se sugiere incluir en el grado y estado de daño de las tablas de evaluación postsísmica para muros de mampostería confinada la siguiente descripción referente a la condición de los castillos:

- *Ligero*. Sin daño aparente, ligeras fisuras horizontales en los extremos de los castillos;
- *Fuerte*. Con daño incipiente, indicios de la incursión de las grietas inclinadas en los extremos de los castillos
- *Grave*. Con daño severo, grietas inclinadas que incursionan en los extremos de los castillos.

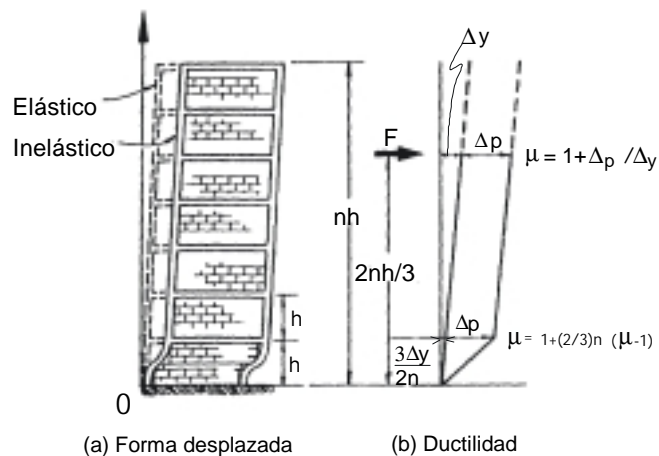


Figura 6.28 Fenómeno de piso suave producido por desplazamiento inelásticos en planta baja (Paulay y Priestley, 1992)

Para fines de implementar una filosofía de diseño basada en el control de los desplazamientos para limitar los estados de daño se requiere una adecuada estimación de las demandas inelásticas de desplazamiento lateral. A la fecha, todavía es necesario continuar realizando estudios analíticos a fin de proporcionar métodos simplificados que permitan tal estimación con un grado razonable de certidumbre.

REFERENCIAS

AIIS (1986). "Guía para la construcción sismo resistente no ingenieril", Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Prevención de Desastres, Lima, Perú, 171 pp.

Aguilar G. (1997), "Efecto del refuerzo horizontal en el comportamiento de muros de mampostería confinada ante cargas laterales", *Tesis profesional*, Facultad de Ingeniería, UNAM, México, D.F., marzo, 181 pp.

Alarcón-Chaires P. y Alcocer S.M. (1997), "Repercusión de las características mecánicas de la mampostería en el diseño sísmico", *Memorias del XI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Vol. I, Veracruz, Ver., México, noviembre, pp. 625-634.

Alcocer S.M. (1997), "Comportamiento sísmico de estructuras de mampostería: una revisión", *Memorias del XI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Vol. I, Artículo de estado del arte, Veracruz, Ver., México, noviembre, pp. 164-191.

Alcocer S.M., Aguilar G., Flores L., Bitrán D., Durán R., López-Bátiz O.A., Pacheco M.A., Reyes C., Uribe C.M. y Mendoza M.J. (1999), "El sismo de Tehuacán del 15 de junio de 1999", *Informe IEG/02/99*, Centro Nacional de Prevención de Desastres, México, julio, 159 pp.

Alcocer S.M., Ruiz J., Pineda J.A. y Zepeda J.A. (1996), "Retrofitting of confined masonry walls with welded wire mesh", *Memorias de la 11ª Conferencia Mundial de Ingeniería Sísmica*, Acapulco, Gro., México, junio, artículo No. 1471.

Alcocer S.M., Sánchez T.A., Vázquez del Mercado R. y Díaz R.R. (1994), "Comportamiento ante cargas laterales de sistemas de muros de mampostería confinada con distintos tipos de refuerzo horizontal", *Cuaderno de Investigación No. 17*, Centro Nacional de Prevención de Desastres, México, pp. 77-94.

Alcocer S.M. y Tena-Colunga A. (1997), "Estructuras de mampostería y adobe", *El Macrosismo de Manzanillo del 9 de Octubre de 1995*, Tena-Colunga A. (Compilador), Universidad Autónoma de Colima y Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, Colima, Col., México, septiembre, pp. 233-267.

Bazán E., Padilla M. y Meli R. (1978), "Seguridad de casas de adobe ante sismos. Estudios analíticos"; *Informe No. 423*, Instituto de Ingeniería, UNAM, México, D.F., 63 pp.

Berrón R. (1987), "Evaluación del comportamiento de edificios de muros de mampostería en los sismos de septiembre de 1985", *Tesis profesional*, Facultad de Ingeniería, UNAM, México, 104 pp.

Departamento del Distrito Federal (DDF, 1995), "Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de mampostería",

Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal, México, D.F., 27 de febrero, 16 pp.

Flores L.E. (1995), "Estudio analítico de estructuras de mampostería confinada", *Tesis profesional*, Facultad de Ingeniería, UNAM, México, D.F., agosto, 106 pp.

Flores L.E., Pacheco M.A. y Reyes C. (2001), "Algunos estudios sobre el comportamiento y rehabilitación de la vivienda rural de adobe", *Informe IEG/03/01*, Centro Nacional de Prevención de Desastres, México, marzo, 123 pp.

Fundación ICA (1988), "*Experiencias derivadas de los sismos de septiembre de 1985*", Fundación ICA y Editorial Limusa, México, 133 pp.

Gobierno del Distrito Federal (GDF, 2002), "Propuesta de normas técnicas complementarias para el diseño y construcción de estructuras de mampostería", Anteproyecto del Comité de Normas, México, D.F., 47 pp.

Hernández O., Camargo I., Leal E. y Ruiz L. (1996), "Resistencia nominal de diseño de mamposterías de barro en la zona metropolitana de la ciudad de Puebla. Propuesta de estandarización de ensayos", *Memorias del X Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Vol. II, Mérida, Yuc., México, noviembre, pp. 979-987.

Hernández O. y Meli R. (1976), "Modalidades de refuerzo para mejorar el comportamiento sísmico de muros de mampostería", *Informe No. 382*, Instituto de Ingeniería, UNAM, México, 35 pp.

Instituto de Ingeniería (1992), "Comentarios y ejemplos de las normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de mampostería, DDF", *Serie del Instituto de Ingeniería N° ES-4*, UNAM, México D.F., enero, 119 pp.

Juárez H., Guerrero J.J., Gama A., Whitney R.A., Vera R. y Hurtado F. (1996), "El sismo del 9 de octubre de 1995 en Manzanillo, Colima", *Memorias del X Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Vol. I, Mérida, Yuc., México, noviembre, pp. 316-326.

Juárez H., Gómez A. y Sordo E. (2000), "Recomendaciones para reducir la vulnerabilidad sísmica de estructuras de mampostería", *Memorias del XII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, León, Gto., México, noviembre, artículo 86, en disco compacto.

López O. y Teshigawara M. (1997), "Informe de daños en edificaciones durante el sismo de Colima del 9 de octubre de 1995 en la zona epicentral", *Cuaderno de Investigación No. 40*, Centro Nacional de Prevención de Desastres, México, mayo, 79 pp.

Meli R. (1979), "Comportamiento sísmico de muros de mampostería", 2ª edición, *Informe No. 352*, Instituto de Ingeniería, UNAM, México, mayo, 141 pp.

Meli R. (1990), "Diseño sísmico de edificios de muros de mampostería. La práctica actual y el comportamiento observado", *Ingeniería Sísmica No. 40*, Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, septiembre-diciembre, México, pp. 7-28.

Paulay T. y Priestley M.J.N. (1992), "*Seismic design of reinforced concrete and masonry structures*", John Wiley & Sons, Nueva York, 744 pp.

Rodríguez M., Alarcón P. y Machicao R. (1997), "Evaluación del comportamiento sísmico de estructuras a base de muros de mampostería durante el sismo de Caleta de Campos, del 11 de enero de 1997", *Memorias del XI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Vol. II, Veracruz, Ver., México, pp. 1361-1370.

Rodríguez M. y Castrillón E. (1995), "Manual de evaluación postsísmica de la seguridad estructural de edificaciones", *Informe No. 569*, Instituto de Ingeniería, UNAM, México, 84 pp.

Ruiz J. (1995), "Reparación y refuerzo de una estructura tridimensional de mampostería confinada de dos niveles a escala natural", *Tesis de maestría*, Facultad de Ingeniería, UNAM, México, D.F., 251 pp.

Ruiz J. y Alcocer S.M. (1999), "Desempeño experimental de estructuras de mampostería confinada rehabilitadas mediante el uso de malla de alambre", *Revista de Ingeniería Sísmica*, Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, pp. 59-79.

Ruiz J., Sánchez T. y Alcocer S.M. (1998), "Rehabilitación de muros de mampostería confinada mediante malla de alambre y recubrimiento de mortero", *Memorias del XI Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Vol. II, Monterrey, N.L., México, noviembre, pp. 880-889.

Sánchez T.A. (1998), "Comportamiento de estructuras de mampostería confinada sujetas a cargas laterales", *Tesis de maestría*, Facultad de Ingeniería, UNAM, México, D.F., julio, 222 pp.

Sánchez T.A., Flores L., Alcocer S.M. y Meli R. (1992), "Respuesta sísmica de muros de mampostería confinada con diferentes tipos de refuerzo horizontal", *Informe ES/02/92*, Centro Nacional de Prevención de Desastres, México, marzo, 49 pp.

Schultz A.E. (1994), "Performance of masonry structures during extreme lateral loading events", *Masonry in the Americas*, Daniel P. Abrams (Ed.), ACI SP-147, pp. 85-125.

Sordo E., Gómez-Bernal A., Juárez H., Gama A., Guinto E., Whitney R., Vera R., Mendoza E. y Alonso G. (1996), "El sismo de Ometepepec del 14 de septiembre de 1995", *Memorias del X Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Vol. I, Mérida, Yuc., México, noviembre, pp. 424-432.

Tena A. y Del Valle E. (1996), "Impresiones sobre el comportamiento de las estructuras de la ciudad de Manzanillo ante el sismo del 9 de octubre de 1995",

Memorias del X Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Vol. I, Mérida, Yuc., México, noviembre, pp. 433-443.

Terán-Gilmore A. y Bertero V. (1992), "Performance of tall buildings during the 1985 Mexico earthquakes", *Report No, UCB/EERC-92/17*, University of California at Berkeley, 209 pp.

Tomažević M. (1997), "Seismic resistance verification of masonry buildings: Following the new trends", *International Workshop on Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes*, P. Fajfar y H. Krawinkler editores, Bled, Slovenia, junio, pp. 323-334.

CAPÍTULO 7

ANÁLISIS, REVISIÓN Y DETALLADO DE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA

R. JEAN J.A. PÉREZ

CAPÍTULO 7

ANÁLISIS, REVISIÓN Y DETALLADO DE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA

Raúl Jean¹ y J. Álvaro Pérez²

RESUMEN

Se señalan aspectos importantes para lograr un buen diseño y una construcción de mampostería de excelente calidad. Primeramente se describen las ventajas del uso de la mampostería confinada y reforzada interiormente, señalando los requisitos reglamentarios para poderla clasificar como tal. Por otra parte se describen tres métodos de análisis para estructuras de mampostería indicando sus ventajas y limitaciones, así como los requisitos para aplicar cada uno de ellos; adicionalmente se proporcionan recomendaciones para estructuras con entrepisos blandos. Se da un resumen de las expresiones y especificaciones reglamentarias para llevar a cabo la revisión estructural y se muestran ejemplos haciendo énfasis en los sistemas de mampostería de excelente calidad. Finalmente se muestran algunos detalles constructivos para lograr una mampostería de buena calidad.

INTRODUCCIÓN

En la última década se ha realizado investigación relativa a la mampostería de muy alta calidad en nuestro país. Con la fabricación de piezas industrializadas de buena calidad y con las especificaciones derivadas de estas investigaciones, es posible, actualmente, diseñar y construir estructuras de mampostería que tengan un excelente desempeño estructural, sin embargo, muchas de las viviendas se siguen erigiendo sin los sistemas y detalles adecuados incluso en las zonas sísmicas del país. Las investigaciones recientes muestran las grandes ventajas en el uso de la mampostería reforzada haciendo énfasis en las virtudes del refuerzo horizontal. Al seleccionar un buen sistema de mampostería y al detallarlo adecuadamente se tendrán las siguientes cualidades:

¹ Ingeniero de proyectos de la empresa Investigación de Operaciones e Ingeniería de Sistemas y profesor de la División de Estudios de Posgrado de Facultad de Ingeniería de la UNAM.

² Gerente de Ingeniería, Corporación GEO, S.A. de C.V.

- Mayor capacidad de deformación.
- Patrón de agrietamiento más uniforme.
- Disminución del tamaño de grietas para el mismo nivel de distorsión (desplazamiento horizontal entre la altura del muro).
- Capacidad para tomar esfuerzos por temperatura.
- Disminución de fisuras ante solicitaciones de servicio.
- Mayor capacidad ante la presencia de asentamientos diferenciales y desplomes.
- Eliminación o disminución de los muros de concretos necesarios para resistir las acciones sísmicas.

Es muy importante destacar que una estructura bien detallada conlleva a una seguridad estructural mayor, a un buen desempeño estructural y a una estructura que puede resultar más económica o simplemente no más cara. Finalmente se señala que muchas de las viviendas con base en sistemas de mampostería construidas recientemente o en construcción no cumplen con los sistemas estructurales que han demostrado tener un excelente desempeño estructural, **mampostería confinada con refuerzo horizontal y/o reforzada interiormente**; sencillamente se está construyendo mampostería simple a costos similares. Es importante aplicar los avances recientes a las construcciones de mampostería.

7.1 SISTEMAS ESTRUCTURALES

Los sistemas estructurales de mampostería pueden ser de cualquiera de los siguientes tipos:

- Mampostería confinada, con o sin refuerzo horizontal.
- Mampostería reforzada interiormente.
- Mampostería no reforzada

La mampostería confinada y/o reforzada interiormente ha demostrado tener un excelente desempeño estructural y no necesariamente más costosa. En las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería (NTCM, ver GDF, 2002a), se pueden consultar los requisitos para cada uno de los sistemas de mampostería; a continuación se definen los más importantes:

7.1.1 MAMPOSTERÍA CONFINADA

La mampostería confinada es aquella que esta reforzada con castillos y dalas. En las siguientes figuras se definen los requisitos más importantes:

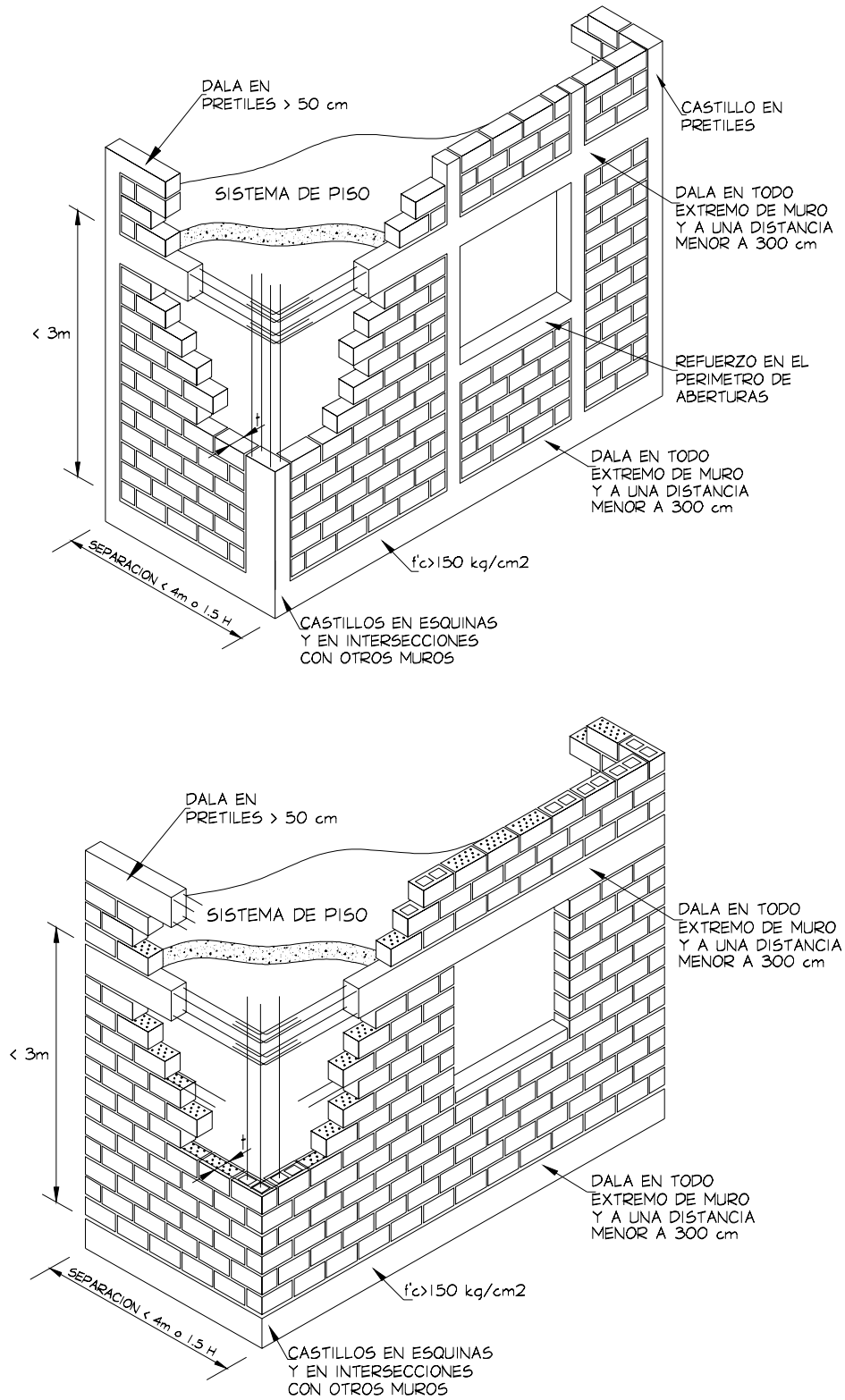


Figura 7.1 Requisitos para mampostería confinada

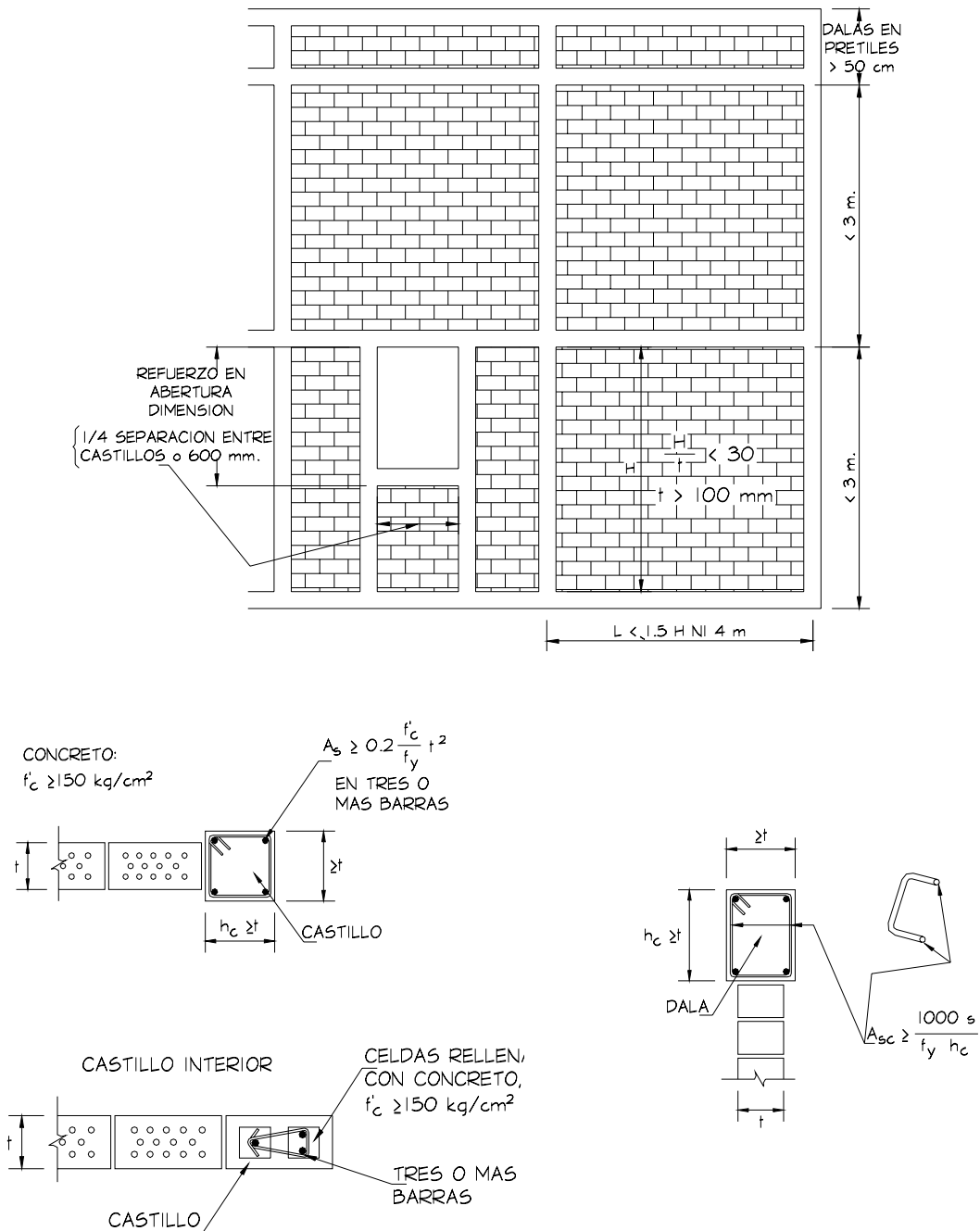


Figura 7.1 (cont.) Requisitos para mampostería confinada

La mampostería confinada puede o no tener refuerzo horizontal, ser de piezas macizas, doble huecas o multiperforadas y tener castillos exteriores e interiores.

7.1.2 MAMPOSTERÍA REFORZADA INTERIORMENTE

La mampostería reforzada interiormente es aquella con muros reforzados con barras o alambres corrugados de acero, horizontales y verticales, colocados en las celdas de las piezas o en las juntas. En las siguientes figuras se definen los requisitos más importantes:

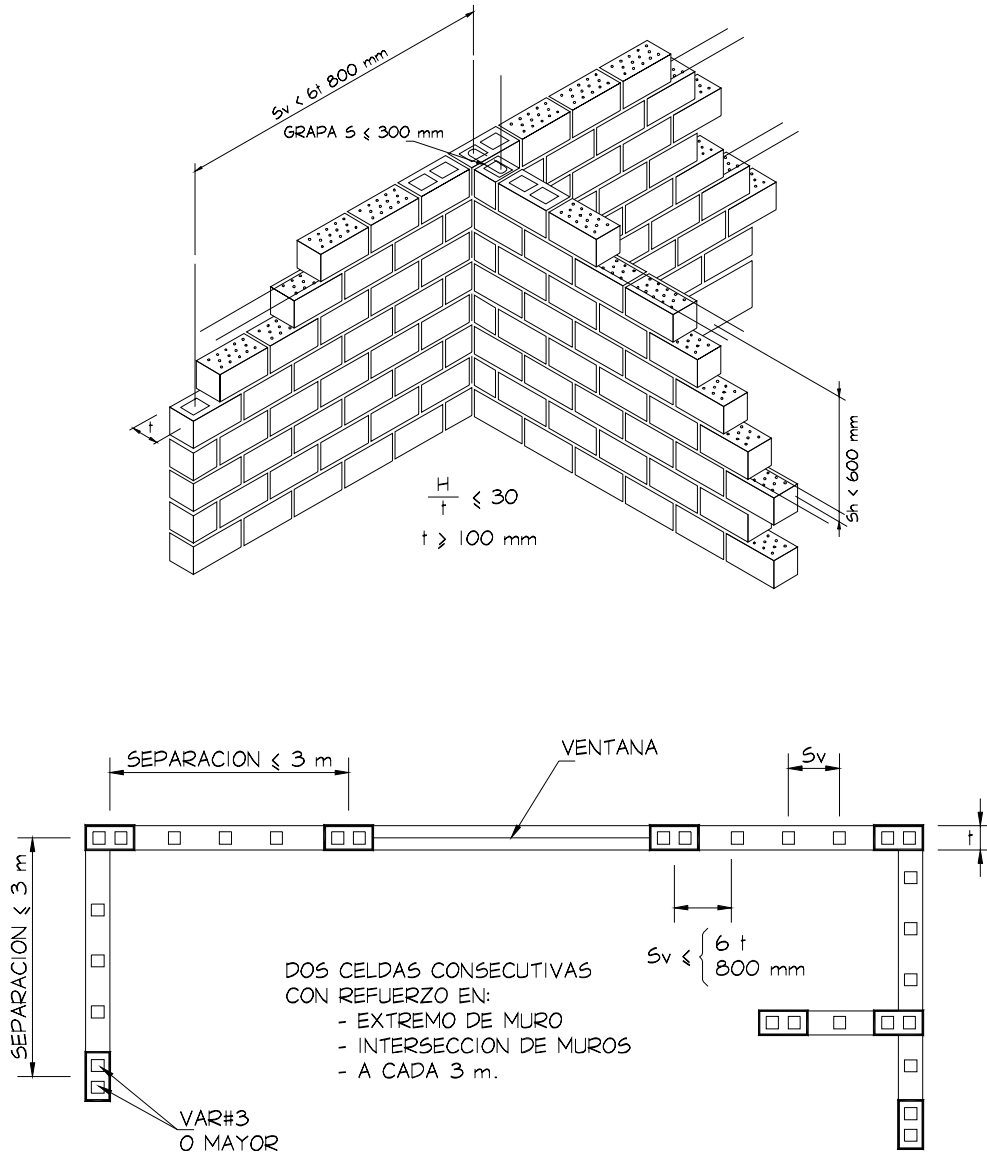


Figura 7.2 Requisitos para mampostería reforzada interiormente

A continuación se describen las funciones y virtudes del confinamiento y del refuerzo horizontal.

El confinamiento, ha demostrado tener las siguientes características (Alcocer, 1997):

- Los castillos tienen una función importante para mantener la estabilidad ante cargas verticales, principalmente cuando se ha presentado el agrietamiento inclinado. Para distorsiones elevadas, en las que la mampostería está sumamente dañada, la capacidad de carga es mantenida y garantizada por los castillos.
- La contribución de los castillos a la carga de agrietamiento diagonal es poco significativa.
- Los muros confinados con castillos exteriores han exhibido un comportamiento más estable incluso a distorsiones del orden del 0.5%. Los castillos ahogados han demostrado mayor nivel de daño para distorsiones similares, así como la degradación de la rigidez.
- Los castillos controlan el agrietamiento inclinado que se presenta en el muro.
- El refuerzo transversal de los estribos con áreas y separaciones adecuadas ha mostrado generar ciclos histeréticos con ciclos estables y con mayor capacidad de deformación y de disipación de energía.
- El comportamiento post-agrietamiento del muro depende de la resistencia de los elementos confinantes.
- Los castillos incrementan la capacidad de deformación, la resistencia y la rigidez lateral.

El refuerzo horizontal ha mostrado tener una fuerte influencia para el adecuado desempeño estructural sísmico. Entre las características que aporta al sistema se encuentran (Aguilar y otros, 1994; Zepeda y otros, 1997; y Álvarez y otros, 1994):

- Favorece a una distribución más uniforme del daño y disminuye la anchura de las grietas.
- No incrementa sustancialmente el cortante de agrietamiento, ni la rigidez de agrietamiento, ni la distorsión a la que se presenta; se han medido incrementos del orden de un 20%.
- La rigidez elástica no se modifica por la presencia del refuerzo horizontal.
- Genera ciclos histeréticos estables, con buena disipación de energía.
- Incrementa de manera sustancial la resistencia máxima a cortante.
- Incrementa la capacidad de disipación de energía.
- Incrementa la capacidad de deformación.
- Propicia una degradación de la resistencia lateral menos pronunciada, pero no la evita.

7.2 ANÁLISIS

El análisis de estructuras a base de mampostería sujetas a fuerzas verticales y horizontales es complejo dado que:

- Los materiales son heterogéneos.
- Las piezas son frágiles.
- No es fácil conocer los valores del módulo de elasticidad E_m y de cortante G_m .
- El comportamiento a tensión y compresión de la mampostería es diferente.
- El comportamiento inelástico comienza a partir de distorsiones muy pequeñas, del orden de 0.001 y 0.002.
- El comportamiento en el rango inelástico dependerá del sistema seleccionado, del tipo de refuerzo y del detallado.

La evaluación de las fuerzas, tanto gravitacionales como sísmicas, se hace en general por medio de un análisis elástico, por lo tanto es indispensable tener presente las limitaciones de los métodos elásticos para este fin. En general, el objetivo principal es el de determinar, de manera racional, la magnitud y distribución de fuerzas, principalmente las ocasionadas por sismo.

En la determinación de las propiedades elásticas de muros se debe considerar que la mampostería no resiste tensiones en la dirección normal a las juntas y emplear, por lo tanto, las propiedades de las secciones agrietadas y transformadas cuando dichas tensiones aparezcan.

7.2.1 ANÁLISIS POR CARGA VERTICAL

En las NTCM (GDF, 2002a) se establece que para el análisis por cargas verticales se tomará en cuenta que en las juntas de los muros y en los elementos de piso ocurren rotaciones locales debidas al aplastamiento del mortero. Para el diseño sólo se tomarán en cuenta los momentos debidos a los efectos siguientes:

- a) Los momentos que deben ser resistidos por condiciones de estática y que no pueden ser redistribuidos por la rotación del nudo, como son los momentos debidos a un voladizo que se empotre en el muro y los debidos a empujes, de viento o sismo, normales al plano del muro.
- b) Los momentos debidos a la excentricidad con la que se transmite la carga de la losa del piso inmediatamente superior en muros extremos; tal excentricidad se tomará igual a:

$$e_c = \frac{t}{2} - \frac{b}{3}$$

donde t es el espesor del muro, b es la porción de apoyo de la losa en el muro, como se indica en la siguiente figura:

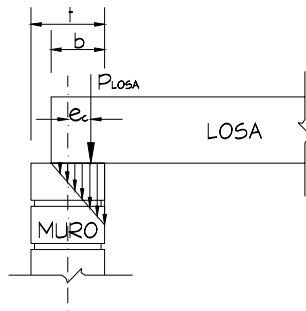


Figura 7.3 Excentricidad de la carga vertical

Será admisible determinar únicamente las cargas verticales que actúan sobre cada muro mediante una bajada de cargas por áreas tributarias y tomar en cuenta los efectos de excentricidades y esbeltez mediante los valores aproximados del factor de reducción F_E especificados en las NTCM (GDF, 2002a), los que se reproducen a continuación:

- a) Se podrá tomar F_E igual a 0.7 para muros interiores que soporten claros que no difieran en más del 50% e igual a 0.6 para muros extremos o con claros que difieran en más del 50%, y para casos en que la relación entre cargas vivas y cargas muertas de diseño excede de uno, cuando se cumpla simultáneamente que:
 - 1) Las deformaciones de los extremos superior e inferior del muro en la dirección normal a su plano están restringidas por el sistema de piso o por otros elementos;
 - 2) La excentricidad en la carga axial aplicada es menor que $t/12$ y no hay fuerzas significativas que actúan en dirección normal al plano del muro; y
 - 3) La relación altura a espesor del muro no excede de 20.
- b) Cuando no se cumplan las condiciones anteriores, el factor de reducción por excentricidad y esbeltez se determinará como el menor del que se especifica en el inciso anterior y el que se obtiene con la expresión siguiente:

$$F_E = \left(1 - \frac{2e'}{t}\right) \left[1 - \left(\frac{kH}{30t}\right)^2\right]$$

donde:

- | | |
|------|--|
| H | altura libre de un muro entre elementos capaces de darle al elemento apoyo lateral; |
| e' | excentricidad calculada para la carga vertical más una excentricidad accidental que se tomará igual a $t/24$; |
| k | factor de altura efectiva del muro que se determinará según el |

criterio siguiente:

$k = 2$ para muros sin restricción al desplazamiento lateral en su extremo superior.

$k = 0.8$ para muros limitados por dos losas continuas a ambos lados del muro.

$k = 1$ para muros extremos en que se apoyan losas.

En casos en que el muro en consideración esté ligado a muros transversales, a contrafuertes, a columnas o castillos que restrinjan su deformación lateral, el factor F_E se calculará como:

$$F_E = \left(1 - \frac{2e'}{t}\right) \left[1 - \left(\frac{kH}{30t}\right)^2\right] \left(1 - \frac{H}{L'}\right) + \frac{H}{L'} < 0.9$$

donde L' es la separación entre elementos rigidizantes.

7.2.2 ANÁLISIS POR CARGAS LATERALES

Para la determinación de las fuerzas y momentos que actúan en los muros, las estructuras se podrán analizar por medio de métodos estáticos o dinámicos, o bien empleando el método simplificado de análisis descrito más adelante.

En las NTCM (GDF, 2002a) se establece que el análisis por sismo se hará con base en las rigideces relativas de los distintos muros, determinándolas tomando en cuenta las deformaciones por cortante y por flexión, debiéndose considerar la sección transversal agrietada del muro cuando la relación de carga vertical a momento flexionante produce tensiones verticales. Además se deberá tomar en cuenta la restricción que impone a la rotación de los muros, la rigidez de los sistemas de piso y techo, el efecto de las aberturas, pretilas, etc. en la rigidez y resistencia lateral.

En el presente capítulo se describen tres métodos para la revisión de estructuras de mampostería ante fuerzas laterales:

- Método simplificado (método A)
- Método estático (método B).
- Método tridimensional (método C).

7.2.2.1 Método simplificado de análisis (Método A)

El método simplificado es un método de análisis sísmico simple, que para estructuras que cumplen con los requisitos que exige dicho método permite

verificar que en cada entrepiso la suma de las resistencias al corte de los muros de carga en la dirección de análisis, sea igual ó mayor a la fuerza cortante sísmica total que actúa sobre dicho entrepiso. En dicho método se hace caso omiso de los desplazamientos y momentos de volteo de la estructura. Para el calculo de las fuerzas sísmicas se utiliza un método de análisis estático, empleando coeficientes sísmicos reducidos.

El método simplificado de análisis sísmico presentado en GDF (2002a y 2002b) difiere del que se establece en DDF (1995a y 1995b) básicamente en el requisito de verificar la distribución simétrica de los muros respecto a los ejes principales al solicitar que se calcule la excentricidad torsional e_s en cada dirección y se limite al 10% de la dimensión en planta del entrepiso paralela a dicha excentricidad. En la tabla 7.1 se muestra una comparativa entre ambas especificaciones.

La excentricidad torsional e_s en las NTCM (GDF, 2002a) se define como el cociente del valor absoluto de la suma algebraica del momento de las áreas efectivas de los muros respecto al centro de cortante del entrepiso, entre el área efectiva total de los muros orientados en la dirección de análisis (Fig. 7.4). El área efectiva es el producto del área bruta de la sección transversal del muro, A_T y el factor F_{AE} definido a continuación:

$$F_{AE} = 1 \quad \text{si } \frac{H}{L} \leq 1.33$$

$$F_{AE} = \left(1.33 \frac{L}{H}\right)^2 \quad \text{si } \frac{H}{L} > 1.33$$

H altura del entrepiso
 L longitud efectiva del muro.

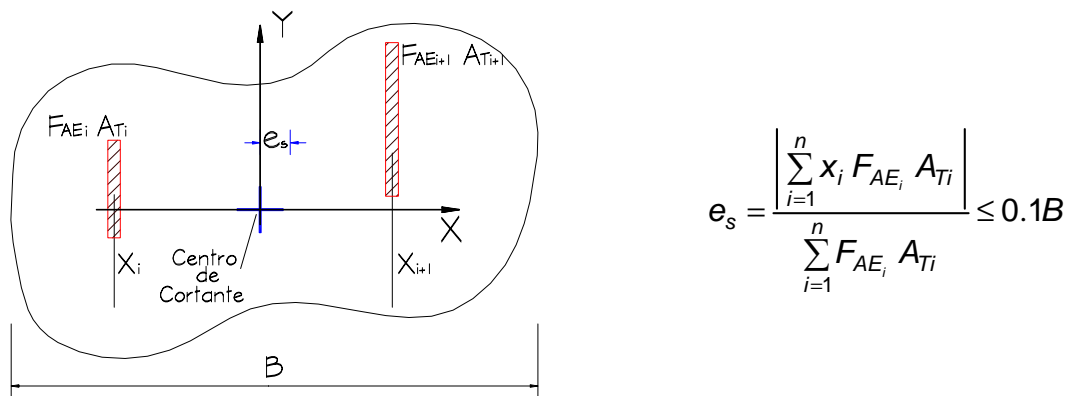


Figura 7.4 Requisito para considerar distribución simétrica de muros en una dirección

Tabla 7.1 Comparativa entre los requisitos del método simplificado

NORMAS TÉCNICAS PARA DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA 1993		PROPUESTA DE NORMAS TÉCNICAS PARA DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA 2000	
Sec 4.3.I	El 75% de las cargas verticales esta soportado por muros ligados entre sí mediante un sistema de piso resistente y rígido al corte	Sec.3.2.3.3 a	Se conserva dicha requisito.
Sec.4.3.I	Los muros tendrán una distribución sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales	Sec 3.2.3 a	Se incluye un factor de medición de la distribución simetría de los muros, al requerir el calculo de la excentricidad torsional e_s y restringirla al 10% de la dimensión en planta del entrepiso paralela a dicha excentricidad.
Sec. 4.3.I	El edificio tendrá en cada nivel al menos dos muros perimetrales de carga sensiblemente paralelos entre sí en una longitud no menor que la mitad de la dimensión del edificio en la dirección de dichos muros	Sec.3.2.3.a	Se establece que la comprobación de los muros perimetrales paralelos en cada piso sea en cada dirección de análisis. El requisito de que la longitud total de los muros perimetrales paralelos sea al menos igual a la mitad de la dimensión de la planta del edificio en la dirección de análisis se mantiene.
Sec. 4.3.II	La relación entre longitud y ancho de la planta del edificio no debe exceder de 2	Sec. 3.2.3.b	Se conserva dicho requisito
Sec. 4.3.III	La relación entre la altura y la dimensión mínima de la base del edificio no debe exceder de 1.5 y la altura del edificio no debe ser mayor de 13 m	Sec.3.2.3.c	Se conserva dicho requisito

Coeficientes sísmicos reducidos

Los coeficientes sísmicos reducidos que aparecen en el Capítulo 7 de la norma para sismo (GDF, 2002b) son los mismos de DDF (1995b), los que se describen en la tabla 7.2.

Tabla 7.2 Coeficientes sísmicos reducidos para el método simplificado, correspondientes a estructuras del Grupo B

Zona	Muros de Concreto o de Mampostería e piezas macizas			Muros de Mampostería de piezas Huecas		
	Altura de Construcción (m)			Altura de Construcción (m)		
	Menor de 4	Entre 4 y 7	Entre 7 y 13	Menor de 4	Entre 4 y 7	Entre 7 y 13
I	0.07	0.08	0.18	0.10	0.11	0.11
II y III	0.13	0.16	0.19	0.15	0.19	0.23

Para estructuras del Grupo A los coeficientes habrá que multiplicarlos por 1.5

La zonificación del D.F. a que se hace referencia en dicha tabla corresponde a la misma clasificación que se define en DDF (1995b): zona I para lomerío, zona II para transición y zona III para zona de lago; con alguna excepciones en lo definido en las GDF, (2002b).

Aun cuando en el análisis simplificado no se tiene información sobre los desplazamientos laterales de las construcciones, para el calculo de las separaciones de colindancias se deberán de tomar en cuenta las indicaciones de GDF (2002b) que señala en la Sec. 1.10 lo siguiente:

“la separación de un edificio a una colindancia no será , en ningún nivel, menor a 50 mm, ni menor que la altura del nivel sobre el terreno multiplicado por 0.007, 0.009 y 0.012, según que la edificación se halle en las zonas I, II ó III, respectivamente”.

Dichos valores son los mismos que se indican en el Artículo 211 en el Reglamento (DDF, 1993) (ahora en la sección 1.10 de GDF, 2002b).

De acuerdo con este método la resistencia a cortante de la estructura puede ser revisada por alguno de los dos conceptos siguientes:

- Asignándoles a cada muro una fracción de la carga lateral que es proporcional a su área transversal y compararla con la fuerza cortante resistente de diseño de cada muro:

$$V_{mR} = F_R(0.5 v_m^* A_T + 0.3 P) \leq 1.5 F_R v_m^* A_T$$

- Determinando la resistencia a cortante global de la estructura por medio de la ecuación:

$$V_{MR} = F_R (\sum A_T) (0.5 v_m^* + 0.3 f_a) \leq 1.5 F_R v_m^* (\sum A_T)$$

donde:

F_R factor de reducción de resistencia;

V_m^*	resistencia de diseño a compresión diagonal de la mampostería;
A_T	área bruta de la sección transversal del muro que incluye a los castillos;
P	carga axial mínima probable que obra sobre el muro;
$(\sum A_T)$	sumatoria de las áreas brutas de las secciones transversales de los muros;
f_a	esfuerzo ocasionado por la carga axial mínima probable en el entrepiso, igual a la carga total dividida entre las áreas de los muros;
V_{mR}	fuerza cortante de diseño que toma cada muro; y
V_{MR}	fuerza cortante de diseño que toma todo el sistema de mampostería.

Por medio de este método se ignoran los efectos de flexión en los muros lo que implica que los castillos pueden ser reforzados con el acero mínimo. Adicionalmente se admite ignorar los efectos de torsión.

Evidentemente se puede incluir refuerzo horizontal en los muros; en la sección 7.3 se describen los procedimientos correspondientes.

Por su sencillez las grandes ventajas de este método son las siguientes:

- Es un método de control indispensable cuando se aplica algún método más refinado.
- Permite evaluar la eficiencia del sistema a través del concepto de índice de densidad de muros.

El índice de densidad de muros proporciona una forma directa de determinar la eficiencia del sistema de mampostería ante acciones sísmicas. En Meli, 1994, se pueden ver estos conceptos y cuya expresión se describe a continuación:

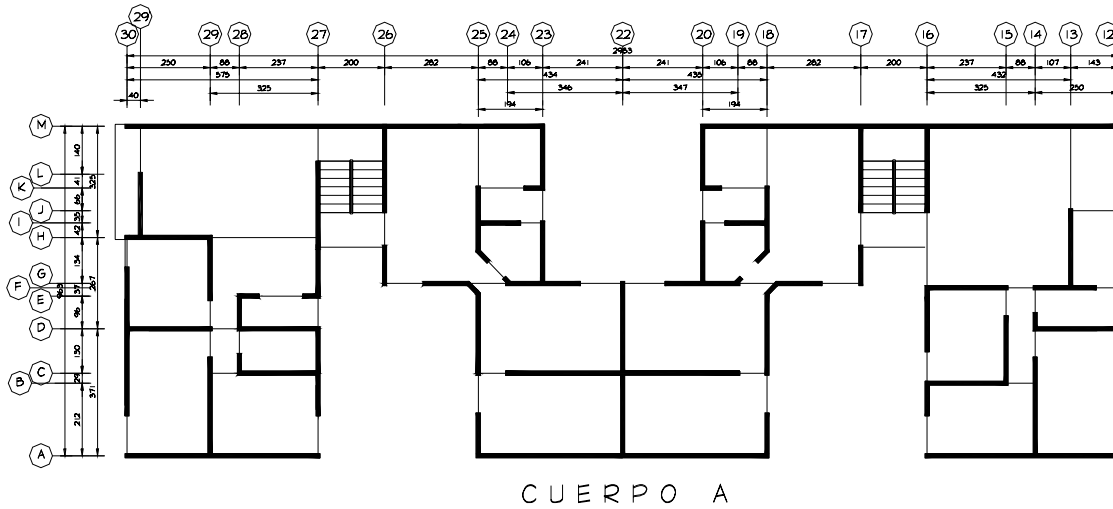
$$d = \frac{\sum F_E A_T}{A_p} = \frac{V_{sismico\ actuante}}{V_m^*}$$

donde:

F_E	factor de reducción por ejemplos de excentricidad y esbeltez;
A_T	área bruta de la sección transversal del muro que incluye a los castillos;
A_p	área de la planta;

- $V_{sismico\ actuante}$ Cortante actuante en el sistema.
- V_{mR} Fuerza cortante de diseño que toma cada muro.
- V_{MR} Fuerza cortante de diseño que toma todo el sistema de mampostería.

A continuación se muestran los conceptos de densidad de muros aplicados a un inmueble de mampostería:



Tabique multiperforado

Zona de lago; $Q = 1.5$

$E_m = 32,0000\text{kg/cm}^2$

$f_m^* = 60\text{ kg/cm}^2$

$v_m^* = 5.5\text{ kg/cm}^2$

Mampostería confinada y reforzada interiormente.

Modelo de cimentación con resortes equivalentes

Densidad de Muros:

Longitud de Muros L (m)	Densidad de Muros Real (d)	Densidad de Muros Requerida (d)	Densidad de Muros final (d)
$L_x = 78.07\text{ m}$	$\frac{\sum A_m F_{ix}}{A_p} = 4.26\%$	$\frac{V_{ACTUANTE}}{V_{RESISTENTE}} = 3.0\%$	$d = 6.1\%$
$L_y = 67.17\text{ m}$	$\frac{\sum A_m F_{iy}}{A_p} = 3.46\%$	$\frac{V_{ACTUANTE}}{V_{RESISTENTE}} = 3.0\%$	$d = 9.5\%$

7.2.2.2 Método de análisis estático (Método B)

En este método la rigidez a flexión y a cortante de los muros se considera como columnas en voladizo, despreciando el acoplamiento de las losas, antepechos o pretiles que existen entre los huecos de puertas y ventanas. Para muros con una relación altura/longitud pequeña (menor a 2) esta hipótesis es adecuada, sin embargo para muros con relaciones grandes (mayores a 2), por ejemplo, donde se ubican pretiles y puertas, la hipótesis es conservadora ya que para este caso las losas logran acoplar su comportamiento.

Para la obtención de fuerzas por sismo se realiza un análisis estático obteniendo finalmente la distribución de fuerzas cortantes distribuyéndolas en función a la rigidez de cada muro, incluyendo los efectos de torsión. En GDF (2002b) se permite hacer una reducción de las fuerzas sísmicas calculando en forma aproximada el periodo fundamental. Cuando los espectros de diseño tienen rama ascendente esta reducción puede ser importante.

Una vez obtenidos los cortantes actuantes en cada muro, se comparan con el cortante resistente de acuerdo con la siguiente expresión:

$$V_{mR} = F_R(0.5 v_m^* A_T 0.3 P) \leq 1.5 F_R v_m^* A_T$$

A partir del momento flexionante se determina la cantidad de acero necesaria en los castillos como se indica en la sección 7.3.

De igual forma se puede incluir refuerzo horizontal en los muros; en la sección 7.3 se describen los procedimientos correspondientes.

7.2.2.3 Método de análisis dinámico tridimensional (Método C)

Una estructura de mampostería se puede modelar por medio de la analogía de columna ancha que consiste básicamente en sustituir los muros de mampostería por una columna en el centro geométrico y asignarle la sección transversal del muro considerando la sección transformada (Sánchez y otros, 1996), esto es, sustituyendo las áreas de concreto de los castillos por la relación modular “n” ($n = E_c/E_m$). Por lo que respecta a las traveses el segmento que intercepta al muro se le asigna una rigidez infinita y las partes donde no hay muro se deberá tomar en cuenta la contribución del patín de la losa a la rigidez de la viga aplicando el ancho equivalente recomendado en Meli (1994). En las figuras 7.5 y 7.6 se indica la metodología de la columna ancha, así como las recomendaciones para incorporar la contribución del patín de la losa a la rigidez de la viga.

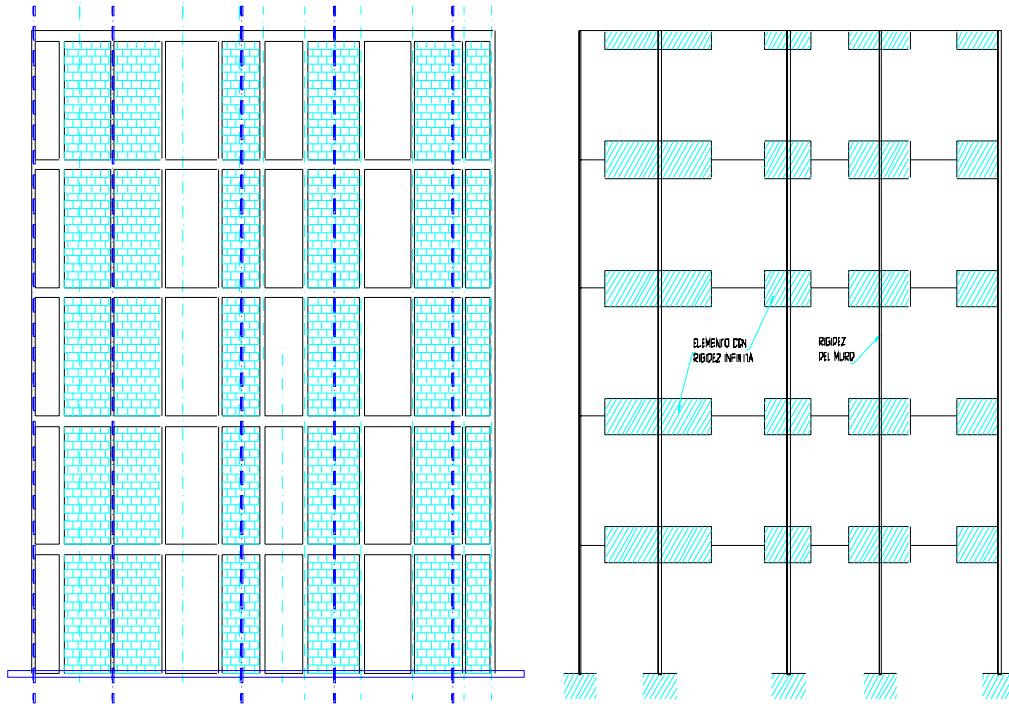


Figura 7.5 Modelo para un muro de mampostería utilizando la analogía de la columna ancha

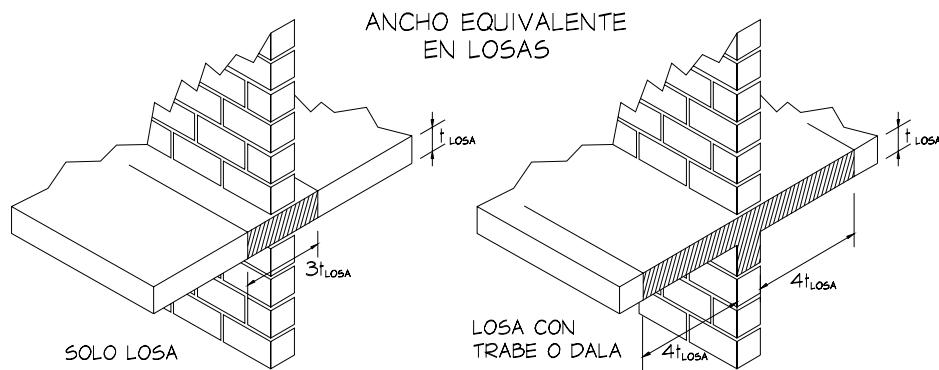


Figura 7.6 Anchos equivalentes de losas para estimar la rigidez a flexión

Para el caso de un modelo tridimensional las losas también pueden ser modeladas con alguna otra metodología, por ejemplo, por medio de diagonales equivalentes que simulen la rigidez horizontal del sistema de piso, debiéndose calibrar previamente.

En la figura 7.7 se muestra la secuencia para modelar una estructura de mampostería por medio de la analogía de la columna ancha:

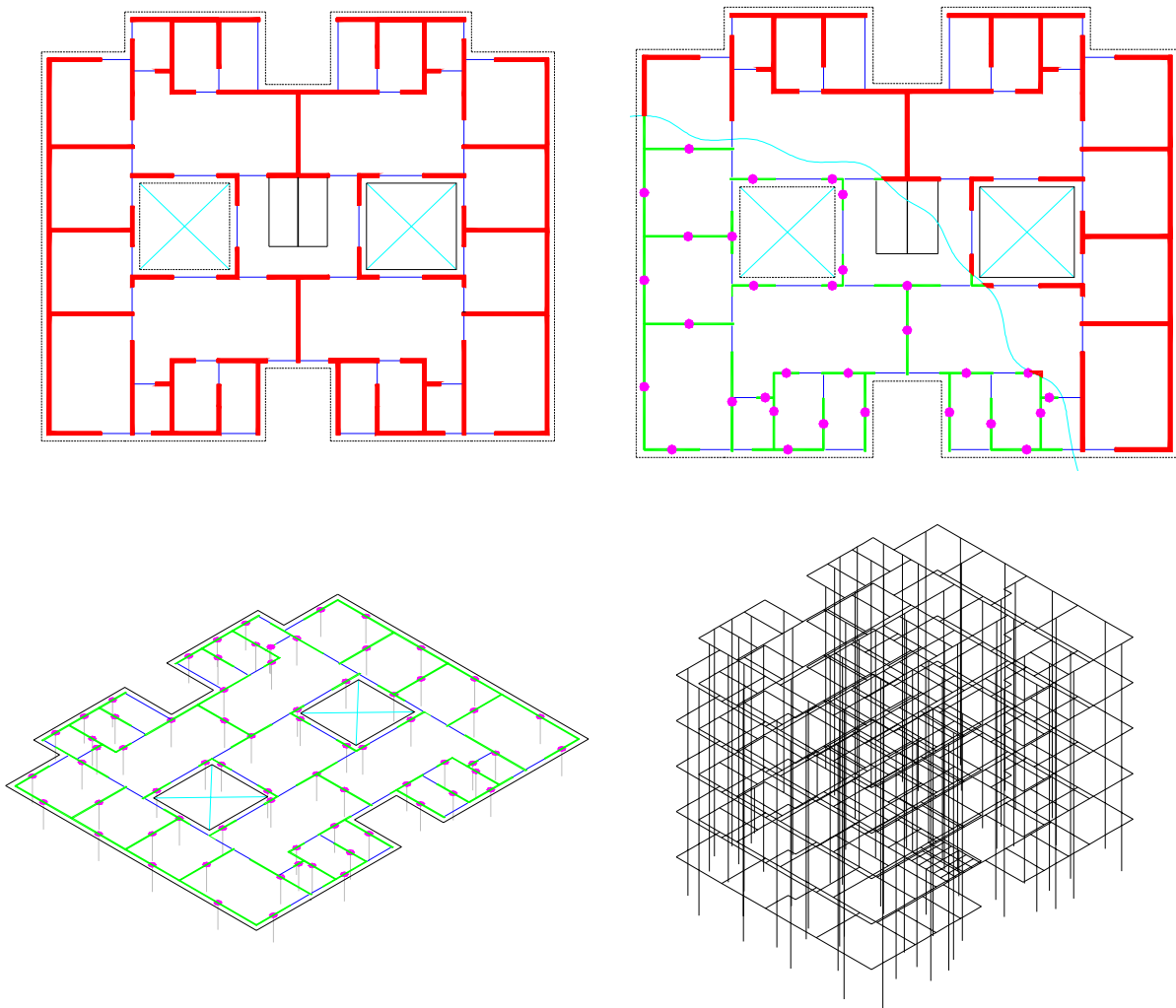


Figura 7.7 Secuencia para obtener el modelo por medio de la analogía de la columna ancha

Este método se pudo valorar a través del ensaye de una estructura de mampostería a escala natural que se realizó en el CENAPRED (Sánchez y otros, 1996). Los periodos de vibración calculados y medidos fueron similares con la consideración de secciones transformadas para los muros y adoptando el módulo de elasticidad de la mampostería obtenido experimentalmente. Es importante señalar que la relación de los módulos teórico (Departamento, 1995a) y experimental fue de 1.50. Esto con lleva a pensar que si no se definen adecuadamente los valores reales del módulo de elasticidad y de esfuerzo cortante se podría tener errores importantes en la determinación de la rigidez lateral y por lo tanto en la estimación de las fuerzas sísmicas.

El método dinámico modelando a la mampostería por medio de la columna ancha puede ser un método adecuado para la determinación de las fuerzas, sin

embargo, se requiere hacer la calibración del modelo a través de una solución conocida (viga en voladizo) y de respuestas experimentales para este tipo de estructuras. Adicionalmente el método no puede utilizarse de manera generalizada, la uniformidad y simetría de los muros en elevación (aberturas ubicadas en la misma posición en los diferentes niveles) es una condición necesaria. Evidentemente existen otros métodos cuya aplicación puede tener ventajas y desventajas.

El método puede aplicarse a marcos planos o bien a un modelo tridimensional. Con este último se pueden incorporar muchos de los elementos que intervienen en la respuesta sísmica como: pretilas, vacíos, rampas de escaleras, sistema de piso, masas concentradas (tinacos), etc. El método permite hacer la distribución de fuerzas tomando en cuenta los efectos de torsión por rigidez, masa y accidental. Debido a que las deformaciones por cortante y por flexión contribuyen a la respuesta estructural como se aprecia en la figura 7.8, es necesario tomar en cuenta las deformaciones por cortante:

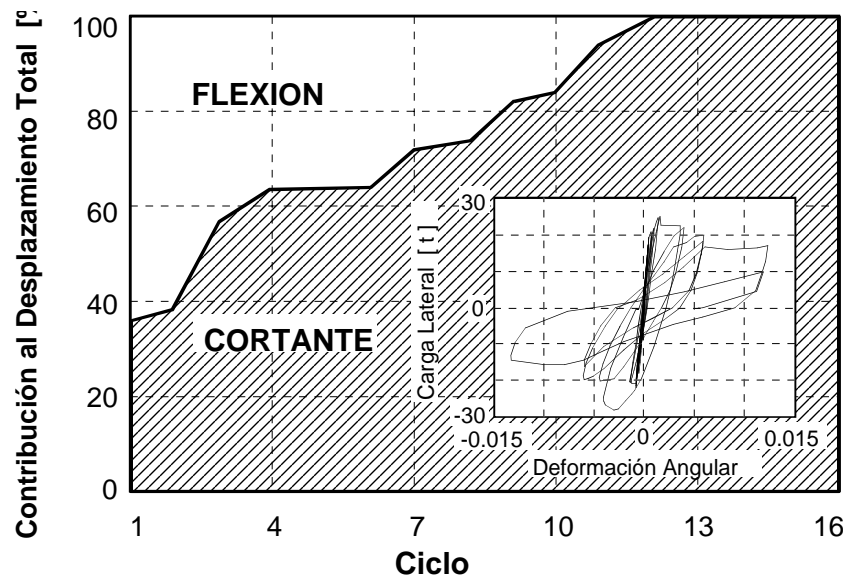


Figura 7.8 Contribución de las deformaciones por cortante y por flexión a las deformaciones totales (Alcocer y otros, 1994)

Para la determinación de las fuerzas por sismo se podrá realizar un análisis dinámico modal espectral, tomando en cuenta los efectos de torsión ocasionados por la excentricidad en rigidez, masa y accidental.

Para hacer el análisis dinámico es necesario definir adecuadamente los espectros de diseño, así como el factor de comportamiento sísmico Q correspondiente. Estas variables son sumamente importantes y cualquier error en su determinación podría conducir en una subestimación de las fuerzas sísmicas. En GDF (2002b) y CFE (1993) se definen los espectros de diseño para el Distrito Federal y para el resto de la República Mexicana, respectivamente; además se definen los requisitos necesarios para la asignación del factor de comportamiento sísmico Q .

Para la adecuada aplicación del método es importante tener presente sus limitaciones, algunas de las cuales se describen a continuación:

- **Excentricidad accidental reglamentaria.** Si se elabora un modelo tridimensional la excentricidad accidental es difícil de tomarla en cuenta, requiere de un conjunto de análisis haciendo variar un porcentaje de la masa que no esta reglamentado. Como opción se puede agregar un par en los entresijos.
- **Módulo de elasticidad E_m .** La determinación incorrecta de los parámetros E_m y G_m , módulo de elasticidad y de cortante, puede conducir a una estimación errónea de la respuesta sísmica. Tal como se pudo observar en el ensaye de la estructura a escala natural (Sánchez y otros, 1996) los valores de E_m y G_m , teórico y experimentalmente, diferían de manera importante. Cuando no se tiene una definición correcta de estos parámetros por parte del proveedor de las piezas es necesario recurrir a la determinación a partir de ensayes de laboratorio.
- **Modelo.** Tomando en cuenta que un porcentaje de estructuras de mampostería, de 3 a 6 niveles, tienen periodos de vibrar que corresponden a la rama ascendente de los espectros de diseño para el D.F., es importante hacer un modelo adecuado que incorpore todos aquellos elementos que influyen en la respuesta, como es el caso de pretilas, sistemas de piso, y en forma importante la cimentación. En la figura 7.9 se muestra es forma esquemática esta problemática y en la figura 7.10 se muestra la variación del periodo de una estructura típica de mampostería con el módulo de reacción del suelo K_s al modelar la cimentación con resortes equivalentes. Por otra parte es necesario contar con una calibración previa lo que conducirá a un modelo adecuado de los muros largos.

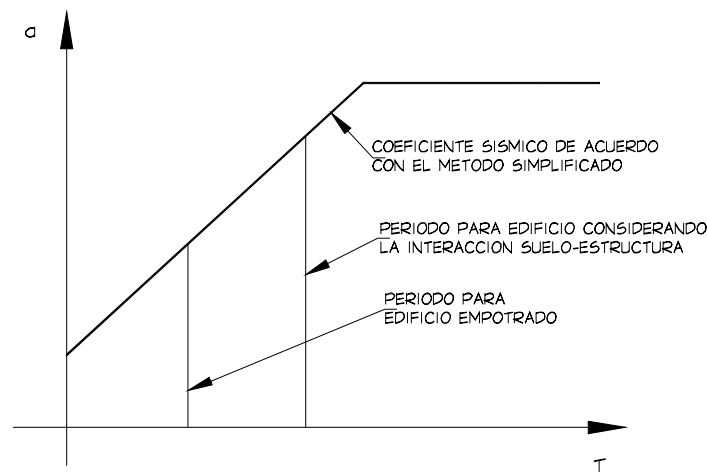


Figura 7.9 Coeficientes sísmicos para varios casos (Meli, 1968)

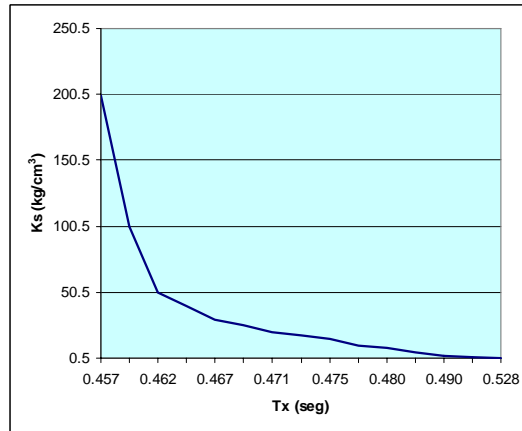


Figura 7.10 Gráfica Ks (rigidez del suelo) - T (periodo de la estructura)

- Respuesta.** El método es válido en el intervalo elástico y no proporciona ninguna información sobre el comportamiento no lineal. Como se ha comentado solamente se obtiene las fuerzas sísmicas relacionadas con un espectro para diseño por sismo y su distribución en función de las rigideces relativas. La expresión propuesta en las NTCM (GDF, 2002a), $V_{mR} = F_R (0.5 v_m^* A_T + 0.3P) \leq 1.5 F_R v_m^* A_T$ proporciona una muy buena estimación para determinar el cortante máximo resistente (Sánchez y otros, 1996); la capacidad que se desee proporcionar al sistema dependerá principalmente del tipo de mampostería empleada, de la cuantía del refuerzo horizontal y de los castillos. En las figuras 7.11 y 7.12 se muestra el ciclo histerético del ensaye de la casa a escala natural donde se indican los cortantes máximo determinados por la expresión anterior y las gráficas esfuerzo cortante – distorsión para diferentes tipos de piezas y de refuerzo horizontal. La capacidad de deformación esta claramente asociado al tipo de pieza, al refuerzo horizontal y a la capacidad de confinamiento de los castillos.

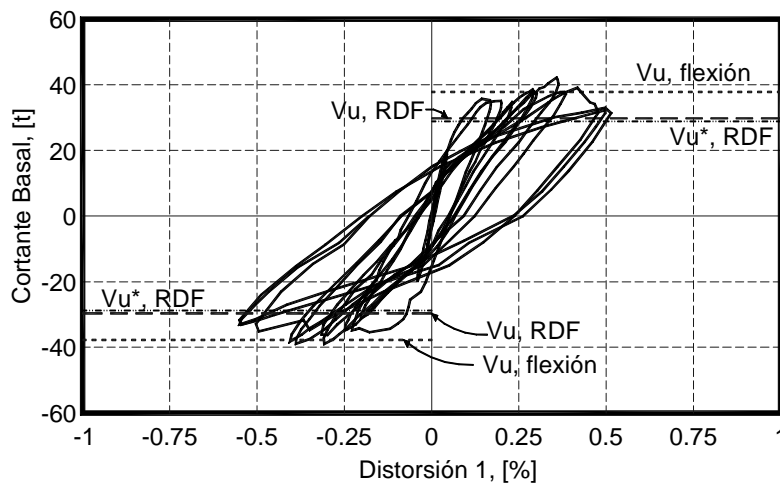


Figura 7.11 Comportamiento histerético

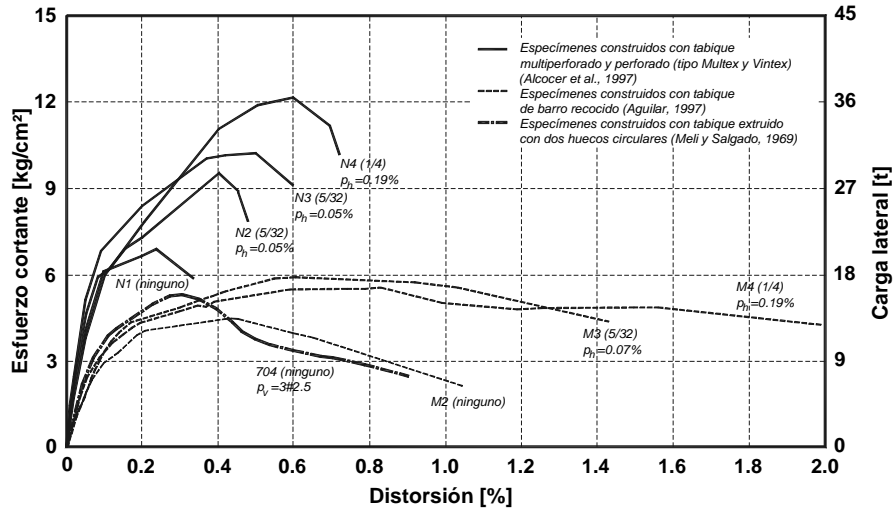


Figura 7.12 Gráfica esfuerzo cortante- distorsión

Una de las ventajas del método es que permite analizar entrepisos blandos. A continuación se describe la problemática de este tipo de estructuras y se dan algunas recomendaciones para lograr un comportamiento satisfactorio.

7.2.2.4 Análisis de estructuras con pisos blandos

Dado el déficit de vivienda que existe y dada la escasez de predios en la zona metropolitana, se han desarrollado conjuntos habitacionales de 4 a 6 niveles para vivienda de interés social destinando la planta baja o un semisótano a estacionamiento. Dado el uso tan diferente entre ambas plantas y la gran densidad de muros de los entrepisos de vivienda y al espacio requerido para un estacionamiento se genera lo que se denomina “piso suave” precisamente en el nivel inferior.

En la figura 7.13 se muestran dos fachadas de estructuras con pisos suaves.

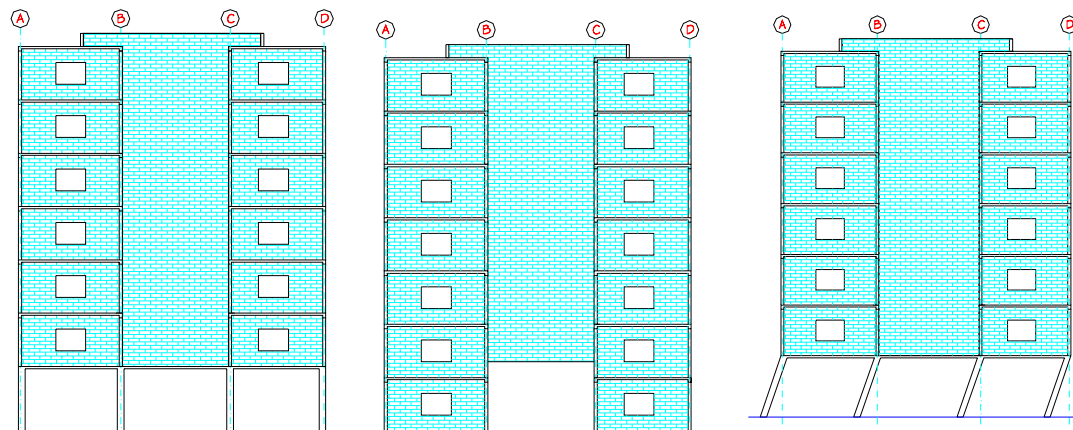


Figura 7.13 Ejemplos de entrepisos blandos y su problemática

La problemática de los pisos suaves se puede resumir en los siguientes conceptos:

- La deformación lateral puede superar su capacidad.
- Los análisis elásticos probablemente subestimen la demanda de deformación.
- Este entrepiso será el primero, o el único, en tener deformaciones inelásticas.

Las recomendaciones generales para dar solución a este tipo de problemas son las siguientes:

- **Estimar lo mejor posible la deformación lateral.**
- **Proporcionar la mayor capacidad de deformación posible.** Esto se puede lograr evitando fallas frágiles proporcionando capacidad a cortante e incrementando capacidad de rotación a los elementos con fluencia por flexión; para las columnas se pueden incrementar los estribos, e incluso cuando sea posible, es preferible el empleo de columnas zunchadas, para muros el refuerzo horizontal y para ambos disminuyendo la carga axial de un 10% a un 15% de f_c' .
- **Proporcionar la mayor resistencia y rigidez posible.** Se puede lograr analizando para un Q pequeño, incrementando el número de elementos resistentes. Al proporcionar mayor resistencia y rigidez se logra una disminución de la demanda de deformación inelástica y se tendrá una configuración elástica lo más parecida a la inelástica y por lo tanto una mejor estimación de la deformación de entrepiso.
- **Tomar en cuenta todas las posibles fuentes de rigidez y sobrerresistencia.** Es muy importante definir la resistencia y rigidez de la superestructura; principalmente se deberá definir correctamente el módulo de elasticidad E_m de la mampostería. Adicionalmente es necesario definir la sobrerresistencia del acero de refuerzo y del concreto de los elementos que forman el piso blando.
- **Evitar la presencia de columnas cortas.** Cuando se tienen semisótanos se pueden tener columnas cortas, lo que se traducirá en una concentración de cortante generando un comportamiento frágil, por lo tanto es necesario evitarlas. Las soluciones son múltiples, por ejemplo, colocar las columnas adosadas a los muros de colindancias incorporando aberturas en los muros de concreto.
- **Evitar fallas por cortante.** Para poder lograr esto es necesario diseñar por capacidad los muros y las columnas. Se deberá hacer el diseño a flexión de acuerdo con los elementos mecánicos provenientes del análisis lineal sin considera los elementos mecánicos por cortante. Se diseñará a flexión tomando todas las posibles fuentes de sobrerresistencia. Posteriormente

calcular los cortantes actuantes a partir de la capacidad a flexión con los cuales se diseñará a cortante.

En las figuras 7.14 y 7.15 se pueden observar soluciones particulares para un piso suave, indicando en sólido los muros de concreto necesarios para la solución y sin rellenar los de mampostería:

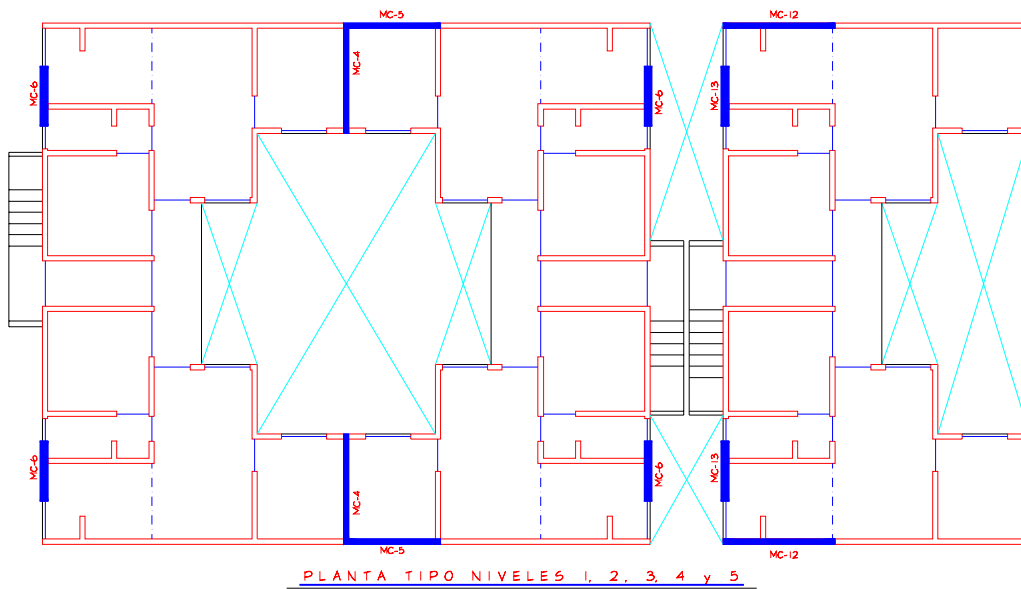
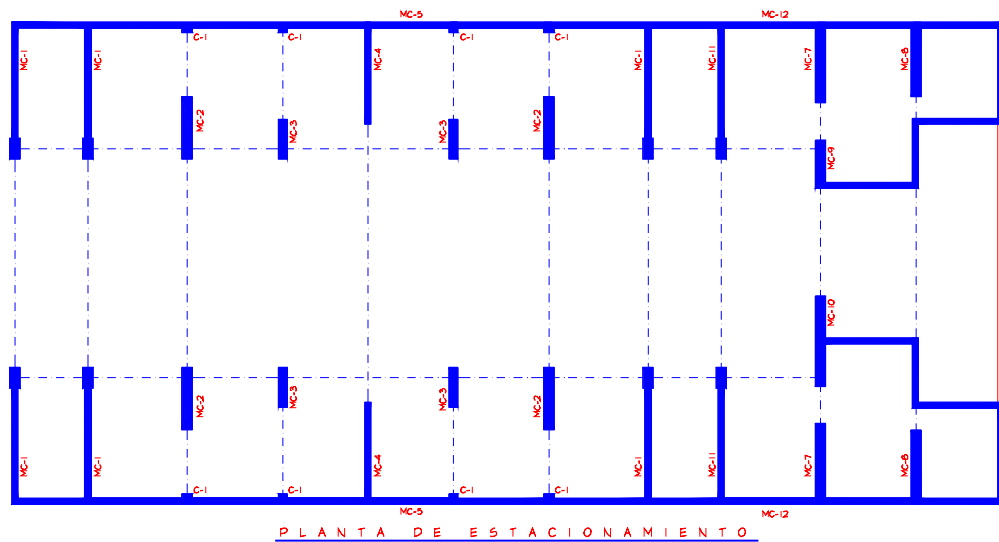


Figura 7.14 Posible solución de estructuración para un entrepiso blando

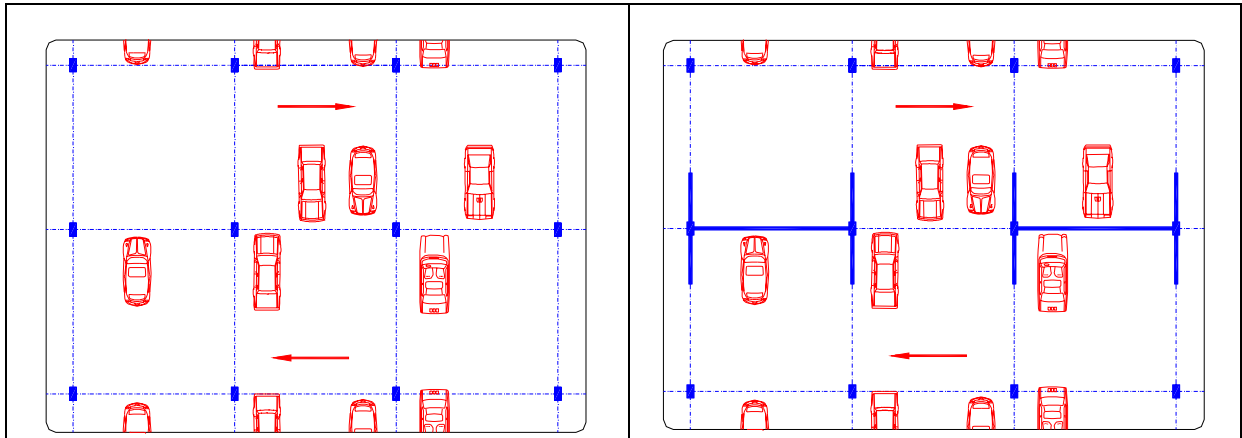


Figura 7.15 Propuesta arquitectónica para un estacionamiento con 7 niveles de vivienda en la parte superior y una posible solución estructural

7.3 REVISIÓN, ASPECTOS REGLAMENTARIOS

En las NTCM (GDF, 2002a) se definen claramente cuales son los procedimientos de revisión una vez determinados los elementos mecánicos. Es importante señalar que en estas normas se promueve el uso de la mampostería confinada y/o reforzada interiormente. A continuación se da un resumen de los parámetros y expresiones para llevar a cabo la revisión estructural.

7.3.1 FACTORES DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA

En la siguiente tabla se definen los factores de reducción resistencia.

	compresión axial	flexo-compresión	cortante
Muros confinados o reforzados interiormente	0.6	0.8 si $P_U < P_R/3$	0.7
Muros no reforzados	0.3	0.6 si $P_U > P_R/3$	0.4

7.3.2 FACTORES DE COMPORTAMIENTO Q

En la siguiente tabla se definen los Factores de comportamiento Q .

TIPO DE MAMPOSTERÍA	Q
MAMPOSTERÍA CONFINADA	
piezas macizas o bien piezas multiperforadas con refuerzo horizontal y reforzados con castillos exteriores	2
piezas huecas independientemente de la cuantía del refuerzo horizontal o del tipo de castillo	1.5
Muros con castillo interiores	1.5
MAMPOSTERÍA REFORZADA INTERIORMENTE	1.5
MAMPOSTERÍA NO REFORZADA	1

7.3.3 EVALUACIÓN DE LA RESISTENCIA

7.3.3.1 Resistencia en compresión

La carga vertical resistente P_R se calculará como:

Tipo de sistema	Resistencia
Mampostería confinada	$P_R = F_R F_E (f_m^* A_T + \sum A_s f_y)$ <p>ó alternativamente</p> $P_R = F_R F_E (f_m^* + 4) A_T$
Mampostería reforzada interiormente	$P_R = F_R F_E (f_m^* A_T + \sum A_s f_y) \leq 1.25 F_R F_E f_m^* A_T$ <p>ó alternativamente</p> $P_R = F_R F_E (f_m^* + 7) A_T \leq 1.25 F_R F_E f_m^* A_T \text{ (kg, cm}^2\text{)}$
Mampostería no reforzada	$P_R = F_R F_E f_m^* A_T$

donde:

- F_R factor de reducción de resistencia;
- F_E factor de reducción por efectos de excentricidad y esbeltez;
- f_m^* resistencia de diseño en compresión de la mampostería;

- A_T área bruta de la sección transversal del muro o segmento de muro, que incluye a los castillos;
- A_s área total de acero de refuerzo longitudinal colocada en cada uno de los castillos extremos del muro;
- f_y Esfuerzo de fluencia especificado del acero de refuerzo.

7.3.3.2 Resistencia a flexocompresión en el plano del muro

La resistencia a flexión pura o flexocompresión en el plano de un muro confinado exterior o interiormente se calculará con base en las hipótesis estipuladas. La resistencia de diseño se obtendrá reduciendo la resistencia por el factor de resistencia definido anteriormente. Para muros con barras longitudinales colocadas simétricamente en sus castillos extremos, sean estos exteriores o interiores, las fórmulas simplificadas siguientes dan valores suficientemente aproximados y conservadores del momento resistente de diseño M_R :

Tipo de sistema	Resistencia
Mampostería confinada y mampostería reforzada interiormente	$M_R = F_R M_o + 0.3 P_u d; \text{ si } 0 \leq P_u \leq \frac{P_R}{3}$ $M_R = (1.5 F_R M_o + 0.15 P_R d) \left[1 - \frac{P_u}{P_R} \right]; \text{ si } P_u > \frac{P_R}{3}$
Mampostería no reforzada	La resistencia a flexocompresión en el plano del muro se calculará, para muros sin refuerzo, según la teoría de resistencia de materiales suponiendo una distribución lineal de esfuerzos en la mampostería. Se considera que la mampostería no resiste tensiones y que la falla ocurre cuando aparece en la sección crítica un esfuerzo de compresión igual a f_m^* .

donde:

- $M_o = A_s f_y d'$ resistencia a flexión pura del muro;
- A_s área total de acero de refuerzo longitudinal colocada en cada uno de los castillos extremos del muro;
- d' distancia entre el centroide del acero de tensión y la fibra a compresión máxima;
- D distancia entre el centroide del acero de tensión y la fibra a compresión máxima;

P_u carga axial de diseño de compresión (signo +);
 F_R factor de reducción de resistencia

Para cargas axiales de tensión será válido interpolar entre la carga axial resistente a tensión pura y el momento resistente M_o , considerando un factor $F_R=0.8$.

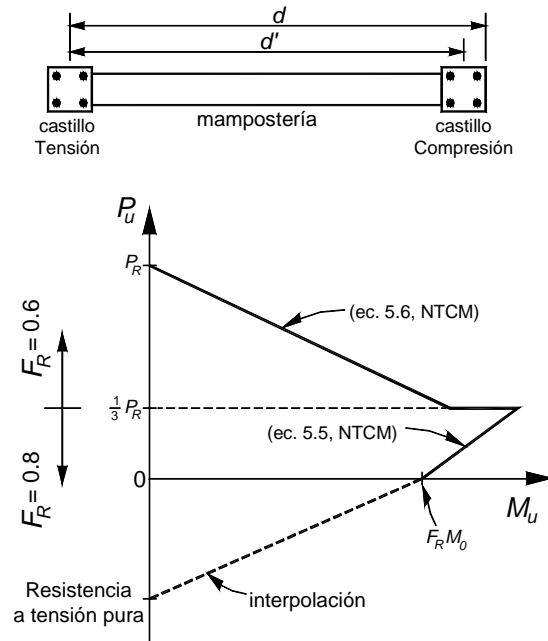


Figura 7.16 Diagrama de interacción carga axial-momento resistente de diseño con el método optativo

7.3.3.3 Resistencia a cargas laterales

La resistencia a cargas laterales estará dada por la fuerza cortante resistida por la mampostería más la contribución del refuerzo horizontal.

Tipo de sistema	Resistencia cortante resistida por la mampostería
Mampostería confinada, mampostería reforzada interiormente y mampostería no reforzada	$V_{mR} = F_R(0.5 v_m^* A_T + 0.3 P) \leq 1.5 F_R v_m^* A_T$

donde:

- V_m^* Resistencia de diseño a compresión sobre área bruta mediante a lo largo de diagonal paralela a la carga;
- A_T Área bruta de la sección transversal del muro o segmento de muro, que incluye a los castillo;
- P Carga axial total que obra sobre el muro, sin multiplicar por el factor de carga;
- F_R factor de reducción de resistencia.

P se deberá tomar positiva en compresión. En el área A_T se debe incluir a los castillos pero sin transformar el área transversal. La carga vertical P que actúa sobre el muro deberá considerar las acciones permanentes con el valor mínimo probable, variables con intensidad instantánea y accidentales que conduzcan al menor valor y sin multiplicar por el factor de carga; para acciones por sismo las cargas siempre serán de tensiones dado que hay que considerar la incidencia en ambas direcciones (+,-). Si la carga vertical P es de tensión se despreciará la contribución de la mampostería V_{mR} .

La fuerza cortante que toma el refuerzo horizontal V_{sR} se calculará con la siguiente expresión:

Tipo de sistema	Resistencia cortante resistida por la mampostería
Mampostería confinada, y mampostería reforzada interiormente	$V_{sR} = F_R \eta \rho_h f_{yh} A_T$

donde:

- η Factor de eficiencia del refuerzo horizontal;
- ρ_h Cuantía de acero del refuerzo horizontal en el muro calculada como $A_{sh}/s_h t$;
- f_{yh} Esfuerzo de fluencia especificado del acero del refuerzo horizontal;
- F_R factor de reducción de resistencia;
- A_T Área bruta de la sección transversal del muro o segmento de muro, que incluye a los castillo.

En la figura 7.17 se define el factor de eficiencia así como los valores mínimos y máximos de las cuantías de acero:

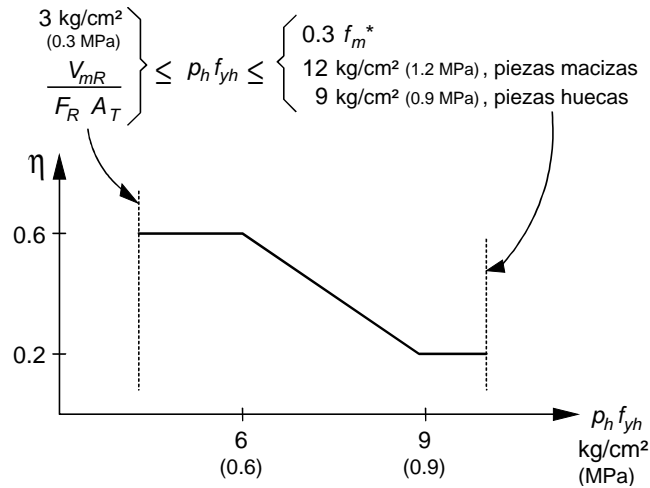


Figura 7.17 factor de eficiencia η

En Departamento (1995a), se permite un incremento del 25% de la fuerza cortante cuando la cuantía del refuerzo horizontal, ρ_h , no sea inferior a 0.0005 ni al valor de la expresión $\rho_h = 0.0002 v^* \left(1 + 0.2 \frac{P}{v^* A_T} \right) \frac{4200}{f_y}$. Es importante señalar que la evaluación de la contribución del refuerzo horizontal a partir del concepto de eficiencia puede proporcionar sobre resistencias significativas. Evidentemente cuando no se coloca refuerzo horizontal, ya sea mampostería confinada o no reforzada, no se tendrá este incremento. La contribución del refuerzo horizontal a la resistencia puede ser muy importante, proporcionando valores similares a los resistidos por la mampostería; en el siguiente ejemplo se puede observar esta característica:

Tabla 7.3 Contribución del refuerzo horizontal a la resistencia (kg/cm²)

$F_R=0.7$ $\eta = 0.6$ $\rho_h = 0.0007$ $P/A_T = 3 \text{ kg/cm}^2$ ⁽¹⁾	resistencia a compresión diagonal de la mampostería v_m^*	esfuerzo cortante de diseño de la mampostería v_{mR}	Esfuerzo cortante que toma el refuerzo horizontal v_{SR}
Tabique rojo recocido	3	1.7	2.5
tabique de barro extruído multiperforado	5.5	2.6	

(1) Valor característico en un muro de planta baja para un inmueble de 4 ó 5 niveles.

7.3.3.4 Deformación lateral inelástica:

Las distorsiones angulares laterales inelásticas, esto es, las obtenidas del análisis elástico multiplicadas por el factor de comportamiento sísmico Q ($Q \Delta_{\text{elástica}}$) deberán ser menores a los siguientes valores:

Tabla 7.4 Límites de la distorsión lateral inelástica

Sistema	$Q \Delta_{\text{elástica}}$
Mampostería de piezas macizas con refuerzo horizontal o mallas	0.0035
Mampostería confinada de piezas macizas	0.0025
Mampostería de piezas huecas confinada y reforzada interiormente	
Mampostería de piezas huecas confinada y reforzada con malla	
Mampostería de piezas huecas con refuerzo interior y sin confinar	0.002
Mampostería no confinada ni reforzada interiormente	0.0015

7.4 DETERMINACIÓN DE SISTEMAS DE MAMPOSTERÍA DE BUENA CALIDAD

Con el objeto de mostrar las grandes ventajas que tiene el empleo de sistemas de mampostería con piezas de buena calidad, el modelo de la cimentación, la variación del módulo de elasticidad de la mampostería, el contemplar sistemas confinados y refuerzo interior, etc., se muestran algunos ejemplos de diseño para un prototipo común de vivienda de interés social de 5 niveles.

En los casos que incorporan la cimentación, ésta se ha modelado por medio de resortes equivalentes. Los módulos de elasticidad para el tabique de barro extruido multiperforado se obtuvieron de Alcocer y otros (1995) y para el de barro recocido de las NTCM (GDF, 2002a). Los análisis fueron realizados a partir del método dinámico modelando los muros por medio de la analogía de la columna ancha. Como se puede observar en el dibujo de la planta la estructura es relativamente irregular, sin embargo, para no incorporar variables adicionales no se ha considerado este factor. Para todos los casos se definió un coeficiente sísmico $C_s=0.4$ y un factor de comportamiento sísmico $Q=1.5$ para mampostería confinadas y reforzadas interiormente y $Q=1$ para las no confinadas ni reforzadas interiormente. Se ha indicado en sólido los muros de concretos para satisfacer el estado límite de resistencia y/o de desplazamientos laterales según el caso.

Parámetro	Descripción
C_s	Coefficiente sísmico;
Q	Factor de comportamiento sísmico;
E_m	Módulo de elasticidad;
f_m^*	Resistencia de diseño en compresión de la mampostería, referida al área bruta;
v_m^*	Resistencia de diseño a compresión diagonal de muretes, sobre área bruta medida a lo largo de la diagonal paralela a la carga;
ρ_h	Cuantía de refuerzo horizontal en el muro;
T_x, T_y	Periodo de los primeros modos de vibración en los dos ejes principales de la planta;
$Q\Delta_{x\ max}$, $Q\Delta_{y\ max}$	Máximos desplazamientos relativos de entrepiso. Proporcionan una medida de la máxima distorsión angular de muros;
d	Densidad de muros: Relación del área horizontal de muros con respecto al área total de entrepiso. Los muros de concreto se transforman a mampostería multiplicando por la relación de módulos de elasticidad E_c/E_m .
$d\ v_m^*$	Producto de la densidad de muros por la resistencia de diseño a compresión diagonal. Proporciona un parámetro de la resistencia a cortante por cm^2 de entrepiso, lo que ayuda a concluir sobre la eficiencia del sistema.
K_s	Módulo de reacción del suelo.

MULTIPERFORADO

A Tabique multiperforado

Zonas de lago; $C_s=0.4$; $Q=1.5$;
 $E_m=53,000\ kg/cm^2$
 $f_m^*=90\ kg/cm^2$
 $v_m^*=5.5\ kg/cm^2$

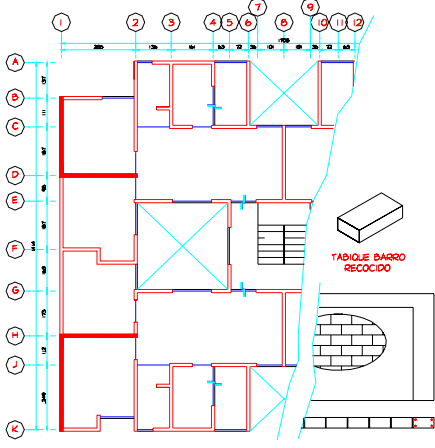
Mampostería confinada y reforzada interiormente.
 Incremento del 25 en resistencia a cortante.
 No se consideró el factor por irregularidad
 Bases empotradas

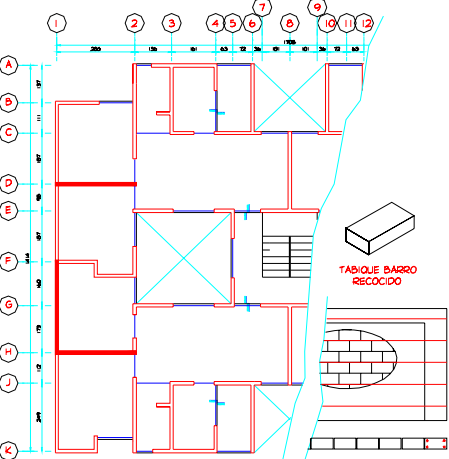
$T_x=0.37\ seg$; $T_y=0.28\ seg$
 $Q\Delta_{x\ max}=0.001$; $Q\Delta_{y\ max}=0.0005$

Diseño regido por resistencia
 Densidad de muros: $d=8.4\%$; $d\ v_m^*=0.46\ kg/cm^2$.

	<p>A2 Tabique multiperforado</p> <p>Zonas de lago; Método estático; $C_s=0.19$ $E_m=53,000 \text{ kg/cm}^2$ $f_m^*=90 \text{ kg/cm}^2$ $v_m^*=5.5 \text{ kg/cm}^2$</p> <p>Mampostería confinada y reforzada interiormente. Incremento del 25% en resistencia a cortante. No se consideró el factor por irregularidad Bases empotradas</p> <p>$T_x=0.34 \text{ seg}$; $T_y=0.28 \text{ seg}$ $Q\Delta_{x \max}=0.0015$; $Q\Delta_{y \max}=0.0003$</p> <p>Diseño regido por resistencia Densidad de muros: $d=9\%$; $d v_m^*=0.51 \text{ kg/cm}^2$.</p>
--	--

	<p>A3 Tabique multiperforado</p> <p>Zonas de lago; $C_s=0.4$; $Q=1.0$; $E_m=53,000 \text{ kg/cm}^2$ $f_m^*=90 \text{ kg/cm}^2$ $v_m^*=5.5 \text{ kg/cm}^2$</p> <p>Mampostería ni confinada ni reforzada interiormente. No incremento a la resistencia. No se consideró el factor por irregularidad Bases empotradas</p> <p>$T_x=0.34 \text{ seg}$; $T_y=0.28 \text{ seg}$ $Q\Delta_{x \max}=0.0007$; $Q\Delta_{y \max}=0.0002$</p> <p>Diseño regido por resistencia Densidad de muros: $d=9.2\%$; $d v_m^*=0.54 \text{ kg/cm}^2$.</p>
--	---

	<p>B Tabique de barro recocido</p> <p>Zonas de lago; $Q=1.5$ $E_m=18,000 \text{ kg/cm}^2$ $f_m^*=30 \text{ kg/cm}^2$ $v_m^*=3.5 \text{ kg/cm}^2$ Mampostería confinada. No incremento a la resistencia a cortante. No se consideró el factor por irregularidad</p> <p>Bases empotradas $T_x=0.41 \text{ seg}$; $T_y=0.36 \text{ seg}$ $Q\Delta_{x \max}=0.001$; $Q\Delta_{y \max}=0.0005$</p> <p>Diseño regido por resistencia Densidad de muros: $d=16.4\%$; $d v_m^*=0.58 \text{ kg/cm}^2$.</p>
---	---

	<p>B2 Tabique de barro recocido</p> <p>Zonas de lago; $Q=1.5$ $E_m=18,000 \text{ kg/cm}^2$ $f_m^*=30 \text{ kg/cm}^2$ $v_m^*=3.5 \text{ kg/cm}^2$ Mampostería confinada y reforzada interiormente. Incremento del 25% en la resistencia al cortante. No se consideró el factor por irregularidad</p> <p>Bases empotradas $T_x=0.43 \text{ seg}$; $T_y=0.37 \text{ seg}$ $Q\Delta_{x \max}=0.001$; $Q\Delta_{y \max}=0.0005$</p> <p>Diseño regido por resistencia Densidad de muros: $d=10.6\%$; $d v_m^*=0.37 \text{ kg/cm}^2$.</p>
---	---

	<p>B3 Tabique de barro recocido</p> <p>Zonas de lago; $Q=1.5$ $E_m=18,000 \text{ kg/cm}^2$ $f_m^*=30 \text{ kg/cm}^2$ $v_m^*=3.5 \text{ kg/cm}^2$</p> <p>Mampostería ni confinada ni reforzada interiormente. No incremento a la resistencia. No se consideró el factor por irregularidad Bases empotradas</p> <p>$T_x=0.39 \text{ seg}$; $T_y=0.33 \text{ seg}$ $Q\Delta_{x \max} = 0.0013$ (ligeramente mayor al perm); $Q\Delta_{y \max} = 0.0005$</p> <p>Diseño regido por resistencia y desplazamientos Densidad de muros: $d=21\%$; $d v_m^*=0.73 \text{ kg/cm}^2$.</p>
--	--

	<p>C Tabique de barro recocido</p> <p>Zonas de lago; $Q=1.5$ $E_m=18,000 \text{ kg/cm}^2$ $f_m^*=30 \text{ kg/cm}^2$; $v_m^*=3.5 \text{ kg/cm}^2$</p> <p>Mampostería confinada y reforzada interiormente $V_{SR}=F_R \eta \rho_h F_{yh} A_T$, $\eta=0.6$ $\rho_h=0.0007$ (2 vars 3/16" @ 6 hiladas); $\rho_h f_{yh}=4.2 \text{ kg/cm}^2$</p> <p>Bases empotradas</p> <p>$T_x=0.54 \text{ seg}$; $T_y=0.41 \text{ seg}$ $Q\Delta_{x \max} = 0.0036$; $Q\Delta_{y \max} = 0.0012$</p> <p>Diseño regido por resistencia y desplazamientos en "x" ligeramente mayores a los permisibles. Densidad de muros: $d=8.4\%$; $d v_m^*=0.29 \text{ kg/cm}^2$.</p>
--	--

D Tabique de barro recocido

Zonas de lago; $Q=1.5$
 $E_m=6,000 \times 15= 9,000 \text{ kg/cm}^2$
 $f_m^*=15 \text{ kg/cm}^2$; $v_m^*=3.5 \text{ kg/cm}^2$
Mampostería confinada y reforzada interiormente
 $V_{SR}=F_R \eta \rho_h F_{yh} A_T$, $\eta=0.6$
 $\rho_h=0.0007$ (2 vars 3/16" @ 6 hiladas); $\rho_h f_{yh}=4.2 \text{ kg/cm}^2$
Bases empotradas
 $T_x= 0.49 \text{ seg}$; $T_y=0.45 \text{ seg}$
 $Q\Delta_{x \max} = 0.002$; $Q\Delta_{y \max} =0.0012$
Diseño regido por desplazamientos.
Densidad de muros: $d=21.5\%$; $d v_m^*=0.75 \text{ kg/cm}^2$.

E Tabique multiperforado

Zonas de lago; $C_s=0.4$; $Q=1.5$;
 $E_m=53,000 \text{ kg/cm}^2$
 $f_m^*=90 \text{ kg/cm}^2$; $v_m^*=5.5 \text{ kg/cm}^2$
Mampostería confinada y reforzada interiormente.
Incremento del 25% en resistencia a cortante.
No se consideró el factor por irregularidad.
Modelo de cimentación con resortes equivalentes.
Módulo de reacción del suelo $K_s=1 \text{ kg/cm}^3$.
 $T_x= 0.53 \text{ seg}$; $T_y=0.353 \text{ seg}$
 $Q\Delta_{x \max} = 0.0031$; $Q\Delta_{y \max} =0.0013$
Diseño regido por resistencia
Densidad de muros: $d=9.7\%$; $d v_m^*=0.53 \text{ kg/cm}^2$.

F2 Tabique de barro recocido

Zonas de lago; $Q=1.5$
 $E_m=18,000 \text{ kg/cm}^2$
 $f_m^*=30 \text{ kg/cm}^2$
 $v_m^*=3.5 \text{ kg/cm}^2$
Mampostería confinada.
No se consideró el factor por irregularidad.
Modelo de cimentación con resortes equivalentes.
Módulo de reacción del suelo $K_s=1 \text{ kg/cm}^3$.
 $T_x=0.56 \text{ seg}$; $T_y=0.50 \text{ seg}$
 $Q\Delta_{x \max}=0.0035$; $Q\Delta_{y \max}=0.0018$
Diseño rigido por desplazamientos
Densidad de muros: $d=42\%$; $d v_m^*=1.47 \text{ kg/cm}^2$.

Tabla 7.5 Resumen de resultados de los ejemplos de aplicación

	Tipo de Pieza	Refuerzo horizontal	K_s (kg/cm ³)	ΔV_m^*	E_m (kg/cm ²)	f_m^* (kg/cm ²)	v_m^* (kg/cm ²)	d (%)	$d v_m^*$ (kg/cm ²)	costo (relativo)
A	Multiperforado (confinado)	$p_h=0.007$	--	0.25	53,000	90	5.5	8.4	0.46	100%
A2	Multiperforado (confinado)	$p_h=0.007$	--	0.25	53,000	90	5.5	9	0.51	102.8%
A3	Multiperforado (no confinado)	0	--	0	53,000	90	5.5	9.2	0.54	98%
B	Barro Recocido (no confinado)	0	--	0	18,000	30	3.5	16.4	0.58	138.8%
B2	Barro Recocido (confinado)	$p_h=0.007$	--	0.25	18,000	30	3.5	10.6	0.37	136.2%
B3	Barro Recocido (no confinado)	0	--	0	18,000	30	3.5	21	0.73	136.7%
C	Barro Recocido (confinado)	$p_h=0.007$	--	$\eta=0.6^*$	18,000	30	3.5	8.4	0.29	125%
D	Barro Recocido (confinado)	$p_h=0.007$	--	$\eta=0.6^*$	9,000	15	3.5	21.5	0.75	136.2%
E	Multiperforado (confinado)	$p_h=0.007$	1	0.25	53,000	90	5.5	9.7	0.53	104.3%
F2	Barro Recocido (confinada)	0	1	0.25	18,000	30	3.5	42	1.47	148.2%

$$* V_{SR} = F_R \eta P_h f_{yh} A_T$$

En las siguientes figuras se define la representación gráfica de los resultados obtenidos:

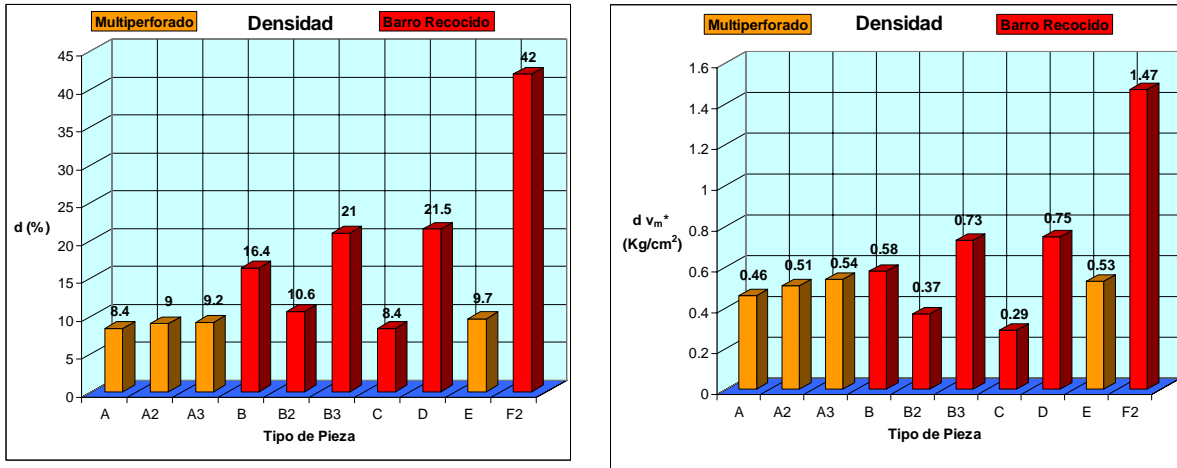


Figura 7.18 Representación gráfica de la densidad de muros d y $d v_m^*$ para los diferentes casos

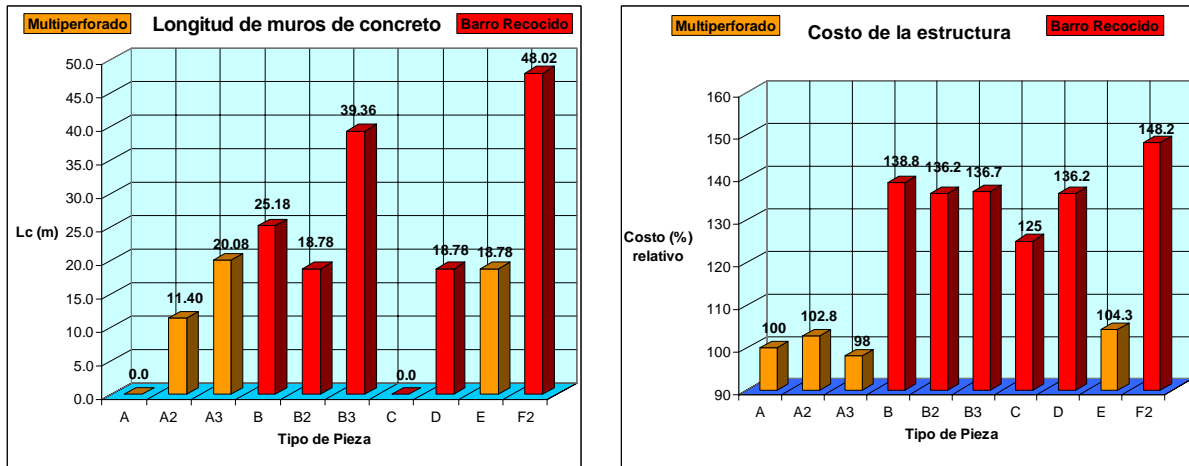


Figura 7.19 Representación gráfica de la longitud de muros de concreto necesarios para satisfacer las condiciones de resistencia y/o de servicio y el costo relativo para cada uno de los casos

Se comenta que un sistema con piezas de tabique rojo recocido, con un $E_m=9,000 \text{ kg/cm}^2$, y mampostería no confinada sin refuerzo horizontal sería prácticamente imposible su aplicación, la cantidad necesaria de muros sobrepasaría valores lógicos.

Observando los resultados anteriores, el tabique de barro recocido (F2) presenta una mayor resistencia por unidad de área de entrepiso, sin embargo, esto se debe a la cantidad de muros de concreto requeridos, mismo que refleja un

área equivalente total de mampostería del 42%, además del más alto costo relativo. Por otro lado, el nivel de deformación que se presenta de 0.0035 es suficiente para provocar daños en muros de tabique.

El tabique multiperforado presentó una densidad baja de muro, debido a que requirió menos muros de concreto e incluso en algunos casos, no fueron necesarios, presentando por ende, un costo más bajo, con una resistencia por unidad de entrepiso similar a la barro recocido con muros de concreto. Sin embargo, cuando se consideró la cimentación con resortes equivalentes, las distorsiones de entrepiso (E) fueron similares a las de barro recocido (F2), por lo que resalta la importancia de un correcto detallado. En este caso, el multiperforado podría tener un mejor comportamiento por estar confinada y reforzada interiormente.

Aunque aparentemente el tabique multiperforado sin refuerzo ni confinado (A3) tiene un costo similar al confinado (A) e incluso una resistencia similar, no debe olvidarse que esta resistencia se refiere a un comportamiento elástico y que la ductilidad de ambos es muy diferente, por lo tanto, la conclusión podría ser que por un costo similar, al reforzar un muro, se obtiene una mayor seguridad y durabilidad. Lo mismo se menciona para el barro recocido (B3 vs D).

Finalmente es muy importante resaltar los grandes beneficios, desde un punto de vista reglamentario, que tiene la mampostería de buena calidad definida por los siguientes parámetros:

- Piezas de buena calidad con $v_m^* > 5 \text{ kg/cm}^2$.
- Sistemas de mampostería confinados y con refuerzo horizontal

En la siguiente tabla se muestra una comparación, a nivel de parámetros, entre una mampostería no reforzada y otra confinada con refuerzo horizontal:

Tabla 7.6 Comparativa entre mampostería no reforzada y confinada con refuerzo horizontal

Parámetro	Muros no reforzados	Muros confinados con refuerzo horizontal
Factor de resistencia F_R	0.4	0.7
Factor de comportamiento sísmico Q	1	1.5 ⁽¹⁾
Resistencia a compresión diagonal v_m^*	V_{mR}	V_{mR}
Contribución a la resistencia del refuerzo horizontal v_{sR}	1 ⁽²⁾	2 (100%) ⁽³⁾
<i>Capacidad</i> $\approx F_R Q v_m^* v_{sR}$	$0.4 v_{mR}$	$2.1 v_{mR}$

- (1) Para algunos sistemas, por ejemplo mampostería confinada de piezas macizas con refuerzo horizontal, Q puede ser igual a 2.
- (2) Al no haber refuerzo no hay contribución o incremento en la resistencia al esfuerzo cortante.
- (3) Se puede demostrar que en muchos casos la contribución del refuerzo horizontal es al menos igual a la resistencia de la mampostería; razón por la cual en la comparativa se le ha asignado el 100%. Evidentemente esta en función de mucho parámetros como lo es la resistencia de diseño a compresión diagonal de la mampostería, de la cuantía del refuerzo horizontal, de la carga axial en el muro, etc.

Como se puede observar se tiene una ventaja, a nivel de parámetros, de 5 veces entre ambas mampostería. En los ejemplos anteriores se mostró como una mampostería de buena calidad tiene una mayor capacidad a precios similares e inclusive menores y explícitamente un mucho mejor desempeño ante acciones sísmicas.

7.5 EJEMPLOS DE ANÁLISIS Y DE REVISIÓN DE MUROS

Se realizó la revisión de un edificio de apartamentos estructurado a base de muros de tabique multiperforado y losas macizas como sistema de piso. La planta y corte arquitectónico se muestran a continuación:

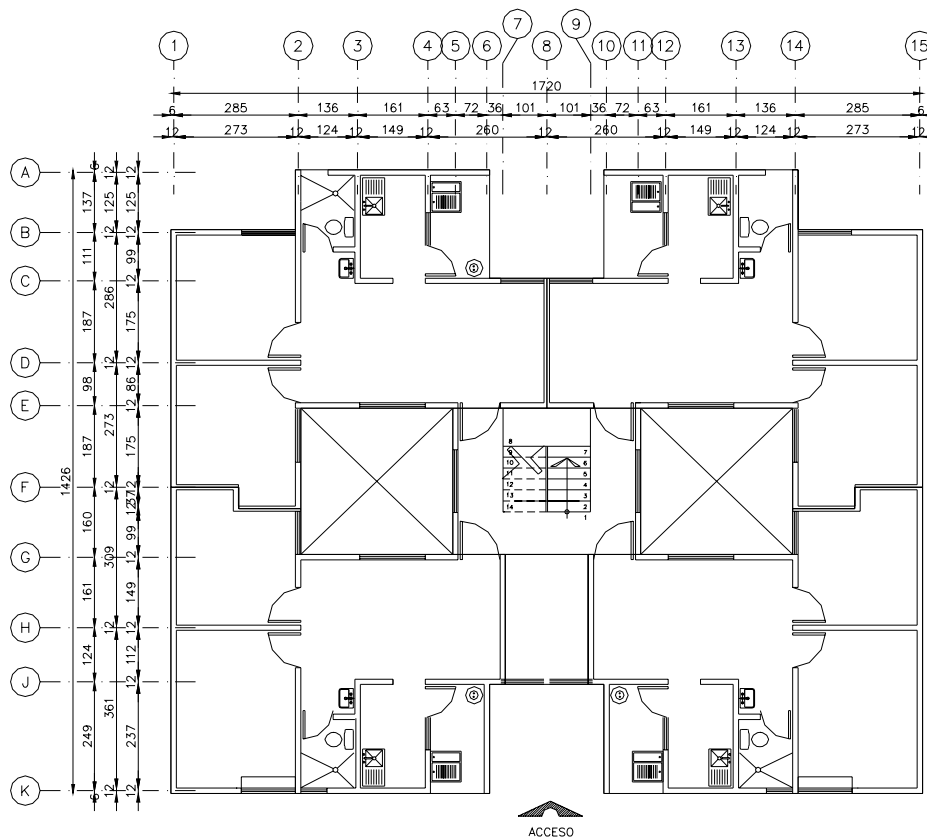


Figura 7.20 Planta baja

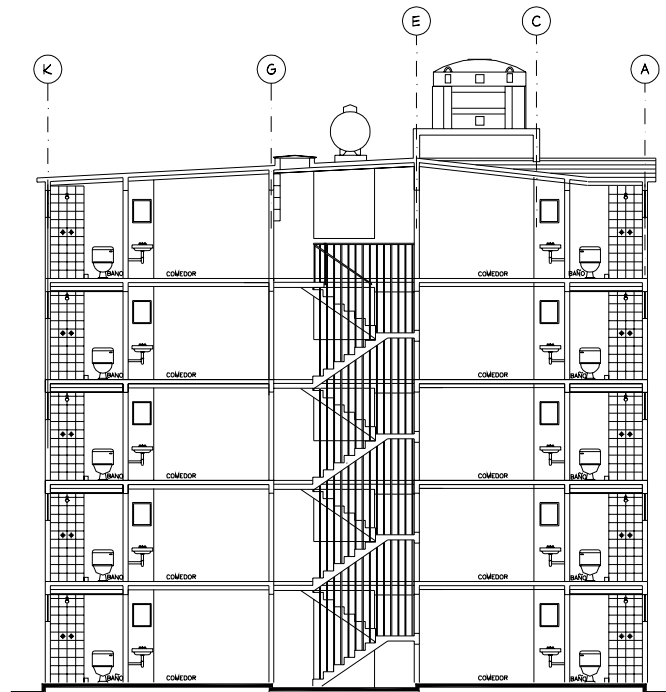


Figura 7.21 Corte transversal del edificio

La revisión se realizó con los métodos definidos anteriormente que se describen a continuación:

Método A. Método simplificado de acuerdo con GDF (2002a y 2002b). Análisis estático considerando que la fuerza cortante que toma cada muro es proporcional a su área transversal, ignorando los efectos de torsión y momento de volteo.

Método B. Análisis estático considerando los muros como columnas en voladizo, despreciando el acoplamiento que proporcionan las losas y los cerramientos. La fuerza cortante se distribuyó en función de la rigidez de los muros y se aplicaron las especificaciones de las NTCM (GDF, 2002a).

Método C. Análisis dinámico modal espectral tridimensional modelando los muros por medio de la analogía de la columna ancha. Para la revisión estructural se aplicaron las mismas especificaciones.

7.5.1 DATOS PARA LA REVISIÓN ESTRUCTURAL

Espectros de diseño:

Para la revisión estructural se consideraron dos espectros de diseño, que se definen a continuación:

- a) Coeficiente Sísmico definido en DDF (1995b).

Zona de ubicación	III (lago)
Coefficiente sísmico	$C_s = 0.4$
a_0	0.125
T_a	0.6
T_b	3.9
r	1.0

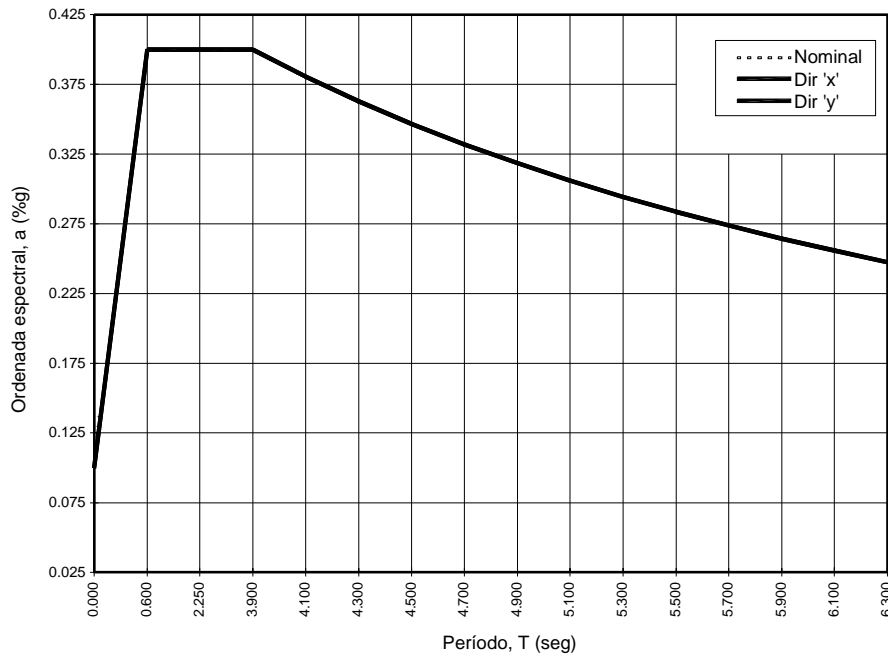


Figura 7.22 Espectro de diseño de acuerdo con el RCDF-93

Se definió un coeficiente sísmico reducido de 0.23 para el método simplificado de análisis correspondiente a estructuras del Grupo B, para muros de piezas huecas con altura entre 7 y 13 m, y terreno III.

- b) Manual de obras civiles de la Comisión Federal de Electricidad, sólo para el método C.

Zona de ubicación	C
Tipo de suelo	II
Coefficiente sísmico	$C_s = 0.64$

- Cargas

Se aplicaron las cargas vivas definidas en GDF (2002c). En cuanto a las cargas muertas se aplicó el peso en elementos estructurales, distribuyendo las cargas en las losas con áreas tributarias a 45°.

- Parámetros de diseño

Resistencia de diseño a compresión de la mampostería	$f_m^* = 90 \text{ kg/cm}^2$
Esfuerzo cortante de diseño de la mampostería kg/cm^2	$v_m^* = 5.5 \text{ kg/cm}^2$

7.5.2 CONSIDERACIONES, PROCEDIMIENTO Y RESULTADOS

7.5.2.1 Método A

Se revisó el edificio antes descrito con muros de 12 cm de espesor a base de tabique multiperforado; la planta baja, con la numeración de los muros, se muestra en la figura 7.23. Como primer paso se revisó que se cumpliera con los requisitos para utilizar el método simplificado, que de acuerdo con la tabla 7.7, se puede apreciar que el edificio cumple con todos los requisitos, excepto el de los muros de carga perimetrales paralelos en la dirección X; aun cuando no se cumple dicho requisito, se aplicará el método a manera de comparación.

Tabla 7.7 Requisitos para aplicar el método simplificado

REQUISITOS PARA USAR EL MÉTODO SIMPLIFICADO SEGÚN LA SEC.3.2.3.3 DE LAS NTCM (GDF, 2002 a).	REVISIÓN DE LAS PROPIEDADES DEL EDIFICIO 5N DE ACUERDO A LOS REQUISITOS DE LAS NTCM (GDF, 2002 a).
a1) En cada planta incluyendo la apoyada en la cimentación, al menos el 75% de las cargas verticales están soportadas por muros ligados entre sí mediante losas monolíticas.	Se cumple este requisito, ya que todas las plantas, incluyendo la apoyada en la cimentación, el 100% de las cargas verticales están soportadas por muros ligados entre sí mediante losas de concreto.
a2) Los muros tendrán una distribución sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales	Se cumple este requisito, ya que los muros tienen una distribución simétrica con respecto a los dos ejes ortogonales X , Y.
a3) La excentricidad torsional calculada estáticamente, e_s , no excederá del 10% de la dimensión en planta del entrepiso, B , medida paralelamente a dicha excentricidad .	Calculando la excentricidad torsional e_s , de acuerdo a las expresiones de las NTCM-2002 y de acuerdo con la Tabla 7.6, comprobamos que $e_s < 0.1B$ en ambas direcciones, por lo que se cumple dicho requisito.
a4) En todos los pisos se colocarán como mínimo dos muros de carga perimetrales paralelos con longitud total al menos igual a la mitad de la dimensión en planta del edificio en la dirección de análisis.	En al dirección Y de análisis se cumple con este requisito al tener dos muros perimetrales paralelos con una longitud cada uno de 12.77 m, que respecto a la dimensión máxima en esa dirección de 14.26 m, equivalen al 90% de dicha dimensión. En la dirección X de análisis, se tienen dos muros perimetrales sobre el eje A que suman 7.40 m que respecto a la dimensión máxima en dicha dirección de

	17.20m, representan el 43%. Sobre el eje K se tienen 4 muros perimetrales que suman 7.72 m los cuales equivalen al 45% de la dimensión máxima De acuerdo a lo anterior el requisito a4), solo se cumple para la dirección Y de análisis.
b) La relación entre longitud y ancho de la planta del edificio no excede de 2 a menos que, para fines de análisis sísmico, se pueda suponer dicha planta en tramos independientes cuya relación longitud a ancho satisfaga esta restricción y cada tramo se revise en forma independiente en su resistencia a efectos sísmicos	Longitud =17.20 m Ancho =14.26 m Relación Longitud/Ancho = 1.20 < 2.00 Por lo que el Edificio sí cumple el requisito del inciso b).
c) La relación entre altura y la dimensión mínima de la base del edificio no excede de 1.5 y la altura del edificio no es mayor de 13 m	Dimensión mínima de la Base =14.26 m Altura del Edificio =12.64 m < 13.00 m Relación Base / Altura = 14.26 / 12.64 =1.13<1.50 Por lo que el Edificio sí cumple el requisito del inciso c)

Para el cálculo de la excentricidad torsional se aplico el criterio antes descrito. Para la obtención de las fuerzas sísmicas se aplico el método estático empleando el coeficiente sísmico reducido. Se obtuvo la suma de las longitudes de los muros en dirección “X” y “Y” de análisis, excluyendo los que contienen los huecos de ventanas y puertas. Cuando la relación H/L de los muros excedió de 1.33, se redujo su longitud por el factor $F_{AE} = (1.33 L/H)^2$. Multiplicando las longitudes por el espesor del muro se obtuvieron las áreas transversales totales en dirección “X” y “Y”.

Para obtener la resistencia a cortante se aplicó la ecuación:

$$V_{mR} = F_R(0.5 v_m^* A_T + 0.3 P) \leq 1.5 F_R v_m^* A_T$$

Si se considera a P (carga axial en los muros) como el esfuerzo promedio a compresión de todos los muros. De esta forma:

$$V_{MR} = F_R (\sum A_T) (0.5 v_m^* + 0.3 f_a) \leq 1.5 F_R v_m^* (\sum A_T)$$

Para el calculo del cortante resistente de la planta baja, de acuerdo a las NTCM (GDF, 2002a), se debe calcular el cortante resistente de la mampostería (V_{mR}) y el cortante resistente que toma el refuerzo horizontal (V_{sR}), solo que para el Método Simplificado se trabajará con esfuerzos cortantes resistentes al dividir dichos valores entre A_T y al trabajar con un esfuerzo promedio a compresión f_a para el calculo del esfuerzo cortante resistente de la mampostería (V_{mR}). Como podrá verse en el calculo del esfuerzo cortante resistente que toma el acero horizontal (V_{sR}), se debe tener toda la información sobre el refuerzo horizontal, diámetro, resistencia y separación para calcular dicho valor. Como se observa en los resultados de la revisión, el cortante resistente total de la mampostería se incrementa sustancialmente debido a la contribución del refuerzo horizontal

respecto a la resistencia que se obtendría de acuerdo con DDF (1995a), en donde el incremento en la resistencia de la mampostería es de 25%. Lo expuesto anteriormente se ilustra en la tabla 7.13.

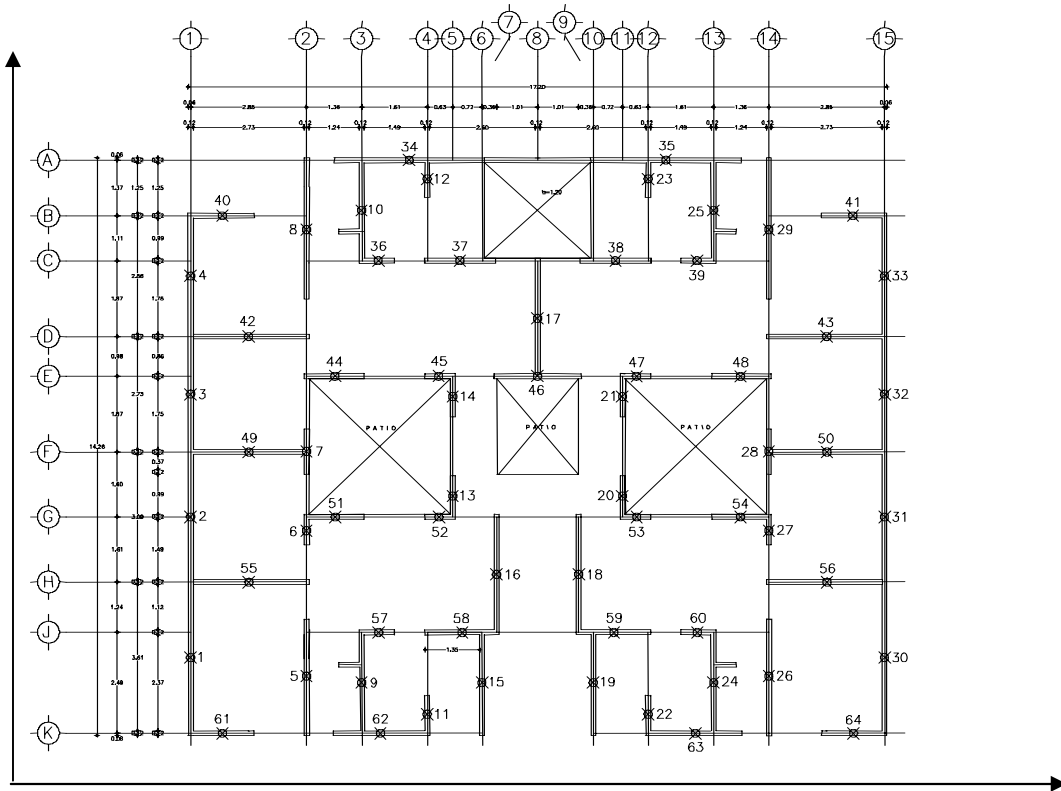


Figura 7.23 Numeración de muros en Planta Baja

Tabla 7.8 Revisión de muros en dirección "X"

MUROS DIRECCIÓN X								
$Y_c =$	6.86 m							
Muro	Coordenadas		Longitud	H/L	F_{AE}	A_T	$F_{AE} A_T$	$Y_i F_{AE} A_T$
	Y	$Y_i = Y - Y_c$	L, m			cm ²	cm ²	m cm ²
34	14.14	7.28	3.7	0.60	1.00	4440	4440	32323
35	14.14	7.28	3.7	0.60	1.00	4440	4440	32323
36	11.66	4.80	0.81	2.73	0.24	972	231	1109
37	11.66	4.80	1.73	1.28	1.00	2076	2076	9965
38	11.66	4.80	1.73	1.28	1.00	2076	2076	9965
39	11.66	4.80	0.81	2.73	0.24	972	231	1109
40	12.77	5.91	1.56	1.42	0.88	1872	1650	9751
41	12.77	5.91	1.56	1.42	0.88	1872	1650	9751
42	9.79	2.93	2.85	0.78	1.00	3420	3420	10021
43	9.79	2.93	2.85	0.78	1.00	3420	3420	10021
44	8.81	1.95	1.41	1.57	0.72	1692	1218	2376
45	8.81	1.95	0.69	3.20	0.17	828	143	278
46	8.81	1.95	2.14	1.03	1.00	2568	2568	5008
47	8.81	1.95	0.69	3.20	0.17	828	143	278
48	8.81	1.95	1.41	1.57	0.72	1692	1218	2376
49	6.94	0.08	2.85	0.78	1.00	3420	3420	274
50	6.94	0.08	2.85	0.78	1.00	3420	3420	274
51	5.34	-1.52	1.41	1.57	0.72	1692	1218	-1852
52	5.34	-1.52	0.69	3.20	0.17	828	143	-217
53	5.34	-1.52	0.69	3.20	0.17	828	143	-217
54	5.34	-1.52	1.41	1.57	0.72	1692	1218	-1852
55	3.73	-3.13	2.85	0.78	1.00	3420	3420	-10705
56	3.73	-3.13	2.85	0.78	1.00	3420	3420	-10705
57	2.49	-4.37	0.81	2.73	0.24	972	231	-1009
58	2.49	-4.37	1.71	1.29	1.00	2052	2052	-8967
59	2.49	-4.37	1.71	1.29	1.00	2052	2052	-8967
60	2.49	-4.37	0.81	2.73	0.24	972	231	-1009
61	0.00	-6.86	1.55	1.43	0.87	1860	1618	-11102
62	0.00	-6.86	2.31	0.96	1.00	2772	2772	-19016
63	0.00	-6.86	2.31	0.96	1.00	2772	2772	-19016
64	0.00	-6.86	1.55	1.43	0.87	1860	1618	-11102
					$\Sigma =$	67200	58673	31463

Tabla 7.9 Revisión de muros en dirección "Y"

MUROS DIRECCIÓN Y								
$X_c =$	8.60 m							
Muro	Coordenadas		Longitud	H/L	F_{AE}	A_T	$F_{AE} A_T$	$X_i F_{AE} A_T$
	X	$X_i = X - X_c$	L, m			cm ²	cm ²	m cm ²
1	0.00	-8.60	3.73	0.59	1.00	4476	4476	-38494
2	0.00	-8.60	3.21	0.69	1.00	3852	3852	-33127
3	0.00	-8.60	2.85	0.78	1.00	3420	3420	-29412
4	0.00	-8.60	2.98	0.74	1.00	3576	3576	-30754
5	2.85	-5.75	2.81	0.79	1.00	3372	3372	-19389
6	2.85	-5.75	0.69	3.20	0.17	828	143	-821
7	2.85	-5.75	1.12	1.97	0.45	1344	611	-3511
8	2.85	-5.75	3.43	0.64	1.00	4116	4116	-23667
9	4.21	-4.39	2.49	0.89	1.00	2988	2988	-13117
10	4.21	-4.39	2.48	0.89	1.00	2976	2976	-13065
11	5.82	-2.78	0.93	2.38	0.31	1116	350	-972
12	5.82	-2.78	0.92	2.40	0.31	1104	338	-941
13	6.45	-2.15	1.02	2.17	0.38	1224	461	-992
14	6.45	-2.15	1.01	2.19	0.37	1212	448	-963
15	7.17	-1.43	2.49	0.89	1.00	2988	2988	-4273
16	7.53	-1.07	2.85	0.78	1.00	3420	3420	-3659
17	8.54	-0.06	2.85	0.78	1.00	3420	3420	-205
18	9.55	0.95	2.85	0.78	1.00	3420	3420	3249
19	9.91	1.31	2.49	0.89	1.00	2988	2988	3914
20	10.63	2.03	1.02	2.17	0.38	1224	461	936
21	10.63	2.03	1.01	2.19	0.37	1212	448	909
22	11.26	2.66	0.93	2.38	0.31	1116	350	930
23	11.26	2.66	0.92	2.40	0.31	1104	338	900
24	12.87	4.27	2.49	0.89	1.00	2988	2988	12759
25	12.87	4.27	2.48	0.89	1.00	2976	2976	12708
26	14.23	5.63	2.81	0.79	1.00	3372	3372	18984
27	14.23	5.63	0.69	3.20	0.17	828	143	804
28	14.23	5.63	1.12	1.97	0.45	1344	611	3438
29	14.23	5.63	3.43	0.64	1.00	4116	4116	23173
30	17.08	8.48	3.73	0.59	1.00	4476	4476	37956
31	17.08	8.48	3.21	0.69	1.00	3852	3852	32665
32	17.08	8.48	2.85	0.78	1.00	3420	3420	29002
33	17.08	8.48	2.98	0.74	1.00	3576	3576	30324
					$\Sigma =$	87444	78489	-4709

Tabla 7.10 Revisión de excentricidad torsional

$E_{sx} =$	-0.06	m <	$0.1B_y = 0.1 \times 17.20 =$	1.72	m	Bien
$E_{sy} =$	0.54	m <	$0.1B_x = 0.1 \times 14.30 =$	1.43	m	Bien

Tabla 7.11 Cálculo del cortante basal

$A_T =$	$A_{TX} + A_{TY} =$	154,644	cm ²
$F_{AE} A_{TX} =$		58,673	cm ²
$F_{AE} A_{TY} =$		78,489	cm ²
Coeficiente Sísmico Reducido (2000)			
Zona:		III	
Altura:		13m	
Tipos de Piezas:		Huecas	
Grupo:		B	
CSR =		0.23	
Peso Total de la Estructura con carga viva reducida (W_T) =		617.15	Ton
Cortante Basal $V_{ux} = V_{uy} =$		$F.C. \times CSR \times W_T =$	156.13 Ton

Tabla 7.12 Cálculo del cortante resistente de planta baja

$V_{mR} = F_R (0.5 v_m^* A_T + 0.3 P) < 1.5 F_R v_m^* A_T$	ec. 5.7
$V_{sR} = F_R \eta \rho_h f_{yh} A_T$	ec. 5.9
Cálculo de V_{mR} , de la ec. 5.7 :	
$\frac{V_{mR}}{A_T} = \frac{F_R(0.5v_m^* + 0.3P)}{A_T} < \frac{1.5F_R v_m^* A_T}{A_T}$	
$V_{mR} = F_R (0.5 v_m^* + 0.3 f_a) < 1.5 F_R v_m^*$	
$f_a = \Sigma P / A_T = 3.99 \text{ kg/cm}^2$	
$F_R = 0.7 \text{ kg/cm}^2$	
$v_m^* = 5.5 \text{ kg/cm}^2$	
$V_{mR} = 2.76 \text{ kg/cm}^2 < 5.8 \text{ kg/cm}^2$	
Calculo de V_{sR}	
Suponiendo dos alambres horizontales de $5/32"$ de diámetro con $f_{yh} = 6000 \text{ kg/cm}^2$	
Área de un alambre =	0.11 cm^2
Área de dos alambres =	0.22 cm^2
$f_{yh} =$	6000 kg/cm^2
Separación vertical = dos hiladas =	26 cm
Espesor del Muro =	12 cm
Porcentaje de Acero $\rho_h =$	0.00071
$\rho_h f_{yh} =$	4.2 kg/cm^2
$\eta = 0.6$ ya que $\rho_h f_{yh} < 6$ kg/cm^2	
$0.3/f_{yh} =$	$0.00005 < \rho_h = 0.00071$ Bien
$V_{Rm} / F_R f_{yh} =$	$0.00066 < \rho_h = 0.00071$ Bien
$V_{sR} = 1.78 \text{ kg/cm}^2$	
$V_{mR} + V_{sR} = 4.54 \text{ kg/cm}^2$	
$V_{Rx} = (V_{mR} + V_{sR}) \Sigma (F_{AE} A_{Tx}) = 266.4 \text{ Ton} > V_{ux} = 156.13 \text{ Ton}$	

Tabla 7.13 Comparación entre los valores de resistencia

	V_{mR} (kg/cm ²)	V_{sR} (kg/cm ²)	$\frac{V_{sR}}{V_{mR}}$ (%)	$V_{mR}+V_{sR}$ (kg/cm ²)
GDF (2002 a)	2.76	1.78	64	4.54
DDF (1995 a)	2.76	0.69	25	3.45

7.5.2.2 Método B

Sé realizó un análisis estático con el objeto de obtener la fuerza cortante actuante en cada muro considerándolos como columnas en voladizo, despreciando el acoplamiento que proporcionan las losas y los cerramientos. Se tomaron en cuenta excentricidades torsionales y la distribución de las fuerzas según la rigidez a flexión y cortante. Esto se realizó con el programa ANEMGC (ver la referencia de Corona). El cortante resistente producto de la contribución del refuerzo horizontal V_{sR} que proponen la Propuesta de Normas Técnicas Complementarias para Diseño y construcción de Estructuras de Mampostería 2002 se agregó exportando los resultados del programa a una hoja de calculo.

De acuerdo con las expresiones :

$$V_{mR} = F_R(0.5v_m^* A_T 0.3P) \leq 1.5 F_R v_m^* A_T$$

$$V_{sR} = F_R \eta \rho_h f_{yh} A_T$$

se calculo el cortante resistente total de cada muro. Por simplicidad sólo se muestran los resultados de los muros de Planta Baja.

Tabla 7.14 Análisis sísmico estático

ENT	W_T (Ton)	H (m)	DIRECCIÓN X		DIRECCIÓN Y	
			K_x (ton/m)	V_x (ton)	K_y (ton/m)	V_y (ton)
5	101.86	12.0	131,958	30.71	199,525	28.48
4	127.83	9.60	131,958	61.54	199,525	57.08
3	127.83	7.20	131,958	84.66	199,525	78.52
2	127.83	4.80	131,958	100.08	199,525	92.82
1	131.80	2.40	131,958	108.02	208,539	100.19
$W_T=617.15$; $T_x=0.21189$ seg.; $T_y=0.1704$ seg; $Q_x=1.18$; $Q_y=1.14$; $a_x=0.206$; $a_y=0.185$;						

Tabla 7.15 Revisión de muros de planta baja ante cargas laterales

MURO	L	F_R	P	K	Vd	Vt	Vt'	Vu	V_{mR}	V_{sR}	$V_{mR}+V_{sR}$	$\frac{V_{mR} + V_{sR}}{Vu}$
	m		ton	ton/m	ton	ton	ton	ton	ton	ton	ton	
1	3.73	0.7	15.05	14,433	6.93	1.85	3.39	10.79	11.78	7.97	19.75	0.55
2	3.21	0.7	12.41	11,192	5.38	1.44	2.63	8.36	10.02	6.86	16.88	0.50
3	2.85	0.7	10.58	9,014	4.33	1.16	2.12	6.74	8.81	6.09	14.90	0.45
4	2.98	0.7	11.25	9,792	4.70	1.26	2.30	7.32	9.25	6.37	15.62	0.47
5	2.81	0.7	17.06	8,777	4.22	0.75	1.38	5.92	10.07	6.00	16.07	0.37
6	0.69	0.7	4.54	271	0.13	0.02	0.04	0.18	2.55	1.47	4.02	0.04
7	1.12	0.7	5.51	1,041	0.50	0.09	0.16	0.70	3.74	2.39	6.13	0.11
8	3.43	0.7	16.40	12,554	6.03	1.07	1.97	8.47	11.37	7.33	18.70	0.45
9	2.49	0.7	10.78	6,933	3.33	0.45	0.83	4.43	8.01	5.32	13.33	0.33
10	2.49	0.7	10.78	6,933	3.33	0.45	0.83	4.43	8.01	5.32	13.33	0.33
11	0.93	0.7	4.66	628	0.30	0.03	0.05	0.38	3.13	1.99	5.12	0.07
12	0.93	0.7	4.66	628	0.30	0.03	0.05	0.38	3.13	1.99	5.12	0.07
13	1.02	0.7	5.20	809	0.39	0.03	0.05	0.47	3.45	2.18	5.63	0.08
14	1.02	0.7	5.20	809	0.39	0.03	0.05	0.47	3.45	2.18	5.63	0.08
15	2.49	0.7	9.07	6,933	3.33	0.14	0.26	3.91	7.66	5.32	12.98	0.30
16	2.85	0.7	9.56	9,014	4.33	0.14	0.25	5.00	8.59	6.09	14.68	0.34
17	2.85	0.7	14.48	9,014	4.33	0.00	0.00	4.76	9.62	6.09	15.71	0.30
18	2.85	0.7	9.56	9,014	4.33	0.14	0.25	5.00	8.59	6.09	14.68	0.34
19	2.49	0.7	9.07	6,933	3.33	0.14	0.26	3.91	7.66	5.32	12.98	0.30
20	1.02	0.7	5.20	809	0.39	0.03	0.05	0.47	3.45	2.18	5.63	0.08
21	1.02	0.7	5.20	809	0.39	0.03	0.05	0.47	3.45	2.18	5.63	0.08
22	0.93	0.7	4.66	628	0.30	0.03	0.05	0.38	3.13	1.99	5.12	0.07
23	0.93	0.7	4.66	628	0.30	0.03	0.05	0.38	3.13	1.99	5.12	0.07
24	2.49	0.7	10.78	6,933	3.33	0.45	0.83	4.43	8.01	5.32	13.33	0.33
25	2.49	0.7	10.78	6,933	3.33	0.45	0.83	4.43	8.01	5.32	13.33	0.33
26	2.81	0.7	15.87	8,777	4.22	0.74	1.38	5.91	9.82	6.00	15.82	0.37
27	0.69	0.7	4.54	271	0.13	0.02	0.04	0.18	2.55	1.47	4.02	0.04
28	1.12	0.7	5.51	1,041	0.50	0.09	0.16	0.70	3.74	2.39	6.13	0.11
29	3.43	0.7	16.40	12,554	6.03	1.06	1.97	8.45	11.37	7.33	18.70	0.45
30	3.73	0.7	15.05	14,433	6.93	1.83	3.39	10.76	11.78	7.97	19.75	0.54
31	3.21	0.7	12.41	11,192	5.38	1.42	2.63	8.34	10.02	6.86	16.88	0.49
32	2.85	0.7	10.58	9,014	4.33	1.14	2.12	6.72	8.81	6.09	14.90	0.45
33	2.98	0.7	11.25	9,792	4.70	1.24	2.30	7.30	9.25	6.37	15.62	0.47
34	3.7	0.7	12.69	14,244	11.66	0.35	1.34	13.65	11.21	7.90	19.11	0.71
35	3.7	0.7	12.69	14,244	11.66	0.35	1.34	13.65	11.21	7.90	19.11	0.71
36	0.81	0.7	7.64	428	0.35	0.01	0.02	0.40	3.48	1.73	5.21	0.08
37	1.73	0.7	12.95	3,123	2.56	0.05	0.18	2.92	6.72	3.70	10.42	0.28
38	1.73	0.7	12.95	3,123	2.56	0.05	0.18	2.92	6.72	3.70	10.42	0.28
39	0.81	0.7	7.64	428	0.35	0.01	0.02	0.40	3.48	1.73	5.21	0.08
40	1.56	0.7	7.19	2,436	1.99	0.05	0.18	2.30	5.11	3.33	8.44	0.27
41	1.56	0.7	7.19	2,436	1.99	0.05	0.18	2.30	5.11	3.33	8.44	0.27
42	2.85	0.7	17.48	9,014	7.38	0.07	0.26	8.28	10.25	6.09	16.34	0.51
43	2.85	0.7	17.48	9,014	7.38	0.07	0.26	8.28	10.25	6.09	16.34	0.51
44	1.41	0.7	11.72	1,895	1.55	0.01	0.03	1.72	5.72	3.01	8.73	0.20
45	0.69	0.7	5.77	271	0.22	0.00	0.00	0.25	2.80	1.47	4.27	0.06
46	2.14	0.7	10.34	5,054	4.14	0.02	0.07	4.59	7.11	4.57	11.68	0.39
47	0.69	0.7	5.77	271	0.22	0.00	0.00	0.25	2.80	1.47	4.27	0.06
48	1.41	0.7	11.72	1,895	1.55	0.01	0.03	1.72	5.72	3.01	8.73	0.20
49	2.85	0.7	17.48	9,014	7.38	0.23	0.13	8.42	10.25	6.09	16.34	0.52
50	2.85	0.7	17.48	9,014	7.38	0.23	0.13	8.42	10.25	6.09	16.34	0.52
51	1.41	0.7	11.72	1,895	1.55	0.13	0.07	1.88	5.72	3.01	8.73	0.22
52	0.69	0.7	5.77	271	0.22	0.02	0.01	0.27	2.80	1.47	4.27	0.06
53	0.69	0.7	5.77	271	0.22	0.02	0.01	0.27	2.80	1.47	4.27	0.06

54	1.41	0.7	11.72	1,895	1.55	0.13	0.07	1.88	5.72	3.01	8.73	0.22
55	2.85	0.7	17.48	9,014	7.38	1.03	0.56	9.44	10.25	6.09	16.34	0.58
56	2.85	0.7	17.48	9,014	7.38	1.03	0.56	9.44	10.25	6.09	16.34	0.58
57	0.81	0.7	7.79	428	0.35	0.06	0.03	0.47	3.51	1.73	5.24	0.09
58	1.71	0.7	9.60	3,039	2.49	0.45	0.25	3.31	5.97	3.65	9.62	0.34
59	1.71	0.7	9.60	3,039	2.49	0.45	0.25	3.31	5.97	3.65	9.62	0.34
60	0.81	0.7	7.79	428	0.35	0.06	0.03	0.47	3.51	1.73	5.24	0.09
61	1.56	0.7	6.39	2,436	1.99	0.53	0.29	2.87	4.94	3.33	8.27	0.35
62	2.31	0.7	7.55	5,945	4.87	1.29	0.70	7.00	6.92	4.93	11.85	0.59
63	2.31	0.7	7.55	5,945	4.87	1.29	0.70	7.00	6.92	4.93	11.85	0.59
64	1.56	0.7	6.39	2,436	1.99	0.53	0.29	2.87	4.94	3.33	8.27	0.35

Tabla 7.16 Revisión de muros por flexocompresión

Muro	F_R	P_u (ton)	M_u (ton m)	M_R (ton m)	A_s (cm ²)	
1	0.80	16.55	62.64	65.69	4.26	6#3
8	0.80	18.04	49.16	54.16	3.55	5#3
34	0.80	13.96	79.26	81.88	5.68	8#3
42	0.80	19.22	48.06	53.19	4.26	6#3
49	0.80	19.22	48.87	53.79	4.26	6#3
55	0.80	19.22	54.80	61.09	5.08	4#4
61	0.80	17.02	16.67	19.3	3.55	5#3
62	0.80	8.31	40.68	45.78	5.68	8#3

Nomenclatura:

Ent	entrepiso.
W_T	peso total de cada entrepiso.
W_T^*	peso total.
H	altura de entrepiso.
K_x, K_y	rigidez de entrepiso en dirección x o y.
T_x, T_y	periodo.
Q'_x, Q'_y	factor de comportamiento sísmico reducidos.
a_x, a_y	ordenadas espectrales.
V_d	cortante directo
V_t	cortante por torsión en la dirección de análisis.
V_t'	cortante por torsión en la dirección perpendicular a la de análisis.
F_R	factor de reducción de resistencia.

P	Carga axial con carga viva reducida.
K	Rigidez del muro.
V_u	Cortante último.
V_{mR}	Cortante resistente de la mampostería.
V_{sR}	Cortante resistente por la contribución del refuerzo horizontal.
M_u	Momento último.
M_r	Momento resistente.
A_s	Área de acero en cada extremo del muro.

7.5.2.3 Método C

Con el objeto de formar una estructura tridimensional con elementos barra, modelando los muros por medio de la analogía de la columna ancha y las losas por medio de diagonales equivalentes. Para determinar las acciones por sismo se realizó un análisis modal espectral tridimensional superponiendo la respuesta por medio de la suma cuadrática completa (CQC) sin incorporar la excentricidad accidental definida en GDF (2002b).

Para la revisión de los muros se definieron los siguientes parámetros:

Concepto	Expresión	Consideraciones
Resistencia a carga vertical	$P_R = F_R F_E (f_m^* A_T + \sum A_s f_y)$	$F_R = 0.6$ $F_E = 0.6$
Resistencia a cargas laterales	$V_{mR} = F_R (0.5 v_m^* A_T + 0.3 P) \leq 1.5 F_R v_m^* A_T$	$F_R = 0.7$
Resistencia a flexocompresión en el plano del muro	$M_R = F_R M_o + 0.3 P_u d \quad \text{si } 0 \leq P_u \leq \frac{P_R}{3}$ $M_R = (1.5 F_R M_o + 0.15 P_R d) \left[1 - \frac{P_u}{P_R} \right] \quad \text{si } P_u > \frac{P_R}{3}$	$d' = 0.8 L$ $d = 0.8 L$ (L= longitud del muro) $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

En las siguientes figuras se muestra el modelo estructural, así como los periodos fundamentales obtenidos del análisis dinámico.

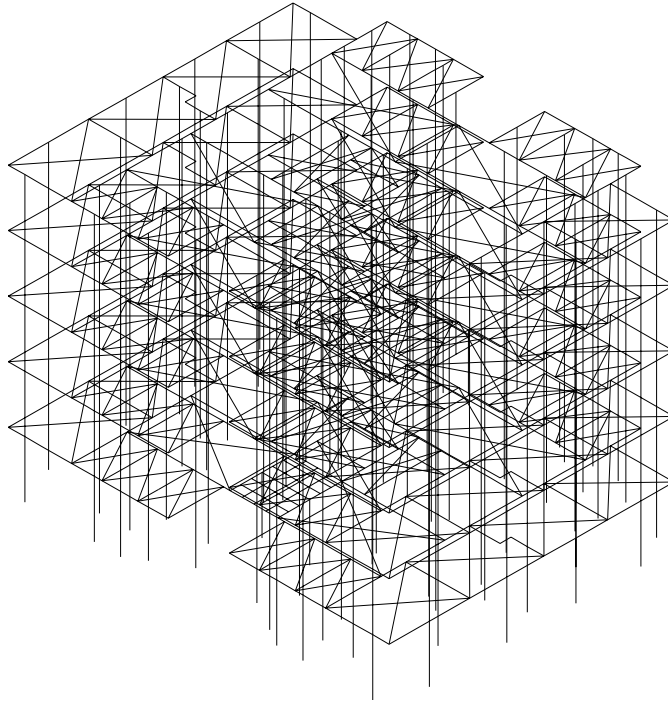


Figura 7.24 Modelo estructural tridimensional

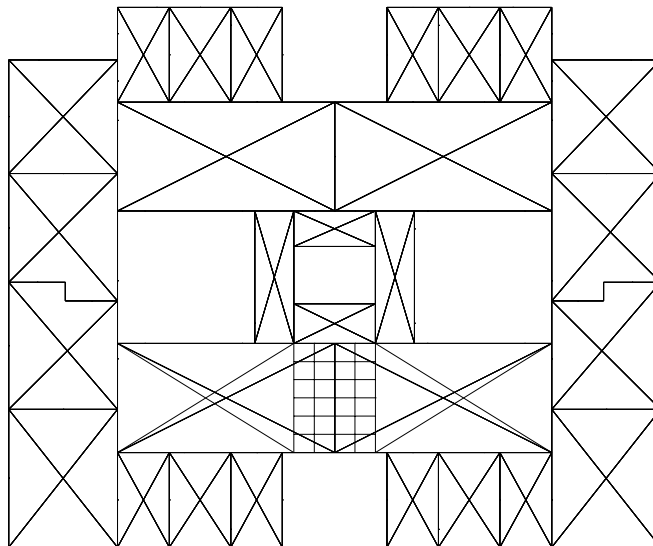


Figura 7.25 Vista en planta del modelo estructural

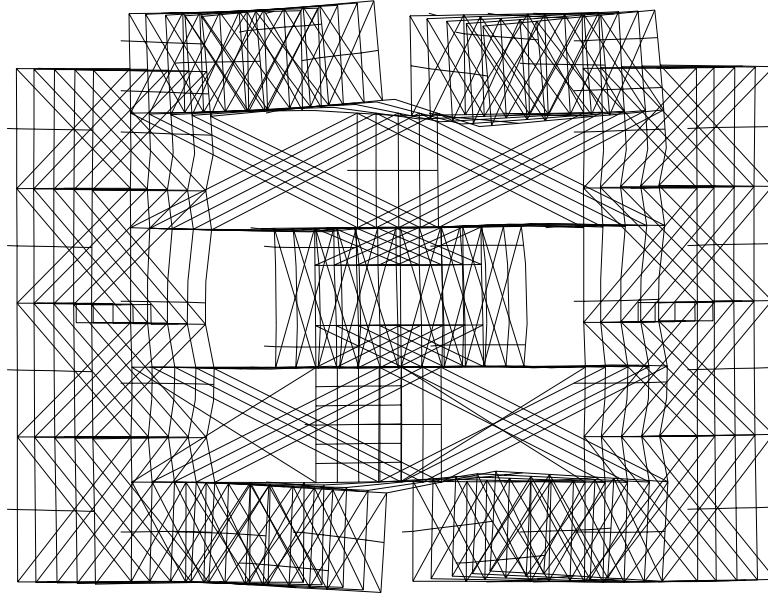


Figura 7.26 Forma modal en dirección X, $T_x = 0.37$ s. Vista en planta

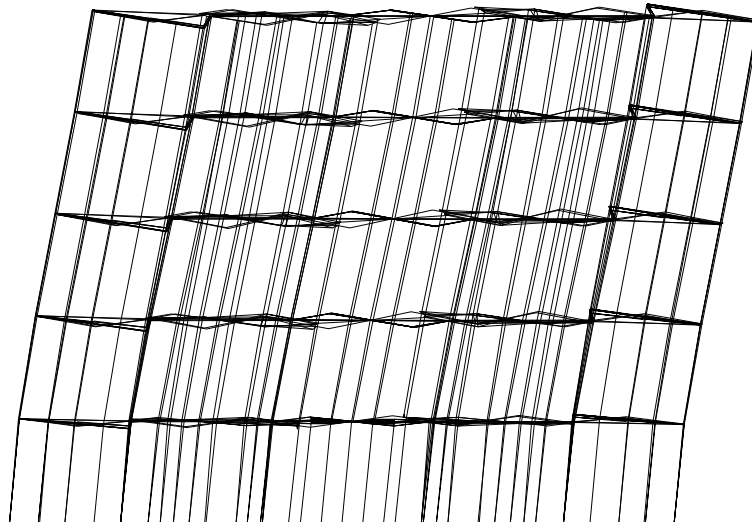


Figura 7.27 Forma modal en dirección X, $T_x = 0.37$ s. Vista en elevación

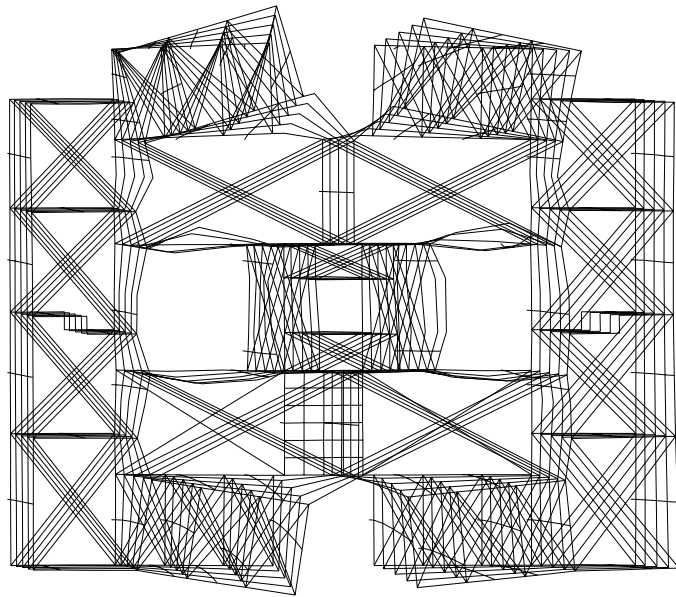


Figura 7.28 Forma modal en dirección Y, $T_y = 0.31$ s. Vista en planta



Figura 7.29 Forma modal en dirección Y, $T_y = 0.31$ s. Vista en elevación

A manera de ejemplo se muestran los resultados de la revisión de algunos muros del nivel 1.

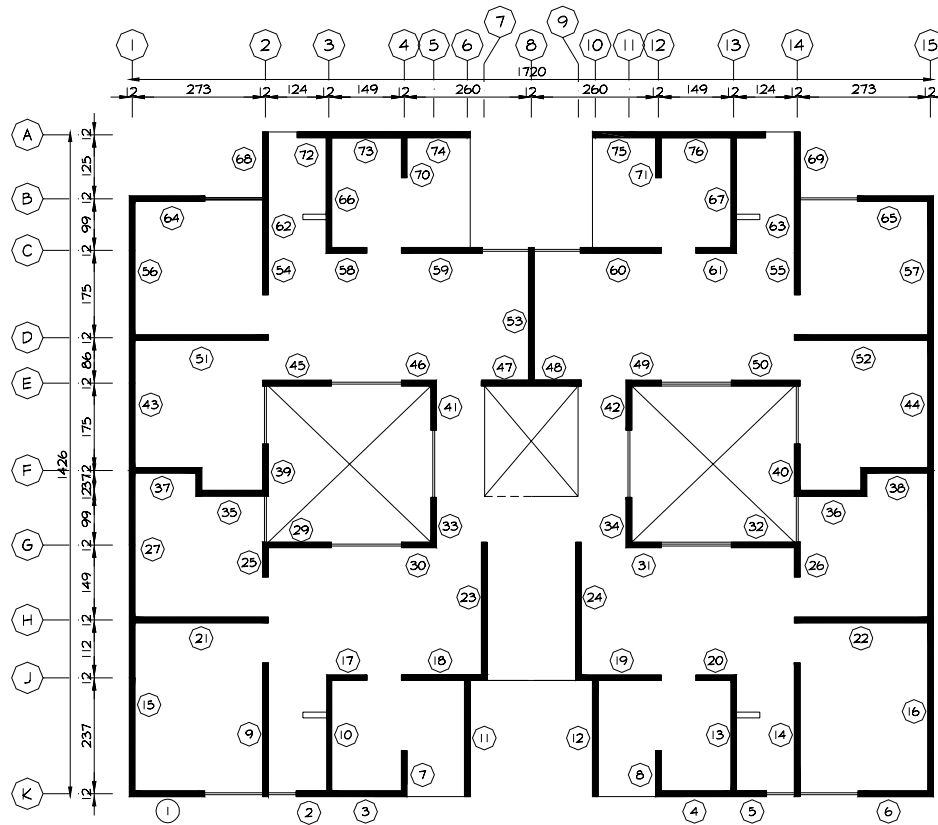


Figura 7.30 Numeración de muros del nivel P.B.

Nomenclatura:

- C_s coeficiente sísmico.
- Q_x, Q_y factor de comportamiento sísmico.
- V_m^* resistencia de diseño a compresión diagonal sobre el área bruta.
- f_m^* Resistencia de diseño en compresión de la mampostería referida al área bruta.
- Elem. Numeración del elemento
- Sec. Número de la sección asignada al elemento en el análisis
- b_x Dimensión del muro paralela a la dirección "X" de análisis.
- b_y Dimensión del muro paralela a la dirección "Y" de análisis.
- LONG. Longitud del muro.
- Area Área de la sección transversal del muro.
- DIR. Dirección de ubicación del muro respecto a la dirección de análisis.
- Cc Condición de carga

	CC1: carga gravitacional
	CC2: sismo en dirección "X"
	CC3: sismo en dirección "Y"
F_{ax}, F_{bx}	Esfuerzo cortante en dirección "X" local del análisis (a,b: extremo inferior y superior). Ver figura 7.32.
F_{ay}, F_{by}	Esfuerzo cortante en dirección "Y" local del análisis (a,b: extremo inferior y superior). Ver figura 7.32.
F_{az}, F_{bz}	Esfuerzo axial (a,b: extremo inferior y superior). Ver figura 7.32.
M_{ax}, M_{bx}	Momento flexionante alrededor del eje "X" local. Ver figura 7.32.
M_{ay}, M_{by}	Momento flexionante alrededor del eje "Y" local. Ver figura 7.32.
V_x, V_y	Esfuerzo cortante en dirección "X" y "Y"
Estado	"ok", no pasa; el muro resiste o no los esfuerzos cortantes.
P_R	resistencia de diseño del muro a carga axial.
P_U	Carga última
A_s	Área de acero requerida por flexión.

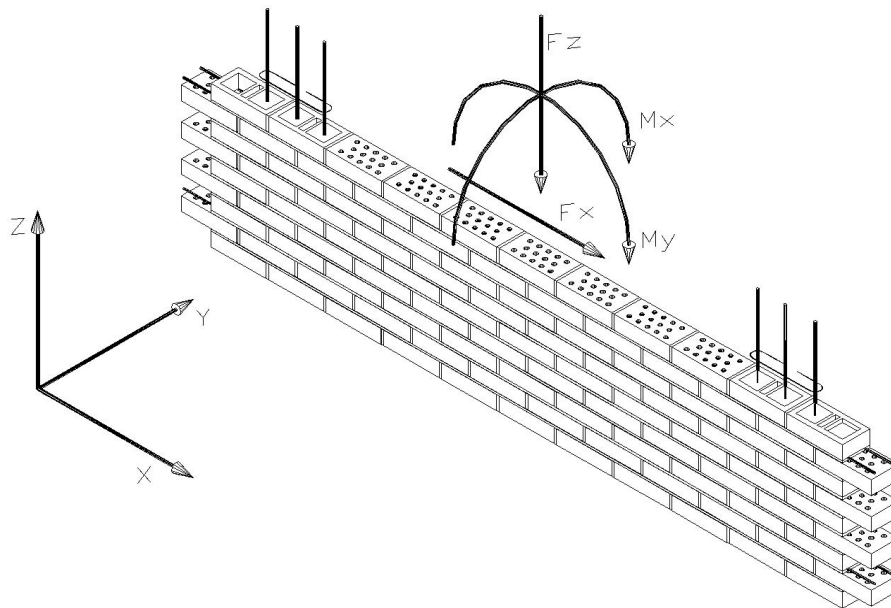


Figura 7.31 Idealización de muros de mampostería

Expresiones empleadas

PROPIEDADES DE LA MAMPOSTERÍA	
Esfuerzo de diseño a cortante de la mampostería	V_m^*
Esfuerzo de diseño a compresión de la mampostería	f_m^*
Esfuerzo de fluencia del refuerzo horizontal	f_{yh}

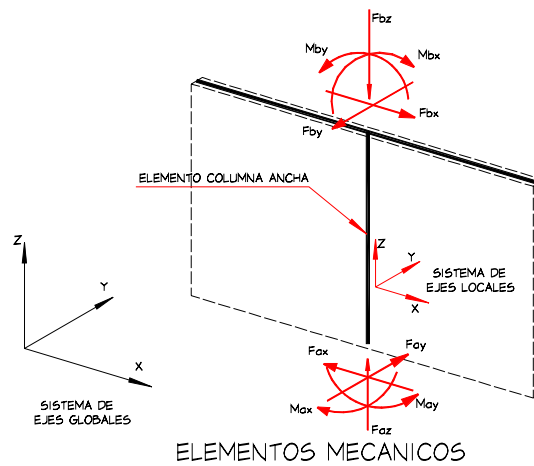


Figura 7.32 Elementos mecánicos obtenidos del análisis

Fuerza cortante resistida por la mampostería	$V_{mR} = F_R(0.5V_m^* A_T + 0.3P) \leq 1.5F_R V_m^* A_T$
Fuerza cortante resistida por el refuerzo horizontal	$V_{sR} = F_R \eta \rho_h f_{yh} A_T$
Resistencia a compresión de la mampostería	$P_R = F_R F_E (f_m^* A_T + \sum A_s f_y)$
Resistencia a flexocompresión en el plano del muro	$M_R = F_R M_o + 0.3P_u d \quad \text{si } 0 \leq P_u \leq \frac{P_R}{3}$ $M_R = (1.5F_R M_o + 0.15P_R d) \left[1 - \frac{P_u}{P_R} \right] \quad \text{si } P_u > \frac{P_R}{3}$

Resultados de la revisión para algunos casos y muros

Caso A
Tabique multiperforado
Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (GDF, 2002b)
Cs=0.4

MUROS PLANTA BAJA
CASO A (BASES EMPOTRADAS)
DEFINICION DE VALORES

Esfuerzo cortante de diseño de la mampostería

Resistencia de diseño a la compresión de la mampostería

Incremento de la fuerza cortante (inciso 4.3.2)

factor de carga axial a tensión para determinar P

Eficiencia del refuerzo horizontal

Porcentaje del refuerzo horizontal

Esfuerzo de fluencia del refuerzo horizontal

REGLAMENTO DEL DISTRITO FEDERAL

Cs=0.40 (ZONA DE LAGO, C=0.40)

ESTRUCTURA REGULAR (1.0)

Qx=Qy= 1.5

v* = 5.5 kg/cm²

f*m = 90 kg/cm²

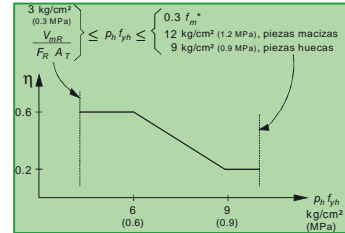
1.25

0.5

0.6

0.001

6000



ELEM.	Sec	bx	by	LONG. muro (m)	A(m ²) (m ²)	DIR	Cc	Fax Fbx (ton)	Fay Fby (ton)	Faz Fbz (ton)	Max Mbx (ton-m)	May Mby (ton-m)	Maz Mbz (ton-m)	Esfuerzo Cortante Dir X (kg/cm ²)	Esfuerzo Cortante Dir Y (kg/cm ²)	Esfuerzo Axial (kg/cm ²)	Cortante increm. Dir X (kg/cm ²)	Cortante increm. Dir Y (kg/cm ²)
3		1.70	0.12	1.70	0.2	X	2	4.33	0.01	5.62	0.00	9.80	0.00	2.12	0.00	2.75	2.84	0.00
4		1.70	0.12	1.70	0.2	X	2	4.33	0.01	5.62	0.00	9.80	0.00	2.12	0.00	2.75	2.84	0.00
19		1.73	0.12	1.73	0.2	X	2	4.51	0.00	6.44	0.00	10.61	0.00	2.17	0.00	3.10	2.91	0.00
21		3.00	0.12	3.00	0.4	X	2	9.35	0.00	15.14	0.00	34.83	0.00	2.60	0.00	4.21	3.48	0.00
22		3.00	0.12	3.00	0.4	X	2	9.35	0.00	15.14	0.00	34.83	0.00	2.60	0.00	4.21	3.48	0.00
35		1.49	0.12	1.49	0.2	X	2	3.31	0.01	8.79	0.01	6.70	0.00	1.85	0.01	4.91	2.48	0.01
36		1.49	0.12	1.49	0.2	X	2	3.31	0.01	8.79	0.01	6.70	0.00	1.85	0.01	4.91	2.48	0.01
37		1.61	0.12	1.61	0.2	X	2	3.87	0.01	2.92	0.01	7.99	0.00	2.00	0.01	1.51	2.68	0.01
38		1.61	0.12	1.61	0.2	X	2	3.87	0.01	2.92	0.01	7.99	0.00	2.00	0.01	1.51	2.68	0.01
51		3.00	0.12	3.00	0.4	X	2	8.59	0.00	13.13	0.01	33.21	0.00	2.39	0.00	3.65	3.20	0.00
52		3.00	0.12	3.00	0.4	X	2	8.59	0.00	13.13	0.01	33.21	0.00	2.39	0.00	3.65	3.20	0.00
73		1.70	0.12	1.70	0.2	X	2	3.74	0.01	0.78	0.01	7.44	0.00	1.83	0.01	0.38	2.45	0.01
74		1.41	0.12	1.41	0.2	X	2	2.74	0.02	10.31	0.02	4.89	0.00	1.62	0.01	6.09	2.17	0.02
75		1.41	0.12	1.41	0.2	X	2	2.74	0.02	10.31	0.02	4.89	0.00	1.62	0.01	6.09	2.17	0.02
76		1.70	0.12	1.70	0.2	X	2	3.74	0.01	0.78	0.01	7.44	0.00	1.83	0.01	0.38	2.45	0.01

valor mínimo de v*/(Fr _{yh})	0.00083
valor máximo de v*/(Fr _{yh})	0.00126
valor mínimo de v*/(Fr)	4.95
valor máximo de v*/(Fr)	7.56
p _h *f _{yh}	6
Valores máximos	0.3 f*m
	9 kg/cm ²

Axial increm. Dir Z (kg/cm ²)	Carga Axial mínima (ton)	Carga Axial máxima (ton)	v* (kg/cm ²)	v*/(Fr _{yh})	v*-v _x (kg/cm ²)	v*-v _y (kg/cm ²)	ESTADO	Pr (ton)	Pr-Pu (ton)	As (cm ²)
3.69	7.25	9.09	5.37	0.00100	2.21	5.37	ok	66.10	47.82	2.84
3.69	7.25	9.09	5.37	0.00100	2.21	5.37	ok	66.10	47.82	2.84
4.16	8.14	10.47	5.41	0.00100	2.16	5.41	ok	67.26	46.25	3.03
5.64	14.30	18.17	5.23	0.00097	1.25	5.23	ok	116.64	74.33	6.19
5.63	14.30	18.17	5.23	0.00097	1.25	5.23	ok	116.64	74.34	6.19
6.58	7.16	9.05	5.11	0.00095	2.31	5.10	ok	57.93	35.02	2.60
6.58	7.16	9.05	5.11	0.00095	2.31	5.10	ok	57.93	35.02	2.60
2.03	7.11	8.89	5.63	0.00104	2.58	5.61	ok	62.60	48.51	2.13
2.03	7.11	8.89	5.63	0.00104	2.58	5.61	ok	62.60	48.51	2.13
4.88	13.67	17.28	5.28	0.00098	1.56	5.28	ok	116.64	78.29	5.74
4.89	13.67	17.28	5.28	0.00098	1.56	5.28	ok	116.64	78.29	5.74
0.51	6.75	8.42	5.73	0.00106	2.89	5.72	ok	66.10	55.67	1.62
8.16	3.90	4.88	4.46	0.00083	1.95	4.44	ok	54.82	34.26	2.57
8.16	3.90	4.88	4.46	0.00083	1.95	4.44	ok	54.82	34.26	2.57
0.51	6.75	8.42	5.73	0.00106	2.89	5.72	ok	66.10	55.68	1.62

MUROS PLANTA BAJA
CASO A (BASES EMPOTRADAS)
 DEFINICION DE VALORES

Esfuerzo cortante de diseño de la mampostería

Resistencia de diseño a la compresión de la mampostería

Incremento de la fuerza cortante (inciso 4.3.2)

factor de carga axial a tensión para determinar P

Eficiencia del refuerzo horizontal

Porcentaje del refuerzo horizontal

Esfuerzo de fluencia del refuerzo horizontal

REGLAMENTO DEL DISTRITO FEDERAL

Cs=0.40 (ZONA DE LAGO, C=0.40)

ESTRUCTURA REGULAR (1.0)

Qx=Qy= 1.5

v* = 5.5 kg/cm²

f*m = 90 kg/cm²

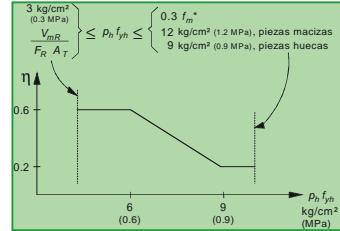
1.25

0.5

0.6

0.001

6000



ELEM.	Sec	bx	by	LONG. muro (m)	A(m ²) (m ²)	DIR	Cc	Fax Fbx (ton)	Fay Fby (ton)	Faz Fbz (ton)	Max Mbx (ton-m)	May Mby (ton-m)	Maz Mbz (ton-m)	Esfuerzo Cortante Dir X ₁ (kg/cm ²)	Esfuerzo Cortante Dir Y ₁ (kg/cm ²)	Esfuerzo Axial (kg/cm ²)	Cortante increm. Dir X ₂ (kg/cm ²)	Cortante increm. Dir Y ₂ (kg/cm ²)
11		0.12	2.60	2.60	0.3	Y	3	0.02	1.75	10.41	10.89	0.02	0.00	0.01	0.56	3.34	0.01	0.94
12		0.12	2.60	2.60	0.3	Y	3	0.02	1.75	10.41	10.89	0.02	0.00	0.01	0.56	3.34	0.01	0.94
15		0.12	3.67	3.67	0.4	Y	3	0.01	6.67	12.92	16.86	0.01	0.00	0.00	1.51	2.93	0.00	2.53
16		0.12	3.67	3.67	0.4	Y	3	0.01	6.67	12.93	16.87	0.01	0.00	0.00	1.51	2.93	0.00	2.53
23		0.12	3.00	3.00	0.4	Y	3	0.01	5.57	6.13	10.63	0.01	0.00	0.00	1.55	1.70	0.01	2.59
24		0.12	3.00	3.00	0.4	Y	3	0.01	5.57	6.13	10.64	0.01	0.00	0.00	1.55	1.70	0.01	2.59
27		0.12	3.33	3.33	0.4	Y	3	0.01	6.31	3.44	13.13	0.01	0.00	0.00	1.58	0.86	0.00	2.64
28		0.12	3.33	3.33	0.4	Y	3	0.01	6.32	3.45	13.14	0.01	0.00	0.00	1.58	0.86	0.00	2.65
43		0.12	2.85	2.85	0.3	Y	3	0.00	5.14	2.06	9.68	0.00	0.00	0.00	1.50	0.60	0.00	2.51
44		0.12	2.85	2.85	0.3	Y	3	0.00	5.14	2.06	9.68	0.00	0.00	0.00	1.50	0.60	0.00	2.51
53		0.12	3.00	3.00	0.4	Y	3	0.00	3.85	5.85	15.40	0.00	0.00	0.00	1.07	1.63	0.00	1.79
56		0.12	3.04	3.04	0.4	Y	3	0.00	5.15	9.74	11.41	0.01	0.00	0.00	1.41	2.67	0.00	2.36
57		0.12	3.04	3.04	0.4	Y	3	0.01	5.15	9.74	11.41	0.01	0.00	0.00	1.41	2.67	0.00	2.36
66		0.12	2.60	2.60	0.3	Y	3	0.01	4.27	0.70	13.27	0.02	0.01	0.00	1.37	0.23	0.01	2.29
67		0.12	2.60	2.60	0.3	Y	3	0.01	4.27	0.71	13.27	0.02	0.01	0.00	1.37	0.23	0.01	2.29
68		0.12	1.43	1.43	0.2	Y	3	0.01	1.23	6.08	2.52	0.02	0.01	0.01	0.72	3.54	0.01	1.20
69		0.12	1.43	1.43	0.2	Y	3	0.01	1.23	6.07	2.52	0.02	0.01	0.01	0.72	3.54	0.01	1.20
70		0.12	1.00	1.00	0.1	Y	3	0.01	0.92	1.34	1.78	0.01	0.00	0.00	0.77	1.12	0.01	1.28
71		0.12	1.00	1.00	0.1	Y	3	0.01	0.92	1.35	1.78	0.01	0.00	0.00	0.77	1.12	0.01	1.28

valor mínimo de v*/(Fr _{f_{yh}})	0.00083
valor máximo de v*/(Fr _{f_{yh}})	0.00126
valor mínimo de v*/(Fr)	4.95
valor máximo de v*/(Fr)	7.56
Ph* f _{yh}	6
Valores máximos 0.3 f*m	27
9 kg/cm ²	9

Axial increm. Dir Z (kg/cm ²)	Carga Axial mínima (ton)	Carga Axial máxima (ton)	v* (kg/cm ²)	v*/(Fr _{f_{yh}})	v*-v _x (kg/cm ²)	v*-v _y (kg/cm ²)	ESTADO	Pr (ton)	Pr-Pu (ton)	As (cm ²)
5.58	10.37	13.00	5.07	0.00094	5.06	3.98	ok	101.09	67.63	3.18
5.58	10.37	13.00	5.07	0.00094	5.05	3.97	ok	101.09	67.62	3.18
4.91	14.62	18.20	5.15	0.00095	5.15	2.34	ok	142.69	98.88	3.42
4.91	14.62	18.20	5.15	0.00095	5.15	2.34	ok	142.69	98.87	3.42
2.85	14.76	19.01	5.63	0.00104	5.60	2.56	ok	116.64	84.44	1.76
2.85	14.76	19.01	5.63	0.00104	5.60	2.56	ok	116.64	84.44	1.76
1.44	13.53	16.85	5.63	0.00104	5.62	2.70	ok	129.47	104.60	1.71
1.44	13.53	16.85	5.63	0.00104	5.62	2.70	ok	129.47	104.58	1.71
1.01	11.68	14.53	5.69	0.00105	5.69	2.92	ok	110.81	91.04	1.33
1.01	11.68	14.53	5.69	0.00105	5.69	2.91	ok	110.81	91.03	1.33
2.72	18.30	23.45	5.90	0.00109	5.90	3.75	ok	116.64	80.07	2.36
4.47	12.21	15.14	5.22	0.00097	5.21	2.62	ok	118.20	83.60	2.65
4.47	12.21	15.14	5.22	0.00097	5.21	2.61	ok	118.20	83.60	2.65
0.38	12.13	15.30	5.90	0.00109	5.89	3.29	ok	101.09	82.96	2.13
0.38	12.13	15.30	5.90	0.00109	5.89	3.28	ok	101.09	82.94	2.13
5.92	6.75	8.49	5.18	0.00096	5.17	3.77	ok	55.60	35.07	1.38
5.92	6.75	8.49	5.18	0.00096	5.17	3.77	ok	55.60	35.08	1.38
1.87	4.26	5.37	5.61	0.00104	5.60	4.00	ok	38.88	30.50	0.90
1.88	4.26	5.37	5.61	0.00104	5.60	3.99	ok	38.88	30.49	0.91

Caso A-CFE
Tabique multiperforado

Reglamento de la Comisión Federal de Electricidad (CFE, 1993)

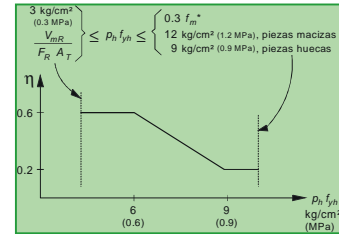
Cs=0.64

MUROS PLANTA BAJA
CASO A (BASES EMPOTRADAS)
DEFINICION DE VALORES

- Esfuerzo cortante de diseño de la mampostería
- Resistencia de diseño a la compresión de la mampostería
- Incremento de la fuerza cortante (inciso 4.3.2)
- factor de carga axial a tensión para determinar P
- Eficiencia del refuerzo horizontal
- Porcentaje del refuerzo horizontal
- Esfuerzo de fluencia del refuerzo horizontal

CFE
Cs=0.64 (ZONA C, TERRENO II)
ESTRUCTURA REGULAR (1.0)
Qx=Qy=1.5

- v* = 5.5 kg/cm²
- f'm = 90 kg/cm²
- 1.25
- 0.5
- 0.6
- 0.001
- 6000



ELEM.	Sec	bx	by	LONG. muro (m)	A(m²) (m²)	DIR	Cc	Fax (ton)	Fay (ton)	Faz (ton)	Max (ton-m)	May (ton-m)	Maz (ton-m)	Esfuerzo Cortante Dir X (kg/cm²)	Esfuerzo Cortante Dir Y (kg/cm²)	Esfuerzo Axial (kg/cm²)	Cortante increm. Dir X (kg/cm²)	Cortante increm. Dir Y (kg/cm²)
3		1.70	0.12	1.70	0.2	X	2	9.36	0.01	11.86	0.01	20.91	0.00	4.59	0.01	5.81	4.59	0.01
4		1.70	0.12	1.70	0.2	X	2	9.36	0.01	11.86	0.01	20.91	0.00	4.59	0.01	5.82	4.59	0.01
19		1.73	0.12	1.73	0.2	X	2	9.73	0.01	13.68	0.00	22.67	0.00	4.69	0.00	6.59	4.69	0.00
21		3.00	0.12	3.00	0.4	X	2	20.03	0.01	31.96	0.01	73.76	0.00	5.56	0.00	8.88	5.56	0.00
22		3.00	0.12	3.00	0.4	X	2	20.03	0.01	31.96	0.01	73.75	0.00	5.56	0.00	8.88	5.56	0.00
29		1.48	0.12	1.48	0.2	X	2	5.40	0.04	17.50	0.03	15.07	0.01	3.04	0.02	9.85	3.04	0.02
32		1.48	0.12	1.48	0.2	X	2	5.40	0.04	17.50	0.03	15.07	0.01	3.04	0.02	9.85	3.04	0.02
35		1.49	0.12	1.49	0.2	X	2	7.07	0.02	18.54	0.02	14.23	0.00	3.96	0.01	10.37	3.96	0.01
36		1.49	0.12	1.49	0.2	X	2	7.07	0.02	18.54	0.02	14.23	0.00	3.96	0.01	10.37	3.96	0.01
37		1.61	0.12	1.61	0.2	X	2	8.25	0.03	6.17	0.03	16.95	0.00	4.27	0.02	3.19	4.27	0.02
38		1.61	0.12	1.61	0.2	X	2	8.25	0.03	6.17	0.03	16.96	0.00	4.27	0.02	3.19	4.27	0.02
51		3.00	0.12	3.00	0.4	X	2	18.42	0.01	27.71	0.01	70.33	0.00	5.12	0.00	7.70	5.12	0.00
52		3.00	0.12	3.00	0.4	X	2	18.42	0.01	27.72	0.01	70.34	0.00	5.12	0.00	7.70	5.12	0.00
73		1.70	0.12	1.70	0.2	X	2	7.98	0.02	1.69	0.03	15.81	0.01	3.91	0.01	0.83	3.91	0.01
74		1.41	0.12	1.41	0.2	X	2	5.85	0.04	21.78	0.05	10.40	0.01	3.46	0.03	12.87	3.46	0.03
75		1.41	0.12	1.41	0.2	X	2	5.85	0.04	21.78	0.05	10.40	0.01	3.46	0.03	12.87	3.46	0.03
76		1.70	0.12	1.70	0.2	X	2	7.98	0.02	1.69	0.03	15.81	0.01	3.91	0.01	0.83	3.91	0.01

valor mínimo de v*/(Fr_{f'yh}) 0.00066
 valor máximo de v*/(Fr_{f'yh}) 0.00126
 valor mínimo de v*/(Fr) 3.95
 valor máximo de v*/(Fr) 7.56
 ρ_h f'yh 6
 Valores máximos 0.3 f'm 27
 9 kg/cm² 9

Axial increm. Dir Z (kg/cm²)	Carga Axial mínima (ton)	Carga Axial máxima (ton)	v* (kg/cm²)	v*/(Fr _{f'yh})	v*-v _x (kg/cm²)	v*-v _y (kg/cm²)	ESTADO	Pr (ton)	Pr-Pu (ton)	As (cm²)
5.81	7.25	9.09	5.10	0.00094	0.01	5.09	ok	66.10	43.05	4.89
5.82	7.25	9.09	5.10	0.00094	0.01	5.09	ok	66.10	43.05	4.89
6.59	8.14	10.47	5.09	0.00094	-0.12	5.09	no pasa	67.26	40.70	5.26
8.88	14.30	18.17	4.80	0.00089	-1.47	4.80	no pasa	116.64	61.49	10.52
8.88	14.30	18.17	4.80	0.00089	-1.47	4.80	no pasa	116.64	61.49	10.52
9.85	8.61	11.13	4.91	0.00091	1.48	4.88	ok	57.54	26.05	4.50
9.85	8.61	11.13	4.91	0.00091	1.48	4.88	ok	57.54	26.05	4.50
10.37	7.16	9.05	4.62	0.00085	0.19	4.60	ok	57.93	27.58	4.49
10.37	7.16	9.05	4.62	0.00085	0.19	4.60	ok	57.93	27.58	4.49
3.19	7.11	8.89	5.47	0.00101	0.68	5.46	ok	62.60	46.03	3.75
3.19	7.11	8.89	5.47	0.00101	0.68	5.46	ok	62.60	46.03	3.75
7.70	13.67	17.28	4.91	0.00091	-0.92	4.91	no pasa	116.64	67.15	9.78
7.70	13.67	17.28	4.91	0.00091	-0.92	4.91	no pasa	116.64	67.15	9.78
0.83	6.75	8.42	5.69	0.00105	1.24	5.67	ok	66.10	54.97	2.93
12.87	3.90	4.88	3.84	0.00071	-0.09	3.81	no pasa	54.82	25.50	4.28
12.87	3.90	4.88	3.84	0.00071	-0.09	3.81	no pasa	54.82	25.50	4.28
0.83	6.75	8.42	5.69	0.00105	1.24	5.67	ok	66.10	54.97	2.93

MUROS PLANTA BAJA
CASO A (BASES EMPOTRADAS)
 DEFINICION DE VALORES

Esfuerzo cortante de diseño de la mampostería

Resistencia de diseño a la compresión de la mampostería

Incremento de la fuerza cortante (inciso 4.3.2)

factor de carga axial a tensión para determinar P

Eficiencia del refuerzo horizontal

Porcentaje del refuerzo horizontal

Esfuerzo de fluencia del refuerzo horizontal

CFE

Cs=0.64 (ZONA C, TERRENO II)

ESTRUCTURA REGULAR (1.0)

Qx=Qy=1.5

v* = 5.5 kg/cm²

f'm = 90 kg/cm²

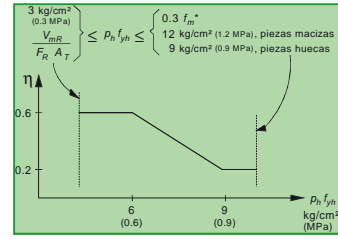
1.25

0.5

0.6

0.001

6000



ELEM.	Sec	bx	by	LONG. muro (m)	A(m ²) (m ²)	DIR	Cc	Fax Fbx (ton)	Fay Fby (ton)	Faz Fbz (ton)	Max Mbx (ton-m)	May Mby (ton-m)	Maz Mbz (ton-m)	Esfuerzo Cortante Dir X (kg/cm ²)	Esfuerzo Cortante Dir Y (kg/cm ²)	Esfuerzo Axial (kg/cm ²)	Cortante increm. Dir X (kg/cm ²)	Cortante increm. Dir Y (kg/cm ²)
15		0.12	3.67	3.67	0.4	Y	3	0.03	16.41	31.01	41.25	0.04	0.00	0.01	3.73	7.04	0.01	3.73
16		0.12	3.67	3.67	0.4	Y	3	0.03	16.43	31.02	41.28	0.04	0.00	0.01	3.73	7.04	0.01	3.73
23		0.12	3.00	3.00	0.4	Y	3	0.03	13.40	14.72	25.58	0.02	0.00	0.01	3.72	4.09	0.01	3.72
24		0.12	3.00	3.00	0.4	Y	3	0.03	13.40	14.72	25.58	0.02	0.00	0.01	3.72	4.09	0.01	3.72
27		0.12	3.33	3.33	0.4	Y	3	0.01	15.55	8.29	32.15	0.03	0.01	0.00	3.89	2.07	0.00	3.89
28		0.12	3.33	3.33	0.4	Y	3	0.01	15.56	8.29	32.18	0.03	0.01	0.00	3.89	2.07	0.00	3.89
43		0.12	2.85	2.85	0.3	Y	3	0.01	12.65	5.16	23.72	0.01	0.01	0.00	3.70	1.51	0.00	3.70
44		0.12	2.85	2.85	0.3	Y	3	0.01	12.67	5.15	23.74	0.01	0.01	0.00	3.70	1.51	0.00	3.70
53		0.12	3.00	3.00	0.4	Y	3	0.00	9.36	14.08	37.05	0.01	0.00	0.00	2.60	3.91	0.00	2.60
56		0.12	3.04	3.04	0.4	Y	3	0.01	12.70	23.64	27.95	0.02	0.01	0.00	3.48	6.48	0.00	3.48
57		0.12	3.04	3.04	0.4	Y	3	0.01	12.72	23.64	27.97	0.02	0.01	0.00	3.49	6.48	0.00	3.49
66		0.12	2.60	2.60	0.3	Y	3	0.03	10.39	1.89	31.91	0.05	0.03	0.01	3.33	0.61	0.01	3.33
67		0.12	2.60	2.60	0.3	Y	3	0.03	10.42	1.90	31.94	0.05	0.03	0.01	3.34	0.61	0.01	3.34
68		0.12	1.43	1.43	0.2	Y	3	0.03	3.01	14.57	6.11	0.04	0.02	0.02	1.76	8.49	0.02	1.76
69		0.12	1.43	1.43	0.2	Y	3	0.03	3.02	14.56	6.11	0.04	0.02	0.02	1.76	8.49	0.02	1.76

valor mínimo de v*(Fr_{f_{yh}}) 0.00066

valor máximo de v*(Fr_{f_{yh}}) 0.00126

valor mínimo de v*(Fr) 3.95

valor máximo de v*(Fr) 7.56

ρ_h^{f_{yh}} 6

Valores máximos 0.3 f'm 27

9 kg/cm² 9

Axial increm. Dir Z (kg/cm ²)	Carga Axial mínima (ton)	Carga Axial máxima (ton)	v* (kg/cm ²)	v*/(Fr _{f_{yh}})	v*-v _x (kg/cm ²)	v*-v _y (kg/cm ²)	ESTADO	Pr (ton)	Pr-Pu (ton)	As (cm ²)
7.04	14.62	18.20	4.87	0.00090	4.87	0.75	ok	142.69	88.56	5.55
7.04	14.62	18.20	4.87	0.00090	4.87	0.75	ok	142.69	88.55	5.56
4.09	14.76	19.01	5.47	0.00101	5.43	1.15	ok	116.64	79.53	3.10
4.09	14.76	19.01	5.47	0.00101	5.43	1.15	ok	116.64	79.54	3.10
2.07	13.53	16.85	5.54	0.00103	5.54	1.25	ok	129.47	101.81	3.04
2.07	13.53	16.85	5.54	0.00103	5.54	1.24	ok	129.47	101.81	3.05
1.51	11.68	14.53	5.62	0.00104	5.62	1.55	ok	110.81	89.15	2.45
1.51	11.68	14.53	5.63	0.00104	5.62	1.54	ok	110.81	89.16	2.45
3.91	18.30	23.45	5.75	0.00106	5.75	2.70	ok	116.64	75.36	4.12
6.48	12.21	15.14	4.95	0.00092	4.95	1.12	ok	118.20	75.53	4.36
6.48	12.21	15.14	4.95	0.00092	4.95	1.12	ok	118.20	75.53	4.37
0.61	12.13	15.30	5.87	0.00109	5.86	2.11	ok	101.09	82.17	3.55
0.61	12.13	15.30	5.87	0.00109	5.85	2.10	ok	101.09	82.16	3.56
8.49	6.75	8.49	4.84	0.00090	4.82	2.82	ok	55.60	30.23	2.25
8.49	6.75	8.49	4.84	0.00090	4.82	2.82	ok	55.60	30.24	2.25

Caso E

Tabique multiperforado modelando la cimentación por medio de resortes equivalentes

Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (GDF, 2002b)

Cs=0.4

**MUROS PLANTA BAJA
CASO E (MODELO CON CIMENTACIÓN)
DEFINICION DE VALORES**

Esfuerzo cortante de diseño de la mampostería

Resistencia de diseño a la compresión de la mampostería

Incremento de la fuerza cortante (inciso 4.3.2)

factor de carga axial a tensión para determinar P

Eficiencia del refuerzo horizontal

Porcentaje del refuerzo horizontal

Esfuerzo de fluencia del refuerzo horizontal

REGLAMENTO DEL DISTRITO FEDERAL

Cs=0.40 (ZONA DE LAGO, C=0.40)

ESTRUCTURA REGULAR (1.0)

Qx=Qy= 1.5

v* = 5.5 kg/cm²

f*m = 90 kg/cm²

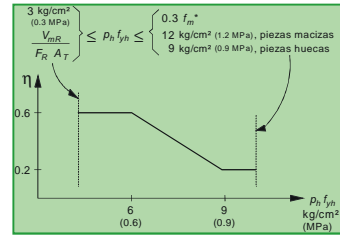
1.25

0.5

0.6

0.001

6000



ELEM.	Sec	bx	by	LONG. muro (m)	A(m ²) (m ²)	DIR	Cc	Fax Fbx (ton)	Fay Fby (ton)	Faz Fbz (ton)	Max Mbx (ton-m)	May Mby (ton-m)	Maz Mbz (ton-m)	Esfuerzo Cortante Dir X (kg/cm ²)	Esfuerzo Cortante Dir Y (kg/cm ²)	Esfuerzo Axial (kg/cm ²)	Cortante inrem. Dir X (kg/cm ²)	Cortante inrem. Dir Y (kg/cm ²)
1072		0.70	0.12	0.70	0.1	X	2	1.75	0.01	11.87	0.01	3.21	0.00	2.09	0.01	14.13	2.09	0.01
1078		1.70	0.12	1.70	0.2	X	2	7.30	0.02	4.73	0.04	19.92	0.00	3.58	0.01	2.32	3.58	0.01
1110		1.70	0.12	1.70	0.2	X	2	7.29	0.02	4.66	0.04	19.91	0.00	3.57	0.01	2.29	3.57	0.01
1115		0.70	0.12	0.70	0.1	X	2	1.75	0.01	11.85	0.01	3.20	0.00	2.08	0.01	14.11	2.08	0.01
1476		1.73	0.12	1.73	0.2	X	2	7.77	0.04	1.90	0.06	21.66	0.01	3.74	0.02	0.92	3.74	0.02
1885		1.48	0.12	1.48	0.2	X	2	5.96	0.01	11.38	0.02	17.43	0.01	3.36	0.01	6.41	3.36	0.01
1929		1.48	0.12	1.48	0.2	X	2	5.96	0.01	11.38	0.02	17.43	0.01	3.36	0.01	6.41	3.36	0.01
3206		1.41	0.12	1.41	0.2	X	2	6.23	0.08	11.86	0.08	13.36	0.02	3.68	0.05	7.01	3.68	0.05
3215		1.41	0.12	1.41	0.2	X	2	6.23	0.08	11.86	0.08	13.35	0.02	3.68	0.05	7.01	3.68	0.05

valor mínimo de v*/(Fr _{yh})	0.00074
valor máximo de v*/(Fr _{yh})	0.00127
valor mínimo de v*/(Fr)	4.44
valor máximo de v*/(Fr)	7.63
ρ _h * f _{yh}	6
Valores máximos	0.3 f'm
	9 kg/cm ²

Axial inrem. Dir Z (kg/cm ²)	Carga Axial minima (ton)	Carga Axial máxima (ton)	v* (kg/cm ²)	v*/(Fr _{yh})	v*-v _x (kg/cm ²)	v*-v _y (kg/cm ²)	ESTADO	Pr (ton)	Pr-Pu (ton)	As (cm ²)
14.13	3.06	3.80	4.03	0.00075	1.64	4.02	ok	27.22	9.98	2.45
2.32	6.06	7.60	5.40	0.00100	1.26	5.39	ok	66.10	52.53	4.14
2.29	5.84	7.33	5.38	0.00100	1.22	5.36	ok	66.10	52.91	4.15
14.11	2.95	3.66	4.00	0.00074	1.60	3.99	ok	27.22	10.15	2.46
0.92	10.18	13.09	6.09	0.00113	1.83	6.06	ok	67.26	50.76	3.81
6.41	8.81	11.35	5.39	0.00100	1.62	5.38	ok	57.54	32.54	4.51
6.41	8.80	11.34	5.39	0.00100	1.63	5.38	ok	57.54	32.54	4.51
7.01	3.48	4.37	4.55	0.00084	-0.14	4.47	no pasa	54.82	36.97	4.19
7.01	3.48	4.36	4.55	0.00084	-0.14	4.47	no pasa	54.82	36.98	4.19

**MUROS PLANTA BAJA
CASO E (MODELO CON CIMENTACIÓN)**
DEFINICION DE VALORES

Esfuerzo cortante de diseño de la mampostería

Resistencia de diseño a la compresión de la mampostería

Incremento de la fuerza cortante (inciso 4.3.2)

factor de carga axial a tensión para determinar P

Eficiencia del refuerzo horizontal

Porcentaje del refuerzo horizontal

Esfuerzo de fluencia del refuerzo horizontal

REGLAMENTO DEL DISTRITO FEDERAL

Cs=0.40 (ZONA DE LAGO, C=0.40)

ESTRUCTURA REGULAR (1.0)

Qx=Qy= 1.5

v* = 5.5 kg/cm²

f*m = 90 kg/cm²

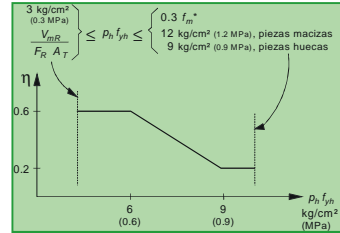
1.25

0.5

0.6

0.001

6000



ELEM.	Sec	bx	by	LONG. muro (m)	A(m ²) (m ²)	DIR	Cc	Fax Fbx (ton)	Fay Fby (ton)	Faz Fbz (ton)	Max Mbx (ton-m)	May Mby (ton-m)	Maz Mbz (ton-m)	Esfuerzo Cortante Dir X (kg/cm ²)	Esfuerzo Cortante Dir Y (kg/cm ²)	Esfuerzo Axial (kg/cm ²)	Cortante incom. Dir X ₂ (kg/cm ²)	Cortante incom. Dir Y ₂ (kg/cm ²)
1072		0.70	0.12	0.70	0.1	X	2	1.75	0.01	11.87	0.01	3.21	0.00	2.09	0.01	14.13	2.09	0.01
1078		1.70	0.12	1.70	0.2	X	2	7.30	0.02	4.73	0.04	19.92	0.00	3.58	0.01	2.32	3.58	0.01
1110		1.70	0.12	1.70	0.2	X	2	7.29	0.02	4.66	0.04	19.91	0.00	3.57	0.01	2.29	3.57	0.01
1115		0.70	0.12	0.70	0.1	X	2	1.75	0.01	11.85	0.01	3.20	0.00	2.08	0.01	14.11	2.08	0.01
1476		1.73	0.12	1.73	0.2	X	2	7.77	0.04	1.90	0.06	21.66	0.01	3.74	0.02	0.92	3.74	0.02
1885		1.48	0.12	1.48	0.2	X	2	5.96	0.01	11.38	0.02	17.43	0.01	3.36	0.01	6.41	3.36	0.01
1929		1.48	0.12	1.48	0.2	X	2	5.96	0.01	11.38	0.02	17.43	0.01	3.36	0.01	6.41	3.36	0.01
3206		1.41	0.12	1.41	0.2	X	2	6.23	0.08	11.86	0.08	13.36	0.02	3.68	0.05	7.01	3.68	0.05
3215		1.41	0.12	1.41	0.2	X	2	6.23	0.08	11.86	0.08	13.35	0.02	3.68	0.05	7.01	3.68	0.05

valor mínimo de v*(Frfyh) 0.00074

valor máximo de v*(Frfyh) 0.00127

valor mínimo de v*(Fr) 4.44

valor máximo de v*(Fr) 7.63

Ph fyh 6

Valores máximos 0.3 f*m 27

9 kg/cm² 9

Axial incom. Dir Z (kg/cm ²)	Carga Axial mínima (ton)	Carga Axial máxima (ton)	v* (kg/cm ²)	v*(Frfyh) (kg/cm ²)	v*-vx (kg/cm ²)	v*-vy (kg/cm ²)	ESTADO	Pr (ton)	Pr-Pu (ton)	As (cm ²)
14.13	3.06	3.80	4.03	0.00075	1.64	4.02	ok	27.22	9.98	2.45
2.32	6.06	7.60	5.40	0.00100	1.26	5.39	ok	66.10	52.53	4.14
2.29	5.84	7.33	5.38	0.00100	1.22	5.36	ok	66.10	52.91	4.15
14.11	2.95	3.66	4.00	0.00074	1.60	3.99	ok	27.22	10.15	2.46
0.92	10.18	13.09	6.09	0.00113	1.83	6.06	ok	67.26	50.76	3.81
6.41	8.81	11.35	5.39	0.00100	1.62	5.38	ok	57.54	32.54	4.51
6.41	8.80	11.34	5.39	0.00100	1.63	5.38	ok	57.54	32.54	4.51
7.01	3.48	4.37	4.55	0.00084	-0.14	4.47	no pasa	54.82	36.97	4.19
7.01	3.48	4.36	4.55	0.00084	-0.14	4.47	no pasa	54.82	36.98	4.19

7.5.2.4 *Comentarios de los métodos y de resultados*

A continuación se hacen algunos comentarios de los tres métodos utilizados:

Método simplificado (A):

Limitaciones:

- Se supone como hipótesis de partida que la distribución de la fuerza cortante es proporcional al área de los muros, o a la longitud cuando los muros tienen el mismo espesor. Esta hipótesis es adecuada cuando el comportamiento del muro es predominantemente a cortante, de otra forma es debatible.
- No se pueden incorporar la influencia de dinteles, pretilas, vacíos, rampas de escalera, etc.
- Se desprecian los momentos flexionantes en los muros.
- No se puede determinar cuales muros están escasos.
- No es posible revisar sistemas híbridos constituidos por muros de mampostería y de concreto.
- No es posible determinar los desplazamientos laterales.
- No se pueden evaluar los elementos mecánicos en la cimentación.
- No es posible determinar las propiedades dinámicas de la estructura.
- Los coeficientes sísmicos reducidos se definen únicamente en función del número de pisos y del tipo de mampostería sin tomar en cuenta las propiedades dinámicas.
- Se desprecia, en la respuesta del inmueble, la influencia de masas concentradas, como tanques de agua ubicados en azoteas.

Ventajas:

- Es un método sencillo.
- Adecuado para estructuras simétricas y sencillas.
- Permite determinar la eficiencia del sistema estructural.
- Es un método de control indispensable cuando se aplican métodos más refinados.

Método estático (B):

Limitaciones:

- No se pueden incorporar el acoplamiento que proporciona el sistema de piso a los muros, ni tampoco se puede incorporar, por la misma razón, la influencia de vacíos y escaleras.
- Se desprecia la presencia de pretilas.

- En los muros cortos, al ser considerarlos como en voladizo, no se está considerando el acoplamiento con los demás muros y con el sistema de piso y por ende se está sobre estimando el momento flexionante.
- Se observa que los resultados obtenidos por este método y el método C son similares en cuanto a la resistencia a esfuerzos cortantes, no siendo así la determinación de las áreas de acero por flexión, resultando más conservador el método B en cuanto a la obtención de acero de refuerzo en los extremos.
- No es posible evaluar las tensiones por sismo en los muros de mampostería.

Ventajas:

- Se puede aplicar de manera sencilla a estructuras irregulares.
- Proporciona la información necesaria para el diseño de cada uno de los muros.
- Permite revisar sistemas combinados con muros de concreto, excepto aquellos en los que se tienen plantas bajas suaves.
- Se pueden incorporar todas las hipótesis del análisis sísmico.

Método tridimensional (C):**Limitaciones:**

- Es difícil y laborioso incorporar en un análisis tridimensional la excentricidad accidental reglamentaria.
- Para el caso en el cual el espectro de diseño cuente con una rama ascendente, es necesario modelar todos los elementos que constituyen el muro, tales como castillos, dadas, pretilas, dintel, etc., con el objeto de determinar adecuadamente la rigidez de la estructura. Para los espectros sin rama ascendente será necesario con definir, con la mayor exactitud posible, la rigidez relativa entre muros.
- De la misma manera y con el objeto de evaluar adecuadamente la rigidez de la estructura es indispensable determinar correctamente el módulo de elasticidad y de cortante, E_m y G_m .
- Dado que se trata de un modelo elástico no se puede predecir el comportamiento cuando se presente agrietamiento en alguno de los muros. Esto deberá contemplarse en los procesos de diseño. Es importante señalar que el comportamiento de la mampostería deja de ser no lineal a niveles de distorsión muy pequeños, como se puede observar en las figuras 7.11 y 7.12.

Ventajas y recomendaciones:

- Se recomienda que los muros largos, como los ubicados en los ejes “1” y “15”, se dividan de tal forma que la relación largo-altura no sea mayor a 2.
- Al utilizar la analogía de la columna ancha es indispensable utilizar un sistema que tome en cuenta las deformaciones por cortante.
- Con este método es factible determinar las distorsiones, angulares y lineales, que pueden compararse con las recomendaciones que provienen de los ensayos experimentales de muros de mampostería (Sánchez y otros, 1996).
- Con este método se puede llevar a cabo el análisis de sistemas híbridos formados por concreto y mampostería.
- Es necesario modelar adecuadamente las losas y esto se puede lograr satisfactoriamente por medio de diagonales equivalentes con la calibración correspondiente.
- Dadas las herramientas de análisis con las que se cuenta, comunicadas con programas de dibujo como Auto-Cad, este método puede ser de fácil implementación.
- Si no se toma en cuenta la interacción suelo-estructura puede haber errores en la respuesta dinámica del inmueble. Sin embargo, a través de este método puede ser factible, de manera sencilla, la modelación de la cimentación por medio de resortes equivalentes.
- Una vez obtenidos los elementos mecánicos es relativamente sencillo llevar a cabo la revisión de los muros.
- Se puede implementar a estructuras irregulares y a inmuebles que cuenten con pisos blancos, ambos cada vez más comunes.
- Se pueden hacer análisis de temperatura. La mampostería es muy sensible a cambios de temperatura, principalmente el último nivel cuya losa tiene gradientes de temperatura importantes; el refuerzo horizontal ha demostrado ser muy importante para limitar los fisuramientos producidos por los cambios de temperatura. Cuando se tengan inmuebles de mampostería con longitudes mayores a 25 ó 30 m se recomienda hacer juntas constructivas o bien será indispensable hacer un análisis de temperatura.
- Para la determinación de las fuerzas por sismo es muy importante considerar los resultados de los múltiples ensayos que se han hecho para tener presente que:

El comportamiento de la mampostería deja de ser no lineal a niveles de distorsiones muy pequeños (de 0.001 a 0.003) como se observa en la figuras 7.11 y 7.12.

La pérdida de rigidez del sistema es muy rápida, para distorsiones muy pequeñas de 0.001 se pudo haber perdido el 50% de la rigidez y por lo tanto haber crecido la respuesta por sismo. La pérdida de rigidez de un sistema de mampostería puede verse en la figura 7.33.

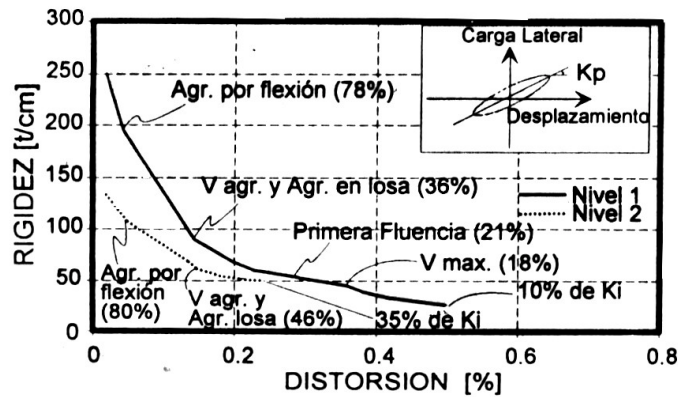


Figura 7.33 Degradación de la rigidez de ciclo en cada nivel (Sánchez y otros, 1996)

- Una de las grandes ventajas es la determinación de las distorsiones laterales las cuales es importante compararlas con las permisibles; parámetro de control indispensable en el diseño de una estructura de mampostería.

7.6 COMENTARIOS GENERALES PARA EL ANÁLISIS Y LA REVISIÓN DE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA

7.6.1 ESPECTROS DE DISEÑO

La elección del espectro de diseño forma parte de una especificación. Sin embargo hay que tener en cuenta que si los periodos dominantes de la estructura se encuentran en la parte ascendente del espectro, al degradarse la estructura, su respuesta irá incrementándose a lo largo del tiempo. Este aspecto tendrá que tomarse en cuenta en la etapa de diseño y en el detallado de los muros.

7.6.2 FACTORES DE COMPORTAMIENTO SÍSMICO Q

Es muy importante seleccionar adecuadamente el factor de comportamiento sísmico en función del tipo de mampostería. Para ello es necesario estar sensibilizado al comportamiento de los diferentes sistemas. La mayor parte de la experiencia lo muestran los ensayos probados en el laboratorio. Para ello se describen a continuación algunos aspectos relevantes para distintos sistemas de mampostería:

Mampostería confinada. Este sistema ha demostrado, a través de los ensayos de laboratorio, tener respuestas histeréticas estables. En Alcocer y otros (1994), se menciona que las dadas y castillos que se colocan para confinar, tienen como objetivo proporcionar ductilidad pero no modifican significativamente la carga que produce el agrietamiento diagonal del muro y en las NTCM (GDF, 2002a), se define la capacidad adicional que puede dársele al sistema por la presencia del refuerzo horizontal. En la misma referencia se definen los valores de Q que pueden asociarse a la mampostería confinada:

“Para el diseño por sismo, se usará $Q=2$ cuando las piezas sean macizas o bien cuando se usen piezas multiperforadas con refuerzo horizontal con al menos la cuantía mínima y que estén confinados con castillos exteriores. Se usará $Q=1.5$ cuando los muros sean de piezas huecas, independientemente de la cuantía de refuerzo horizontal o tipo de castillo.”

Nuevamente se está reconociendo la capacidad de deformación y la estabilidad de los ciclos de histéresis que han demostrado tener los sistemas confinados con refuerzo horizontal.

Muros reforzados interiormente. De acuerdo con Hernández (1996), y Alcocer y otros, (1997), los muros reforzados interiormente han demostrado un excelente desempeño estructural, teniendo una buena capacidad de deformación. Adicionalmente se manifiesta que el refuerzo horizontal es la variable que más influye para el buen comportamiento, que además de dar capacidad de deformación hace que se incremente la carga correspondiente a la del agrietamiento diagonal. De la misma forma que para los muros confinados se puede definir la contribución del refuerzo horizontal a la resistencia. Para este tipo de sistemas en las NTCM se asocia un $Q=1.5$.

Muros no reforzados. Los muros no reforzados han demostrado no tener capacidad de deformación, teniendo un comportamiento del tipo frágil y por lo tanto se deberá garantizar que su comportamiento ante eventos sísmicos será elástico. Por esta razón Q deberá ser igual a 1.

7.6.3 MODELACIÓN DE MUROS DE MAMPOSTERÍA

De acuerdo con Sánchez (1996) y Bazán (1998) la analogía de la columna ancha ha demostrado ser un método adecuado para modelar muros de mampostería; otros métodos también pueden ser adecuados como el de elementos finitos, el de puntales y tensores, etc., siempre y cuando se lleve a cabo la evaluación y calibración del método. A continuación se dan algunas recomendaciones con relación al método de la columna ancha:

- Se deberá evaluar la rigidez de los muros con la mayor precisión posible, tomando en cuenta la presencia de castillos, esto es, considerando la sección transformada.
- Para las zonas de rigidez infinita bastará con asignarle una sección del mismo ancho del muro y una altura equivalente a la del entrepiso.
- Los sistemas de piso pueden ser representados con buena precisión por medio de diagonales equivalentes. Se ha observado que el modelo es poco sensible a la rigidez que se le asigne a las diagonales, sin embargo, es necesario calibrar el método. Para sistema de piso prefabricados, como vigueta y bovedilla, con capa de compresión pequeñas, de 3 a 4 cm, es necesario hacer un estudio detallado de la rigidez que proporciona el sistema de piso.
- Si se requiere definir con exactitud los periodos de vibración del inmueble es importante establecer con la mayor exactitud posible el módulo de elasticidad de la mampostería E_m y el de cortante G_m . Esto es crítico cuando la respuesta de la estructura se encuentra en la parte ascendente del espectro de diseño. Los valores que proporcionan los distintos reglamentos son muy generales y por lo tanto se pueden cometer errores; es indispensable que se definan a partir de ensayos de laboratorio.
- Es muy importante que los pretilos y aberturas sean modelados con el objeto de poder estimar la rigidez en forma adecuada; estos elementos también pueden ser modelados por medio de la columna ancha.
- Es importante señalar que los análisis elásticos, cualquiera que sea el método de modelación, solamente van a proporcionar información en el rango lineal y como se ha mencionado la mampostería deja de ser lineal a valores muy pequeños de desplazamientos laterales; por lo tanto, la información que se obtiene de los análisis lineales es muy limitada y uno de los objetivos que se pretende con estos métodos es una evaluación de la rigidez y por lo tanto la determinación de la fuerza sísmica y su distribución en función de las rigideces relativas.

7.6.4 CONDICIONES DE REGULARIDAD

El tipo de análisis que se seleccione tendrá que ser determinado por la regularidad de la estructura. Muchas estructuras del tipo de interés social no cumplen con las condiciones de regularidad, lo que obliga necesariamente a realizar análisis más detallados. En GDF (2002b) se describen las condiciones de regularidad y los requisitos para aplicar el método simplificado.

7.6.5 RESISTENCIA AL CORTANTE

En la expresión para evaluar la resistencia a cortante, $V_{mR} = F_R (0.5V_m^* A_T + 0.3P)$ que se definen en las NTCM (GDF, 2002a), se define a P como la carga vertical que actúa sobre el muro obteniendo al considerar las acciones permanentes, variables con intensidad instantánea y accidentales que conduzcan al menor valor y sin multiplicar por el factor de carga. Para el caso del método C se consideró una carga mínima probable obtenida al considerar exclusivamente la carga permanente afectada por un factor de 0.9. Adicionalmente las cargas axiales por sismo se consideraron como tensiones, restándoselas a la carga permanente. Queda la interrogante de la interacción del refuerzo vertical con cargas de tensión; en este caso es necesario hacer ensayos para determinar la interacción de castillos, dadas y elementos de mampostería sometidos a tensión.

Como se ha descrito con anterioridad el refuerzo horizontal proporciona una excelente capacidad a cortante; se señaló que la resistencia suministrada por el refuerzo horizontal puede ser mayor a la que proporciona el muro y el costo es marginal.

7.7 DETALLADO Y ASPECTOS CONSTRUCTIVOS DE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA

Después de haber logrado un buen diseño estructural que garantice que la mampostería tendrá un buen desempeño estructural, tanto en condiciones de servicio como ante eventos sísmicos, es necesario llevar a cabo una buena calidad constructiva, teniendo especial cuidado en los detalles constructivos esenciales. Tal es el caso de los siguientes conceptos:

- No traslapar el refuerzo horizontal y anclarlo adecuadamente a los castillos.
- Garantizar la adecuada penetración del mortero en los alvéolos cuando se tienen piezas multiperforadas.
- Verificar que el mortero cubra totalmente las caras verticales y horizontales en piezas multiperforadas y tabiques macizos.
- Proporcionar la calidad especificada al mortero.

- Verificar la calidad de las piezas indicada en planos.
- Construir adecuadamente los castillos, ya sean interiores o exteriores, con los anclajes correspondientes.
- Garantizar el llenado con concreto o mortero de los castillos interiores.
- Colocar los estribos de castillos indicados en planos con el adecuado gancho. Los estribos cercanos a la base y a techo son especialmente importantes.
- Detallar adecuadamente la unión entre muros perpendiculares, ya sea por medio de un cuatrapeo de las piezas o por medio de anclajes mecánicos, utilizando ganchos entre castillos.

Un error en estos aspectos pueden abatir considerablemente la capacidad de la estructura. Simplemente el traslapar el refuerzo horizontal o no anclarlo adecuadamente sería lo mismo a no colocarlo. La falta de penetración del mortero en los alvéolos disminuiría la resistencia de la mampostería o bien el colocar los estribos a una mayor separación a la indicada en los planos de proyecto sin los ganchos correspondientes abatiría el efecto del confinamiento. Desde un punto de vista constructivo la diferencia entre un sistema bueno y otro malo es pequeña.

En los siguientes dibujos se muestran algunos detalles afines a estos conceptos.

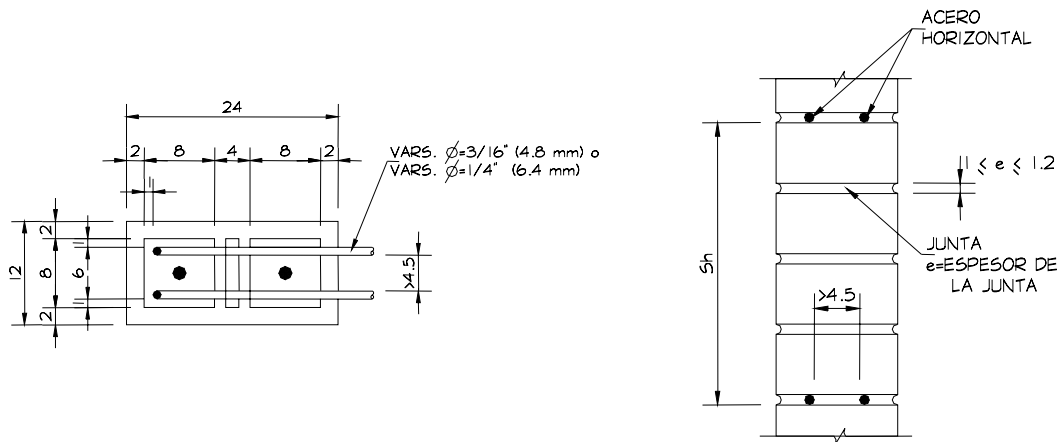


Figura 7.34 Detalle de colocación del refuerzo horizontal

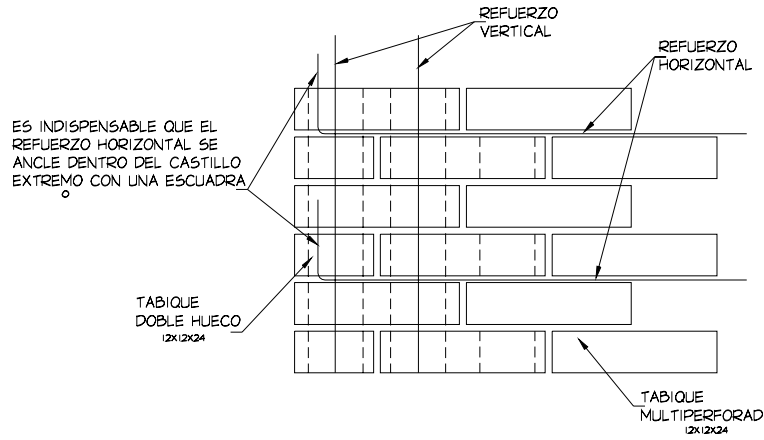


Figura 7.35 Detalle del anclaje del refuerzo horizontal

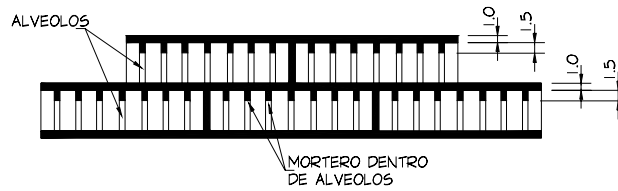


Figura 7.36 Detalle de penetración del mortero en los alvéolos

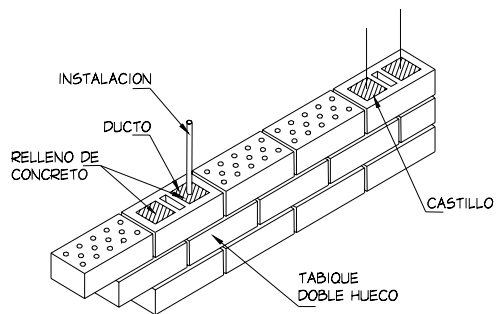


Figura 7.37 Detalle de colocación de ductos

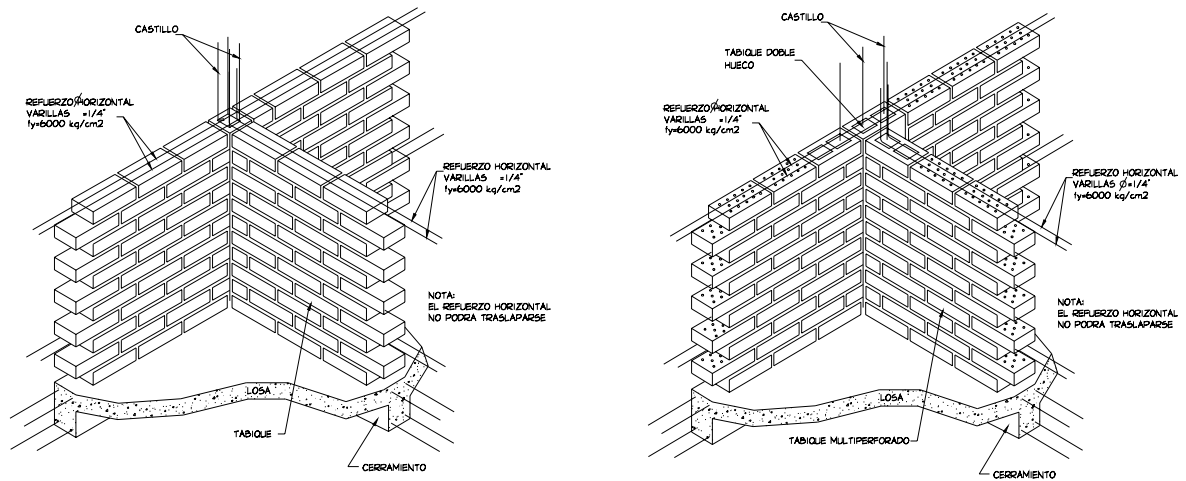


Figura 7.38 Mampostería confinada, con refuerzo horizontal

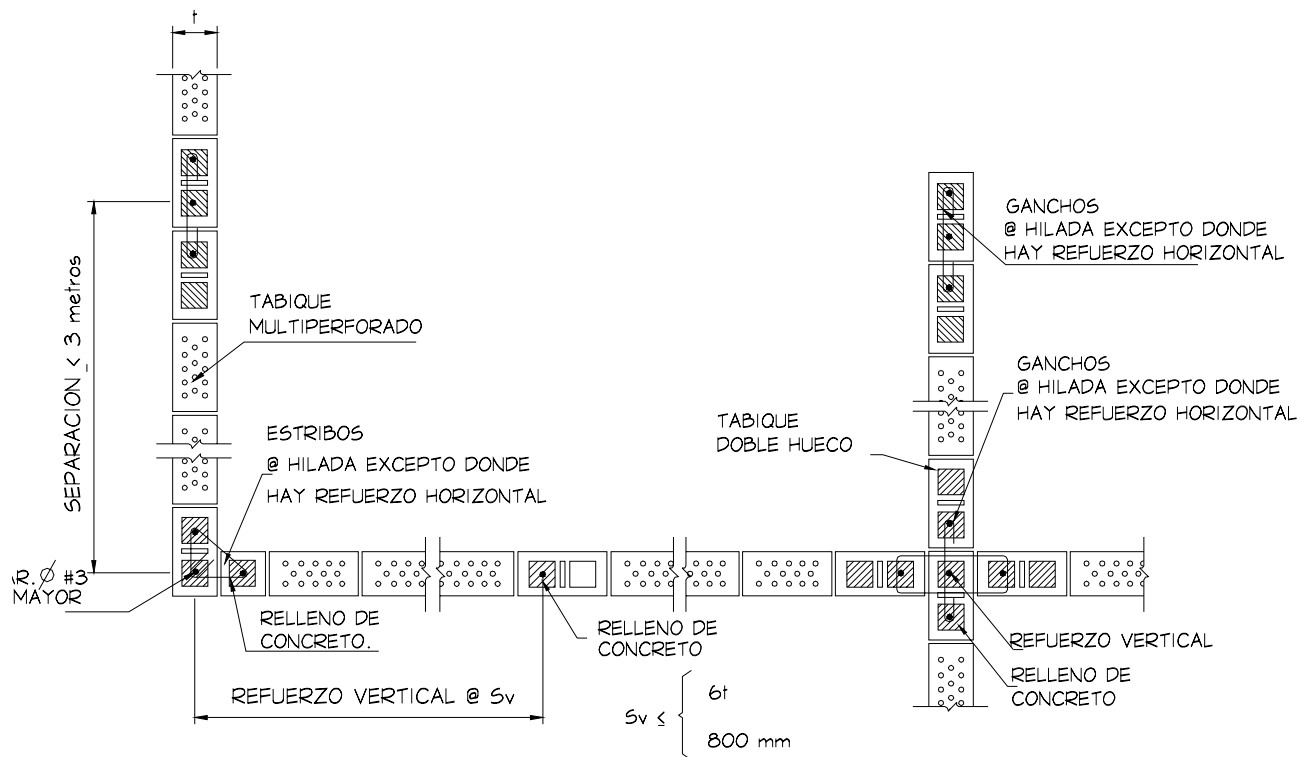


Figura 7.39 Detalle del castillo y de colocación del refuerzo horizontal

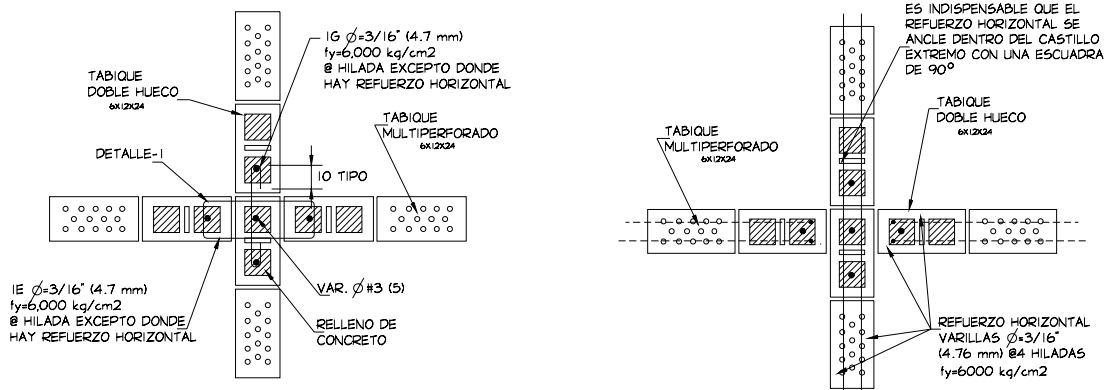


Figura 7.39 Detalle del castillo y de colocación del refuerzo horizontal (continuación)

7.8 CONCLUSIONES

Para la revisión de estructuras de mampostería es muy importante que se seleccione adecuadamente el método de análisis cumpliendo con las hipótesis de cada uno y teniendo en cuenta sus limitaciones. Adicionalmente es muy importante hacer una calibración con otras soluciones ya establecidas y hacer una verificación con el método estático. Los nuevos sistemas de análisis ligados a programas de dibujo dan la oportunidad de hacer modelos más refinados, los que tendrán que ir acompañados de procesos de revisiones globales, tales como los que proporciona el método simplificado de diseño.

Hay variables que influyen significativamente en los resultados obtenidos. Es necesario asignar el factor de comportamiento sísmico Q adecuado, definido en las NTCM (GDF, 2002a). Por otra parte los módulos de elasticidad E_m y G_m , así como el esfuerzo cortante de diseño v_m^* son tres de las variables más importantes. Para su determinación, además de considerar los valores reglamentarios, es necesario tener presente los resultados de las pruebas experimentales que recientemente se han elaborado.

Por lo que respecta a los sistemas de mampostería hoy se tienen las bases para poder diseñar y construir estructuras de muy buena calidad que tengan un excelente desempeño, principalmente ante sollicitaciones sísmicas; esto se logra por medio de los elementos de confinamiento, dadas y castillos, y del refuerzo horizontal. Se ha demostrado que el refuerzo horizontal es el elemento fundamental en cuanto a la resistencia, capacidad de deformación, patrones de agrietamiento, etc. lo que en conjunto con el confinamiento y piezas de buena calidad conducen a sistemas de mampostería de buena calidad. Paralelamente se menciona que la diferencia en el costo de la estructura entre la mampostería confinada con refuerzo horizontal y la mampostería simple es marginal, entre 2 a 5%, pero con una diferencia sustancial en su desempeño estructural, así como en

la presencia de agrietamiento bajo condiciones de servicio. Por otra parte la calidad de las piezas y el refuerzo horizontal son factores muy importantes para lograr resistencias adecuadas con excelentes capacidades de deformación.

De acuerdo con visitas realizadas a diferentes unidades habitacionales en la zona metropolitana, la mayoría de los sistemas de mampostería observados son no reforzadas con deficiencias sustanciales en su concepción o bien con errores constructivos de importancia. El paso entre lo deficiente y lo bueno es pequeño; simplemente se requiere orientar el diseño y la construcción de estructuras de mampostería hacia sistemas confinados y con refuerzo horizontal, empleando piezas de buena calidad.

Se concluye que una mampostería reforzada y confinada no es necesariamente es más cara que la no reforzada y sí en cambio presenta un mejor comportamiento sobre todo ante la presencia de las primeras fisuras y por lo tanto una mayor durabilidad. Sin embargo, es necesario garantizar este trabajo mediante un detallado adecuado y una buena supervisión de la manufactura de los muros.

Por otro lado, el tabique multiperforado reforzado y confinado, presenta una mejor relación de costo que el de barro recocido, debido al ahorro en la construcción de muros de concreto, teniendo ambos, cuando están correctamente elaborados, un comportamiento similar.

REFERENCIAS

ACI-530 (2002), "Building code requirements for masonry structures (ACI 530-02/ASCE 5-02/TMS 402-02), Specifications for masonry structures (ACI 530.1-02/ASCE 6-02/TMS 602-02)", American Concrete Institute.

Aguilar G., Cano G. y Alcocer S.M. (1994), "Efecto del refuerzo horizontal en el comportamiento de muros de mampostería ante cargas laterales", *Memorias del IX Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Vol. I, Zacatecas, Zac., México, octubre, pp. 66-74.

Alarcón-Chaires P. y Alcocer S.M. (1997), "Repercusión de las características mecánicas de la mampostería en el diseño sísmico", *Memorias del XI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Vol. I, Veracruz, Ver., México, noviembre, pp. 625-634.

Alcocer S.M. (1997), "Comportamiento sísmico de estructuras de mampostería: una revisión", *Memorias del XI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Vol. I, Artículo de estado del arte, Veracruz, Ver., México, noviembre, pp. 164-191.

Alcocer S.M., Aguilar G. y Cano G. (1995), "Determinación de las propiedades mecánicas de los tabiques extruidos tipo Vintex, Multex y Aremax", *Informe ES/01/95*, Centro Nacional de Prevención de Desastres, México, marzo, 65 pp.

Alcocer S.M., Sánchez T.A., Vázquez del Mercado R. y Díaz R.R. (1994) "Comportamiento ante cargas laterales de sistemas de muros de mampostería confinada con diferentes tipos de refuerzo horizontal", *Cuaderno de Investigación No. 17*, Centro Nacional de Prevención de Desastres, julio, pp. 77-95.

Alcocer S.M., Zepeda J.A. y Ojeda M. (1997), "Estudio de la factibilidad técnica del uso de tabique Vintex y Multex para vivienda económica", *Informe IEG/01/97*, Centro Nacional de Prevención de Desastres, México, julio, 126 pp.

Álvarez J.J. y Alcocer S.M. (1994), "Influencia del refuerzo horizontal y de la relación de aspecto en muros de mampostería confinada", *Memorias del IX Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Vol. II, Zacatecas, Zac., México, octubre, pp. 815-825.

Bazán E. y Meli R. (1998), "*Diseño sísmico de edificios*", Editorial Limusa-Noriega, México, D.F., 317 pp.

Comisión Federal de Electricidad (CFE, 1993), "Manual de Diseño de Obras Civiles, Diseño por Sismo", Comisión Federal de Electricidad, México, D.F.

Corona G., "ANEMGC", programa para la revisión de muros de mampostería.

Departamento del Distrito Federal (DDF, 1993), "Reglamento de construcciones para el Distrito Federal", *Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal*, México, D.F., 2 de agosto, 96 pp.

Departamento del Distrito Federal (DDF, 1995a), “Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de mampostería”, *Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal*, México, D.F., 27 de febrero, 16 pp.

Departamento del Distrito Federal (DDF, 1995b), “Normas técnicas complementarias de diseño por sismo”, *Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal*, México, D.F., 27 de febrero, 20 pp.

Gobierno del Distrito Federal (GDF, 2002a), “Normas técnicas complementarias para el diseño y construcción de estructuras de mampostería”, Anteproyecto del Comité de Normas, México, D.F., 47 pp.

Gobierno del Distrito Federal (GDF, 2002b), “Normas técnicas complementarias para diseño por sismo”, Anteproyecto del Comité de Normas, México, D.F., 22 pp.

Gobierno del Distrito Federal (GDF, 2002c), “Normas técnicas complementarias sobre criterios y acciones para el diseño estructural de las edificaciones”, Anteproyecto del Comité de Normas, México, D.F., 8 pp.

Hernández O. y Meli R. (1976), “Modalidades de refuerzo para mejorar el comportamiento sísmico de muros de mampostería”, *Informe No. 382*, Instituto de Ingeniería, UNAM, México, 35 pp.

Hernández O. (1996), “Comportamiento de muros construidos con tabique extruido sometidos a cargas laterales alternadas”, *Informe final*.

Instituto de Ingeniería (1992), “Comentarios y ejemplos de las normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de mampostería, DDF”, *Series del Instituto de Ingeniería N° ES-4*, UNAM, México D.F., enero, 119 pp.

Jean R. y Cesín J. (2000a), “Recomendaciones para el diseño y construcción de estructuras de mampostería”, *Primer Simposio Nacional de Estructuras de Mampostería para la Vivienda*, México, D.F., julio.

Jean R. y Cesín J. (2000b), “Recomendaciones para el diseño y construcción de estructuras de mampostería”, *Memorias del XIII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, León, Gto., México, noviembre, en disco compacto.

Meli R. (1979), “Comportamiento sísmico de muros de mampostería”, 2ª edición, *Informe No. 352*, Instituto de Ingeniería, UNAM, México, mayo, 141 pp.

Meli R. (1994), “Mampostería estructural. La práctica, la investigación y el comportamiento observado en México”, *Cuaderno de Investigación No. 17*, Centro Nacional de Prevención de Desastres, julio, pp. 3-23.

Meli R., Alcocer S.M. y Díaz-Infante, L.A. (1994), “Características estructurales de la vivienda de interés social en México”, *Cuaderno de Investigación N° 17*, Centro Nacional de Prevención de Desastres, julio, pp. 25-52.

Meli R. y Hernández O. (1971), "Propiedades de piezas para mampostería producidas en el Distrito Federal", *Informe No. 297*, Instituto de Ingeniería, UNAM, México, diciembre, 46 pp.

Meli R. y Salgado G. (1969), "Comportamiento de muros de mampostería sujetos a carga lateral", *Informe No. 237*, Instituto de Ingeniería, UNAM, México, septiembre, 107 pp.

Meli R. y Reyes G.A. (1971), "Propiedades mecánicas de la mampostería", *Ingeniería*, Vol. 41, No. 3, México.

Olvera A., Espino L. y Gallo G. (1995), "Informe de ensayos de compresión diagonal en muretes con tabique multiperforado".

Paulay T. y Priestley M.J.N. (1992), "*Seismic design of reinforced concrete and masonry structures*", John Wiley & Sons, Nueva York, 744 pp.

Ruiz J., Zepeda J.A., Alcocer S.M. y Meli R. (1994), "Reparación y refuerzo de una estructura tridimensional de mampostería confinada de dos niveles a escala natural", *Memorias del IX Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Vol. II, Zacatecas, Zac., México, octubre, pp. 596-605.

Sánchez T.A., Alcocer S.M. y Flores L. (1996) "Estudio experimental sobre una estructura de mampostería confinada tridimensional, construida a escala natural y sujeta a cargas laterales", *Memorias del X Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Vol. II, Mérida, Yuc., México, noviembre, pp. 909-918.

Tomažević M. (1999), "Earthquake-Resistant Design of Masonry Buildings", Series on Innovation in Structures and Construction, Vol. I, Imperial College Press.

Zambrana C. Jean R. y Cesín J. (2001), "Diseño de estructuras de mampostería utilizando espectros de diseño sísmico de las NTCDS-2000 del RCDF y los obtenidos con el apéndice 'A' de las mismas", *Memorias del XIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Guadalajara, Jal., México, en disco compacto.

Zepeda J.A., Ojeda M. y Alcocer S.M. (1997) "Comportamiento ante cargas laterales de muros de tabique perforado y multiperforado de arcilla", *Memorias del XI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Vol. I, Veracruz, Ver., México, noviembre, pp.587-596.

Zepeda J.A., Pineda J.A. y Alcocer S.M. (1996), "Comportamiento ante cargas laterales de muros de mampostería confinada reforzados con malla electrosoldada", *Memorias del X Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Vol. II, Mérida, Yuc., México, noviembre, pp. 919-925.

CAPÍTULO 8

CIMENTACIONES DE EDIFICIOS DE MAMPOSTERÍA Y CONJUNTOS HABITACIONALES

A. CUEVAS J.M. CUEVAS

CAPÍTULO 8

CIMENTACIONES DE EDIFICIOS DE MAMPOSTERÍA Y CONJUNTOS HABITACIONALES

Alberto Cuevas R.¹ y Juan Manuel Cuevas O.²

8.1 ANTECEDENTES

Fundamentalmente los edificios de mampostería resultan una solución económica hasta 5 niveles, para incrementar el número de pisos a 6 ó 7, es necesario dependiendo de la zona sísmica, utilizar muros de concreto en PB y/o primer nivel. El mayor auge de este tipo de edificaciones se tiene en la vivienda, propiciado por la demanda de vivienda de interés social y de interés medio, promovido por organismos gubernamentales como INFONAVIT, FOVISSSTE, etc.

8.1.1 CARACTERÍSTICAS DE LOS PROYECTOS

En la actualidad en la ciudad de México, en donde los terrenos tienen superficies limitadas, la mayor parte de estos inmuebles cuentan con un semisótano para estacionamiento, PB y 5 niveles; la estructuración se resuelve con muros de concreto y marcos rígidos en el semisótano, y muros de carga de mampostería desde PB. Los muros normalmente se construyen con el tabique multiperforado de barro (por su menor costo); las losas de entrepiso pueden ser de vigueta y bovedilla, o bien losas macizas de concreto.

En el área conurbada perteneciente al estado de México los terrenos son extensos, en ellos se construye una gran densidad de casas-habitación de 2 y 3 niveles, y edificios de 3 y 5 pisos; estructurados de manera semejante a la descrita anteriormente.

¹ Gerente Técnico de Asesores en Cimentaciones y Mecánica de suelos y de MECASOIL.

² Gerente de Operación de Asesores en Cimentaciones y Mecánica de suelos y de MECASOIL.

8.1.2 PROBLEMÁTICA ASOCIADA

Normalmente los proyectos de vivienda representan grandes retos para los ingenieros, debido principalmente a los siguientes factores:

- 1) Costo limitado para que el precio de la vivienda se encuentre en los niveles de mercado (limita las opciones para resolver los problemas, demanda gran ingenio)
- 2) Gran infraestructura vial y de servicios (cisternas, tanques elevados, cárcamos de bombeo, vialidades, puentes, etc)
- 3) Prototipos arquitectónicos con excentricidades (la excentricidad propicia la inclinación de las edificaciones)
- 4) Planta de conjunto (arreglos excéntricos de los prototipos, lo que generará la inclinación de las estructuras)
- 5) Grandes densidades de construcción (el bulbo de presiones afecta considerables espesores de suelo, lo que se traduce en mayores asentamientos)
- 6) Alta velocidad de construcción (la velocidad de deformación es alta y por ende se puede afectar las colindancias)

Además de las dificultades propias de los proyectos, existe también la correspondiente al suelo de cimentación; enseguida a manera de ejemplo se enumeran algunas:

- 1) Suelos blandos (reducida resistencia al esfuerzo cortante y gran deformabilidad; hundimientos importantes)
- 2) Suelos expansivos (expansiones diferenciales generadas por la saturación de las arcillas expansivas)
- 3) Suelos colapsibles (hundimientos diferenciales súbitos por saturación del suelo, al disolverse el cementante entre los granos)
- 4) Suelos licuables (asentamientos diferenciales súbitos durante eventos sísmicos, debidos a la generación de presión de poro que cancela la resistencia al esfuerzo cortante en arenas finas uniformes limpias)
- 5) Rellenos (comportamiento muy errático en cuanto a capacidad de carga y deformabilidad del relleno, la saturación reduce la resistencia e incrementa los hundimientos)

8.1.3 OBJETIVO

Con el interés de resolver la problemática enunciada anteriormente, los estudios de mecánica de suelos deberán tener los siguientes objetivos: 1) analizar los sondeos y los resultados de las pruebas de laboratorio; 2) definir la estratigrafía del sitio; 3) seleccionar el tipo óptimo de cimentación y su profundidad de desplante; 4) determinar el coeficiente sísmico para el diseño de la estructura; 5) calcular la capacidad de carga admisible del suelo de sustentación, asociada al tipo de cimentación; 6) Cuantificar los desplazamientos verticales debidos a las cargas que se transmitirán a la masa de suelo y los que pudieran generarse por la saturación de los suelos; 7) diseñar el procedimiento para construir la cimentación, considerando la protección a colindancias. Todo lo anterior deberá satisfacer los requerimientos del reglamento de construcciones para el sitio de interés.

8.2 CONDICIONES ESTRATIGRÁFICAS DEL SITIO

Para caracterizar la estratigrafía del sitio, estableciendo los espesores de los estratos a lo largo del predio, así como sus propiedades físicas y mecánicas, a continuación se presenta la metodología a seguir.

8.2.1 INFORMACIÓN EXISTENTE

Es necesario antes de planear el programa de exploración, recurrir a la información existente, lo que permitirá orientar mejor el tipo de sondeos y pruebas de campo que deberán efectuarse; ella se puede encontrar en:

- a) Publicaciones del INEGI
- b) Cartas geológicas estatales
- c) Reuniones nacionales con información de varios estados y municipios del país, el desglose aparece en los libros de SMMS (2001), SMMS (1970) y SMMS (1978).

Con esta información la exploración estará mejor enfocada a resolver la problemática particular asociada al proyecto arquitectónico y a la estratigrafía del sitio.

8.2.2 TRABAJOS DE EXPLORACIÓN

8.2.2.1 Número de sondeos

Lo más importante es determinar el número de sondeos profundos y superficiales. Tomando en cuenta la posible uniformidad de la zona, para

determinar la cantidad de sondeos se puede utilizar el criterio propuesto en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (GDF, 2002), que cita: el número mínimo de exploraciones será de uno por cada 80 m o fracción del perímetro o envolvente de mínima extensión de la superficie cubierta por la construcción, para las zonas de poca uniformidad estratigráfica; y de uno por cada 120 m o fracción de dicho perímetro en las zonas de mayor uniformidad.

8.2.2.2 Profundidad de exploración

La profundidad a la que deben llevarse los sondeos varía según el tipo de obra que se construirá; es imperativo explorar todo el volumen de suelo que será influenciado de manera notable por las cargas aplicadas. Para determinarla podrán aplicarse las siguientes reglas: a) para cimentaciones aisladas la profundidad de interés será de 3 veces el ancho del cimiento; y b) para un conjunto de zapatas (zapatas corridas para un edificio), o para un conjunto de cimentaciones para varias estructuras muy próximas, la profundidad será de 1.5 veces el ancho de la envolvente de construcción (Olivari, 1983).

8.2.2.3 Pozos a cielo abierto

En lo que concierne a los pozos a cielo abierto, son siempre indispensables, pues son los sondeos más económicos y que permiten la obtención de muestras inalteradas de excelente calidad para realizar ensayos de resistencia al esfuerzo cortante y de deformabilidad; por otra parte, permiten precisar la estratigrafía superficial y establecer la profundidad de desplante de la cimentación.

8.2.2.4 Nivel de agua superficial

Cuando se tiene un nivel de agua, ya sea superficial o nivel freático, será indispensable instalar un tubo de observación, que permita con toda precisión determinar la profundidad a la que se encuentra dicho nivel; los sondeos al perturbar las condiciones hidráulicas normalmente proporcionan información aproximada.

8.2.2.5 Piezómetros

Cuando existe el nivel freático y se tienen abatimientos de presión en el agua intersticial, como ocurre en la ciudad de México, en donde los abatimientos son muy importantes con relación a la condición hidrostática, debidos a la extracción del agua profunda para abastecimiento de la ciudad, es indispensable conocer las presiones hidrodinámicas del agua intersticial, lo que permitirá derivar los

esfuerzos verticales efectivos en la masa de suelo; información indispensable para el cálculo de hundimientos con la teoría de consolidación de Terzaghi. Los detalles de los piezómetros que se utilizan para tal fin se presentan en Tamez (1987).

8.2.3 ENSAYES DE LABORATORIO

8.2.3.1 *Pruebas índice*

En las muestras representativas e inalteradas recuperadas en los diferentes estratos de la masa de suelo, se realizarán ensayos de identificación y clasificación de suelos de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS): 1) clasificación y contenido de agua; 2) granulometría y porcentaje de finos; 3) límites de consistencia, incluyendo el límite de contracción lineal; 4) densidad de sólidos; y 5) grado de saturación. A partir de estas pruebas se pueden identificar problemas asociados a suelos expansivos o colapsibles.

8.2.3.2 *Ensayes mecánicos*

En las muestra inalteradas se efectuarán pruebas para determinar los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante (cohesión y ángulo de fricción interna), y los de deformabilidad mediante ensayos de consolidación unidimensional. En el caso de muestras de suelos parcialmente saturados, expansivos o colapsibles, se llevarán a cabo ensayos de saturación bajo carga, valorando el cambio volumétrico asociado a la saturación del suelo.

8.2.3.3 *Zonificación sísmica*

Debido a que las condiciones locales geotécnicas juegan un papel importante en la extensión y severidad de los daños que sufren las estructuras durante la acción de los temblores de gran intensidad, y que los coeficientes sísmicos para cada una de las cuatro zonas en que está dividido el país, dependen del tipo de suelo, el ingeniero geotécnico deberá, mediante el resultado de los sondeos y de la valoración del período natural de vibración del depósito de suelo, precisar el coeficiente sísmico a utilizar en el diseño de las estructuras (Romo y Ovando, 1995).

8.3 DISEÑO GEOTÉCNICO DE LA CIMENTACIÓN

8.3.1 SOLUCIÓN DE CIMENTACIÓN

Para la selección del tipo óptimo de cimentación es necesario de una serie de posibles alternativas, que satisfagan los requerimientos de capacidad de carga y de hundimientos compatibles con el tipo de edificación y su estructuración, a fin de valorar para cada una la relación costo-beneficio, lo que permitirá la mejor elección. En ocasiones las restricciones de costo, obligan a abordar soluciones ingeniosas. A continuación en la tabla 8.1, se citan las cimentaciones más comunes y otras menos aplicadas.

Tabla 8.1 Tipo de cimentaciones

Tipo de cimentaciones	
Soluciones tradicionales	Zapatas aisladas o corridas
	Losas
	Cajones
	Pilotes de fricción o punta
	Pilas
Soluciones menos comunes	Columnas rellenas de grava
	Jet growth
	Zapatas con anclas postensadas
	Pilotes de control
	Pilotes de fricción negativa para reducir asentamientos
Técnicas de mejoramiento de suelos, que complementa a algún tipo de cimentación	Micropilotes de 10 a 25 cm
	Precarga para reducir deformabilidad, grandes cargas por poco tiempo o bien cargas moderadas por un período largo
	Drenes verticales para consolidar suelos compresibles, reduciendo así los hundimientos
	Técnicas de densificación de suelos granulares, para aumentar su resistencia y reducir su deformabilidad, incluso para evitar la licuación de arenas finas uniformes, tales como vibrocompactación, vibroflotación, etc

8.3.2 PROFUNDIDAD DE DESPLANTE

La determinación de la profundidad de desplante deberá considerar entre otro los siguientes aspectos: a) Calidad del suelo de apoyo; b) Profundidad tal que los cambios de contenido de agua por secado o por infiltración de agua, incluso por congelamiento, no afecten la resistencia y deformabilidad del suelo; y c) Resistencia suficiente para garantizar la estabilidad del inmueble ante sollicitaciones horizontales.

8.3.3 EXCENTRICIDAD

Un aspecto que a menudo es menospreciado en el diseño geotécnico es la excentricidad estática entre el centroide de la cimentación y el centro de cargas verticales, que genera un momento de volteo. En los análisis de estabilidad y deformación deberá incluirse este momento, tanto para sumarse al efecto sísmico en la dirección más desfavorable, como en la determinación de los hundimientos.

De las evaluaciones realizadas después del sismo de 1985, se constató que la excentricidad de las edificaciones provocó daños e inclinaciones inadmisibles en las edificaciones; una recomendación práctica consiste en que esta excentricidad sea inferior al 3.0%, determinada como sigue:

$$e = \frac{c_c - c_g}{c_g} \quad (8.1)$$

donde

- c_c centroide de carga vertical en la dirección considerada, m
- c_g centroide geométrico de la cimentación, m

8.3.4 INCREMENTO DE ESFUERZOS SÍSMICOS

Los esfuerzos que genera el momento de volteo en la base de la cimentación, se evalúan de manera aproximada con la teoría de la escuadría, efectuando la determinación con relación a los ejes principales de inercia; la expresión se cita a continuación (Holguín, 1992):

$$\Delta\sigma = M_v \left(\frac{y}{I_x} + 0.3 \frac{x}{I_y} \right) \quad (8.2)$$

donde

- $\Delta\sigma$ incremento de esfuerzos sísmicos, ton/m²
- M_v momento de volteo total, estático por excentricidad más sísmico, ton-m
- I_x, I_y momentos de inercia principales, menor y mayor, m⁴
- x, y distancias del centroide a la orilla más alejada, en la direcciones larga y corta respectivamente, m

Esta revisión complementa a la solicitada en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (GDF, 2002). En ella se exige que se cumpla que la suma de las acciones verticales en la combinación para diseño,

amplificadas por un factor de carga, sea menor a la capacidad última del terreno afectada por un factor de resistencia; en esta revisión, para el caso de resultantes excéntricas actuando a una distancia “e” del eje del cimiento, el ancho efectivo tendrá que considerarse igual a:

$$F_c \frac{\sum Q}{A_R} \leq q_u F_R \quad (8.3)$$

$$B' = B - 2e \quad (8.4)$$

donde

- F_c factor de carga, adimensional
- Q suma de las acciones verticales, ton
- A_R área reducida del cimiento, m²
- q_u capacidad de carga última del suelo de sustentación, ton/m²
- F_R factor de resistencia, adimensional
- B' ancho reducido, m
- B ancho de la cimentación, m
- e excentricidad de carga, m

8.3.5 HUNDIMIENTOS

Para el cálculo de hundimientos es necesario primeramente determinar con la teoría de Boussinesq la distribución de esfuerzos en la masa de suelo (existen otras teorías que toman en cuenta la anisotropía propia de los suelos, como la de Fröhlich, ver Zeevaert, 1983), asociada a la geometría de la cimentación, utilizando el diagrama de presiones estático, que sin excentricidad será rectangular y en el caso de que éstas existan será trapezoidal o bien triangular (hay que discretizar este diagrama). Los asentamientos se obtendrán aplicando ya sea una solución elástica como la de la placa, o la de Steinnbrener, o la de consolidación de Terzaghi (Juárez y Rico, 1980).

8.3.6 GIRO DE LA CIMENTACIÓN EN CONDICIÓN SÍSMICA

Para cimentaciones formadas por losas o cajones rigidizados con contratrabes, se verificará que el giro de la cimentación que se inducirá por el momento de volteo estático o por el sísmico, se mantenga en límites que no afecten a las colindancias o generen sensación de inseguridad a los ocupantes de la estructura; la expresión a utilizar es la siguiente (Zeevaert, 1983):

$$\theta = \frac{3M_v}{\pi(0.5B)^2 LE} \quad (8.5)$$

donde

- θ giro de la cimentación, radianes
- M_v momento de volteo, ton-m
- B ancho de la cimentación, m
- L largo de la cimentación, m
- E módulo de rigidez representativo del suelo de cimentación en condiciones dinámicas, ton/m²

En la ciudad de México el máximo giro permitido en la cimentación será igual a 0.0025 (Zeevaert, 1983).

8.4 EJEMPLOS ILUSTRATIVOS

Con el interés de clarificar lo presentado, enseguida se exponen de manera resumida varios casos tipo de diseño geotécnico.

8.4.1 CONJUNTO HABITACIONAL EN LA AV. ZARAGOZA DE LA DELEGACIÓN IZTAPALA EN MÉXICO D. F.

8.4.1.1 *Localización*

El predio se localiza en la esquina de la Av. Ignacio Zaragoza y Amador Salazar, Col. Fuentes de Zaragoza en la Delegación Iztapalapa; tiene un área aproximada de 3.5 Ha. En este informe se analizaron para el mismo tipo de edificios, alternativas de 84 inmuebles de 4 pisos y 75 de 5 niveles; estructuralmente están resueltos con muros de carga de tabique multiperforado y losas macizas de concreto reforzado.

8.4.1.2 *Zonificación geotécnica*

El sitio se ubica en la **zona de lago virgen** y corresponde al sector oriente del lago; se caracteriza por los grandes espesores de arcillas blandas de alta compresibilidad, que subyacen a una costra endurecida superficial. El coeficiente sísmico vale 0.4.

8.4.1.3 Grietas de tensión

Dada la cercanía con el Peñón del Marqués y la Sierra de Santa Catarina, los espesores de arcilla varían en distancias cortas, que aunado al intenso bombeo, ocasionan que se tengan hundimientos regionales con diferenciales considerables, que originan la frecuente aparición de grietas de tensión en la zona. En el predio se observan todavía rastros de grietas que corren en dirección oriente-poniente (Fig. 8.1).

8.4.1.4 Trabajos de campo

Los trabajos de campo consistieron en un reconocimiento geotécnico del predio, la inspección de excavaciones cercanas al sitio, la ejecución de 4 sondeos de cono eléctrico (SCE-1 a 4) a profundidades comprendidas entre 38.4 y 61.2 m, un sondeo de muestreo selectivo a 40.1 m (SMS-1) y la excavación de 10 pozos a cielo abierto (PCA-1 a 10) a profundidades entre 2.2 y 2.8 m. La ubicación de los sondeos y pozos se ilustra en la figura 8.1.

8.4.1.5 Estratigrafía

La estratigrafía es: Rellenos con espesores entre 0.8 y 2.4 m, formados por basura y cascajo empacados en limos arcillosos; Costra superficial con espesor medio de 2.5 m, compuesta por un limo arenoso; Serie arcillosa superior, integrada por arcillas de alta compresibilidad, con intercalaciones de lentes duros, su espesor es mayor hacia el este y norte; Primer capa dura, compuesta por limos arenosos compactos, espesor medio del orden de 2.0 m; y Serie arcillosa inferior, formada por arcillas de alta compresibilidad y consistencia semirígida. El nivel de aguas en el SCE-1 se localiza a 3.4 m (Fig. 8.2).

8.4.1.6 Nivel freático

El nivel de aguas se localiza a una profundidad media de 3.4 m, medidos desde el brocal del sondeo SCE-1, que está 0.6 m por encima del nivel de banquetas; las condiciones del agua intersticial corresponden a la hidrostática, debido seguramente a la recarga de los acuíferos que existen en la Sierra de Santa Catarina y en el Peñón Viejo (Fig. 8.3).

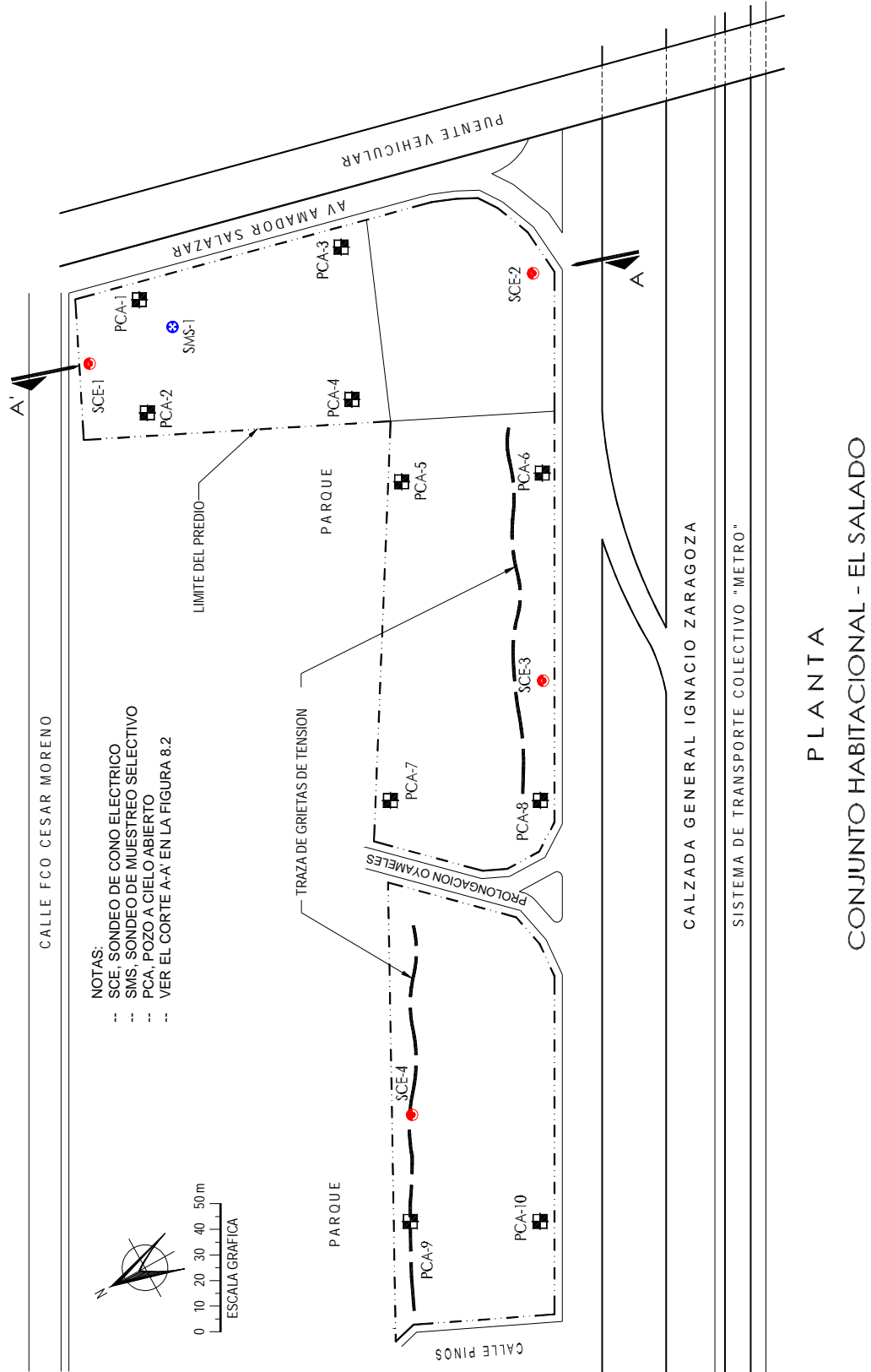
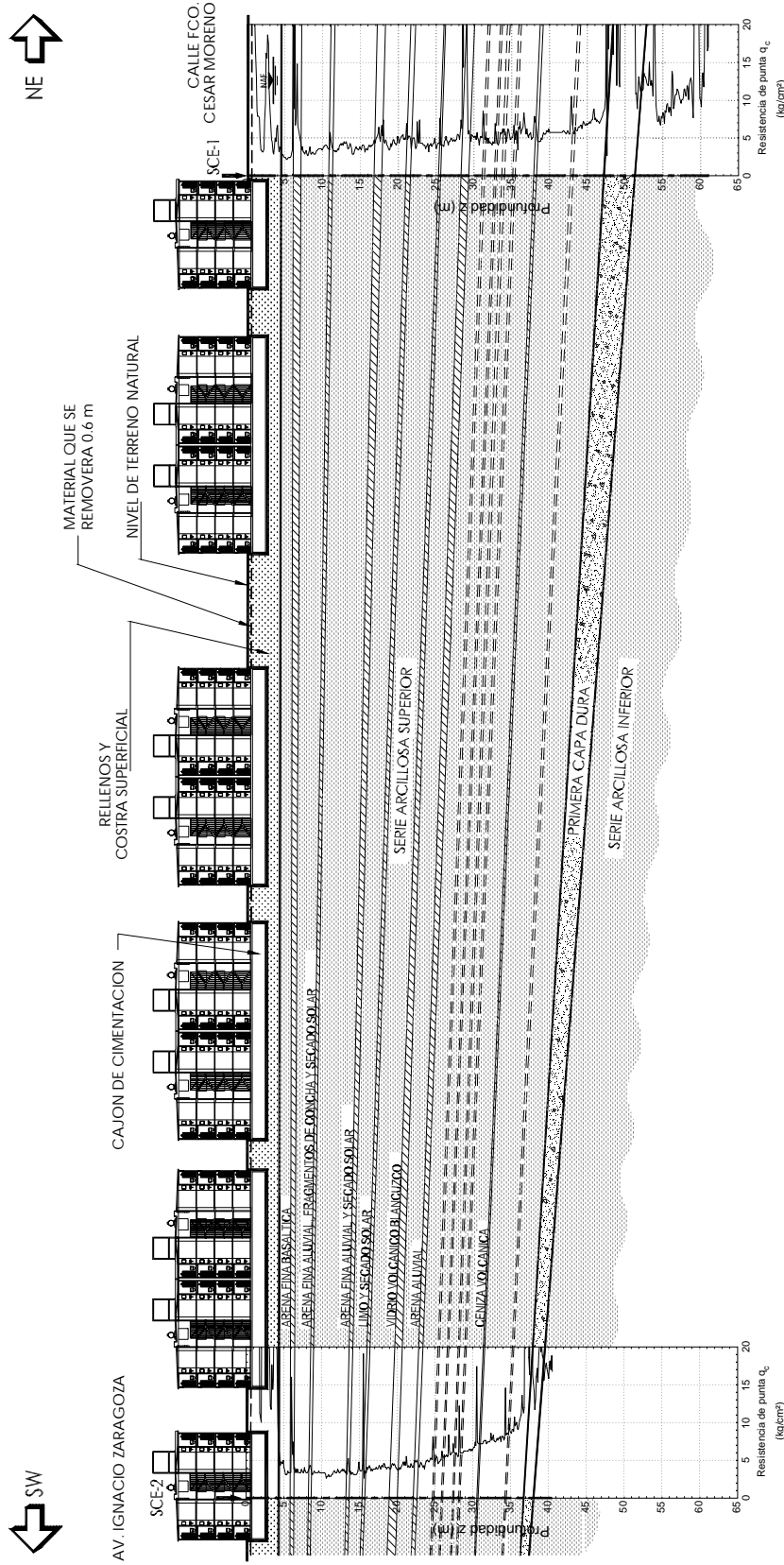


Figura 8.1 Localización del predio, ubicación de sondeos, pozos a cielo abierto y grietas de tensión



C O R T E A - A '

CONJUNTO HABITACIONAL - EL SALADO

- NOTAS:
- SCE, SONDEO DE CONO ELECTRICO
 - NAF, NIVEL DE AGUAS FREATICAS
 - PARA UBICAR EL CORTE A-A' EN PLANITA VER LA FIGURA 1

Figura 8.2 Corte estratigráfico A-A' y solución de cimentación

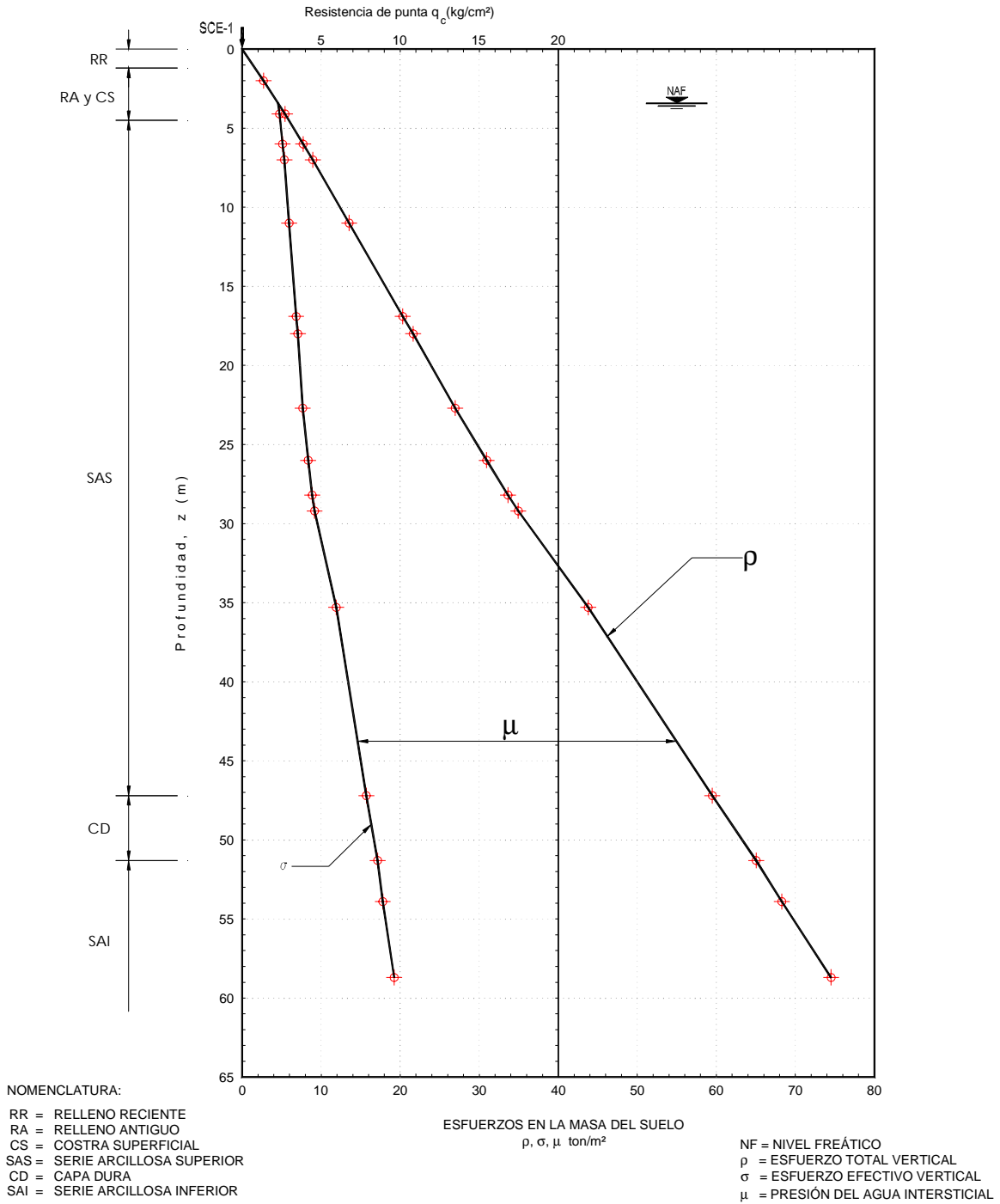


Figura 8.3 Esfuerzos verticales en la masa del suelo

8.4.1.7 Prototipo

El edificio tipo tiene una superficie envolvente en planta igual a 245.3 m², con una altura para cuatro niveles igual a 9.2 m y para cinco de 11.5 m; está estructurado con muros de carga y losas macizas de concreto reforzado. El peso utilizado en el diseño es igual a 700 kg/m² por nivel y 1000 kg/m² para el cajón de cimentación.

8.4.1.8 Agrupación de edificios

Los Conjuntos de edificios para las alternativas de 4 y 5 niveles, tendrán uno, dos, tres, cuatro, seis y ocho edificios; en el diseño geotécnico se considera un cimentación para cada agrupación (Figs. 8.4 y 8.5).

8.4.1.9 Zonificación sísmica

El predio se ubica en la Zona de Lago y le corresponde un coeficiente sísmico igual a 0.4 (Tamez, 1987).

8.4.1.10 Remoción de rellenos

Tomando en cuenta los espesores tan grandes de rellenos superficiales heterogéneos que se tienen en el predio, inicialmente se hará un rasure o despalme en toda el área del predio en un espesor de 0.6 m; con lo que el terreno quedará ligeramente sobre-elevado del nivel de banqueteta.

8.4.1.11 Solución de cimentación

El tipo de cimentación más conveniente, en función de las condiciones estratigráficas del sitio, de los inmuebles por construir y la presencia de grietas de tensión, consiste en cajones de cimentación rigidizados con contratrabes (Fig. 8.2); desplantados para 4 niveles a 1.5 m y para 5 a 2.0 m, medidos desde el nivel de terreno después de la remoción del relleno superficial; siempre deberá atravesarse los rellenos superficiales. En caso de que su espesor sea mayor que la profundidad de desplante, se profundizará la excavación y se sustituirá el material o se incrementará el peralte de las contratrabes.

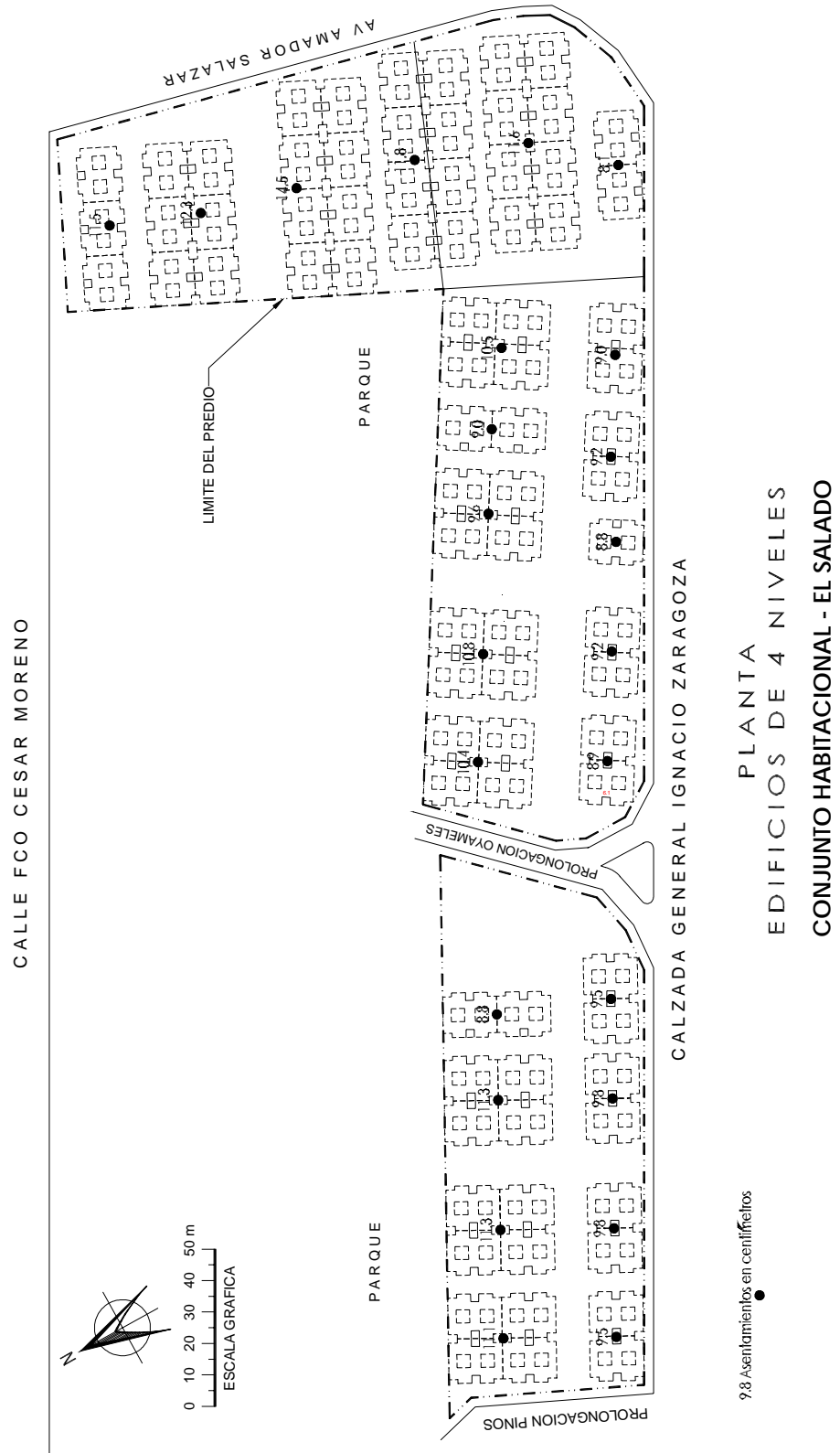


Figura 8.4 Asentamientos generados por la construcción de los edificios de 4 niveles

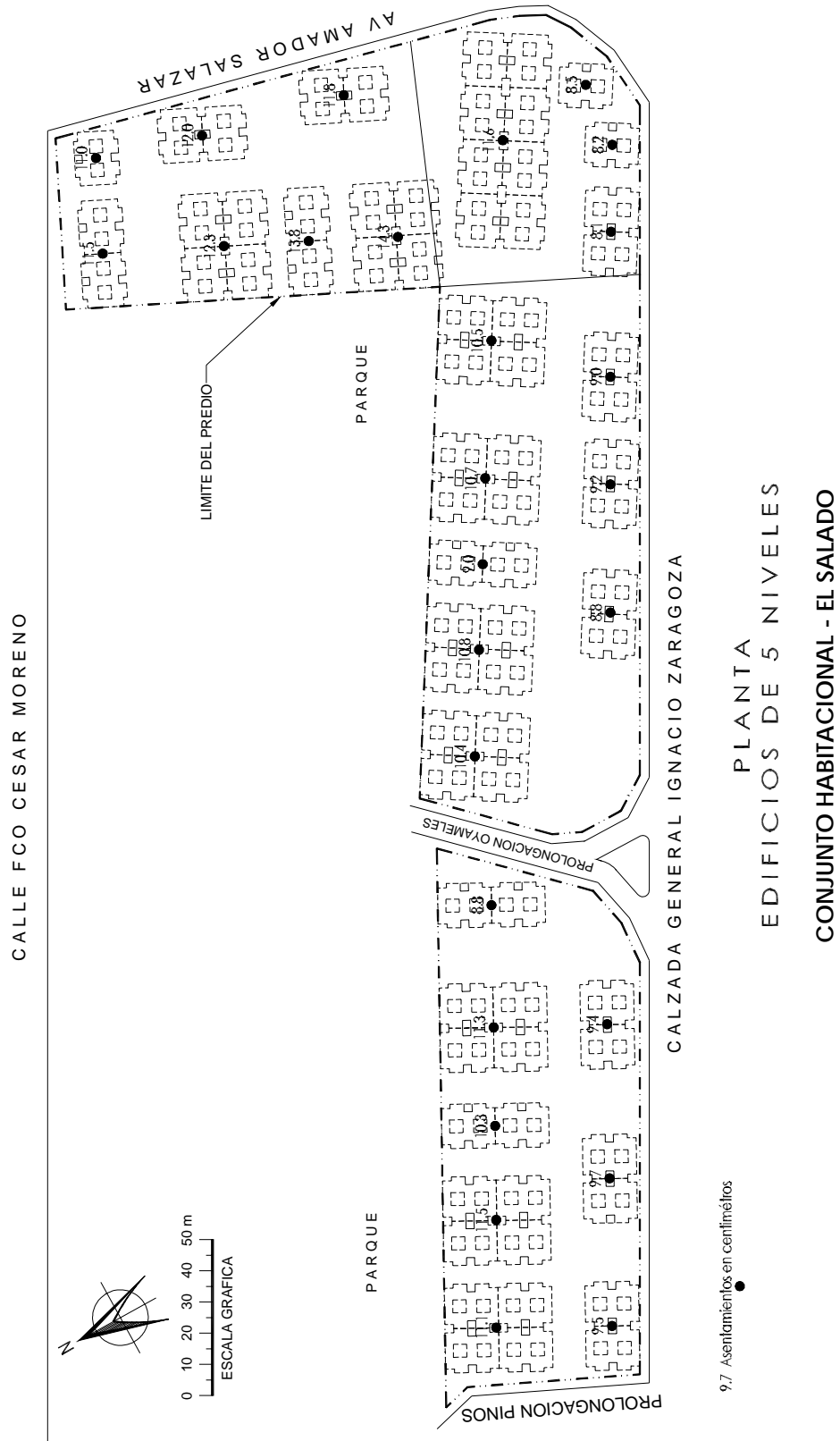


Figura 8.5 Asentamientos generados por la construcción de los edificios de 5 niveles

8.4.1.12 Capacidad de carga

Tomando en cuenta las características de resistencia de los diferentes estratos de apoyo de la cimentación, la capacidad de carga admisible se calcula mediante la siguiente expresión (Holguín, 1992):

$$q_u = \frac{cN_c}{F_s} + \sigma_o \quad (8.6)$$

$$N_c = 5.14(1 + 0.25 \frac{D_f}{B} + 0.25 \frac{B}{L}) \quad (8.7)$$

donde

- c cohesión media de las arcillas, ton/m²
- N_c factor de capacidad de carga, adimensional
- σ_o presión total a la profundidad de desplante, ton/m²
- B ancho de la cimentación, m
- L largo de la cimentación, m
- D_f profundidad de desplante, m

La capacidad de carga admisible vale 9.0 y 12.0 ton/m², con factores de seguridad de 3 y 2, para condiciones estáticas y sísmicas respectivamente.

8.4.1.13 Presión neta

La presión neta que transmitirá la cimentación al suelo de cimentación, se determinó considerando la presión de compensación asociada a la excavación para alojar los cajones de cimentación (tabla 8.2), que se calculó como sigue (Holguín, 1992):

$$P_n = w - P_c \quad (8.8)$$

donde

- w peso de los edificios, ton/m²
- P_c presión de compensación, ton/m²

Tabla 8.2 Diseño geotécnico para edificios de 4 y 5 niveles conjunto habitacional el salado

CONDICIÓN	Numero de edificios de 4 niveles						
	UNO	DOS	DOS	TRES	CUATRO	SEIS	OCHO
Dimensiones en la base, m	14.26×17.2	14.26×34.4	17.2×28.52	14.26×51.6	28.52×34.4	28.52×51.6	28.52×68.8
Área, m ²	245.3	490.5	490.5	735.8	981.1	1,471.6	1,962.2
Peso, ton/m ²	4.5	4.5	4.5	4.5	4.5	4.5	4.5
Peso, ton	928	1,856	1,856	2,784	3,712	5,568	7,424
P_c , ton/m ²	2.9	2.9	2.9	2.9	2.9	2.9	2.9
P_n , ton/m ²	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6
Momento de volteo, ton-m	1,757	3,514	3,514	5,271	7,028	10,542	14,056
Momento de inercia menor, m ⁴	4,156	8,313	12,094	12,469	66,501	99,751	133,001
Momento de inercia mayor, m ⁴	6,047	48,374	33,250	163,263	96,748	326,526	773,987
Incremento de esfuerzo sísmico, ton/m ²	3.8	3.4	3.0	3.3	1.9	1.8	1.7
$P_n+\Delta\sigma$, ton/m ²	5.4	5.0	4.6	4.9	3.5	3.4	3.3
Tensiones	NO	NO	NO	NO	NO	NO	NO
Giro de la cimentación, rad	0.0036	0.0036	0.0030	0.0036	0.0019	0.0019	0.0019
Giro plástico de la cimentación, rad	0.0014	0.0014	0.0012	0.0014	0.0007	0.0007	0.0007
Asentamiento plástico en la orilla, cm	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Numero de edificios de 5 niveles							
CONDICIÓN	UNO	DOS	DOS	CUATRO	CUATRO	SEIS	OCHO
Dimensiones en la base, m	14.26×17.2	17.2×28.52	14.26×34.4	28.52×34.4	14.26×68.8	28.52×51.6	28.52×68.8
Área, m ²	245.3	490.5	490.5	981.1	981.1	1,471.6	1962.2
Peso, ton/m ²	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2
Peso, ton	1,055.6	2,111.2	2,111.2	4,222.4	4,222.4	6,333.6	8,444.8
P_c , ton/m ²	3.58	3.58	3.58	3.58	3.58	3.58	3.58
P_n , ton/m ²	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6
Momento de volteo, ton-m	2,544	5,088	5,088	10,176	10,176	15,264	20,352
Momento de inercia menor, m ⁴	4,156	12,094	8,313	66,501	16,625	99,751	133,001
Momento de inercia mayor, m ⁴	6,047	33,250	48,374	96,748	386,993	326,526	773,987
Incremento de esfuerzo sísmico, ton/m ²	5.4	4.3	4.9	2.7	4.6	2.5	2.5
$P_n+\Delta\sigma$, ton/m ²	7.0	5.9	6.5	4.3	6.2	4.1	4.1
Tensiones	-0.2	NO	NO	NO	NO	NO	NO
Giro de la cimentación, rad	0.0056	0.0046	0.0056	0.0028	0.0056	0.0028	0.0028
Giro plástico de la cimentación, rad	0.0021	0.0018	0.0021	0.0011	0.0021	0.0011	0.0011
Asentamiento plástico en la orilla, cm	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5

8.4.1.14 *Momento de volteo*

El momento de volteo provocado por el sismo de diseño, se calculó con la siguiente expresión (Holguín, 1992); su valor aparece en la tabla 8.2.

$$M_v = 0.8 \frac{c}{Q} W h \quad (8.9)$$

donde

- c coeficiente sísmico, 0.40
- Q factor de comportamiento sísmico, 1.5
- W peso total de la estructura, ton
- h altura del nivel de desplante al centro de cortante sísmico, m

8.4.1.15 *Incremento de esfuerzos sísmicos*

Los esfuerzos que genera el momento de volteo en la base de la cimentación, se evaluaron con la siguiente expresión (Holguín, 1992); los valores se citan en la tabla 8.2:

$$\Delta\sigma = M_v \left[\frac{y}{I_x} + 0.3 \frac{x}{I_y} \right] \quad (8.10)$$

donde

- I_x momento de inercia centroidal menor, m^4
 - I_y momento de inercia centroidal mayor, m^4
 - x, y distancias del centroide a la orilla más alejada, m
- las demás literales ya fueron definidas

8.4.1.16 *Factor de seguridad en condiciones sísmicas*

El factor de seguridad se obtiene al comparar la suma de la presión media estática y el incremento de esfuerzo sísmico en la esquina de la cimentación, con la capacidad de carga última del terreno; con lo cual se obtiene un factor de seguridad superior a 2.0, que es mayor que el requerido por las normas técnicas complementarias para diseño y construcción de cimentaciones (Holguín, 1992).

8.4.1.17 Cálculo de asentamientos

Los hundimientos que experimentará la cimentación se determinaron considerando la deformación por consolidación (teoría de Terzaghi), que es la más importante; la expresión empleada es la siguiente (Zeevaert, 1983):

$$\delta = \sum m_{vi} \Delta \sigma_i H_i \quad (8.11)$$

donde

m_{vi} módulo de deformación volumétrica del estrato correspondiente, cm^2/kg

$\Delta \sigma_i$ incremento medio de esfuerzos en cada estrato, kg/cm^2

H_i espesor del estrato de interés, cm

Las magnitudes calculadas toman en cuenta el espesor diferencial de arcilla y la superposición de cargas generada por todos los grupos de edificios; en las figuras 4 y 5 se ilustran los valores al centro de cada grupo de inmuebles de 4 y 5 niveles. Los mayores asentamientos son de 14.5 cm, y se desarrollarán en un lapso de 2.0 años después de terminadas las estructuras.

8.4.1.18 Giro de la cimentación

El giro de la cimentación que generará el momento de volteo sísmico se calculó de la siguiente forma (Zeevaert, 1983):

$$\theta = \frac{3M_v}{\pi(0.5B)^2 LE} \quad (8.12)$$

donde

B ancho de la cimentación, cm

L largo de la cimentación, cm

E módulo medio de rigidez del suelo, $50 \text{ kg}/\text{cm}^2$

Sustituyendo los valores respectivos se obtienen valores máximos del orden de 0.0056, desarrollándose hundimientos plásticos en la orilla de 1.5 cm; los valores para cada grupo de inmuebles de 4 y 5 niveles aparece en la tabla 8.2.

Estados límite de falla. La revisión de acuerdo con el reglamento del D.F. para cimentaciones superficiales, exige que se cumpla que la suma de las acciones verticales en la combinación para diseño, amplificada con un factor de carga de 1.4, sea menor a la capacidad última del terreno afectada por un factor

de resistencia igual a 0.7. Esta condición se cumple satisfactoriamente (GDF, 2002).

Estados límite de servicio. De conformidad con el reglamento del D.F., el buen comportamiento de la cimentación y por lo tanto de las estructuras en conjunto, depende de la magnitud de las deformaciones verticales que se presenten en el suelo durante la vida útil de la estructura; por ello se limita para asentamientos en donde las colindancias están próximas, un valor máximo de 15 cm. Los hundimientos estimados cumplen con el citado límite (GDF, 2002).

8.4.2 CONJUNTO HABITACIONAL TRÉBOL NO 42 EN LA DELEGACIÓN AZCAPOTZALCO, MÉXICO D. F.

8.4.2.1 Localización

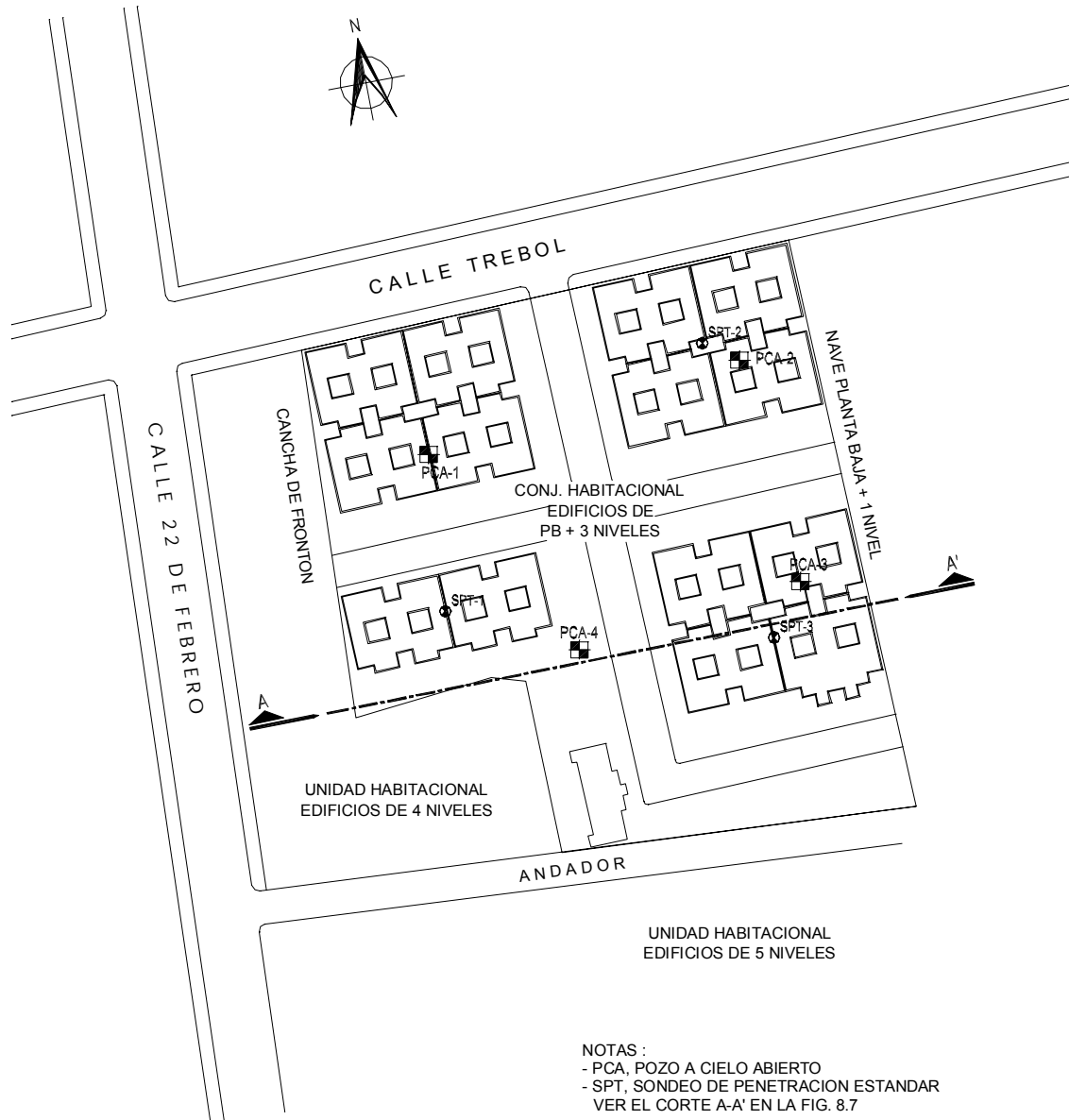
El predio para el Conjunto Habitacional es plano con 7,103 m², se ubica en la calle de Trébol N° 42 en la Col Barrio de San Marcos en Azcapotzalco (Fig. 8.6). El proyecto incluye 14 edificios de 4 niveles estructurados con muros de carga de tabique multiperforado y losas macizas de concreto. Para el diseño se utilizó una carga por nivel de 700 kg/m².

8.4.2.2 Zonificación geotécnica

El terreno se encuentra en la zona geotécnica de transición alta, que se caracteriza por las irregularidades estratigráficas producto de los depósitos aluviales cruzados; bajo estos materiales se encuentran estratos arcillosos que sobreyacen a los suelos propios de lomas.

8.4.2.3 Estratigrafía

La estratigrafía es (Fig. 8.7): De 0.0 a 2.1 m Relleno de materiales controlados y suelos de origen orgánico, de consistencia suave a semirígida; De 2.1 a 15.5 m suelos de pradera: De 2.1 a 4.0 m Arcilla con arena, de consistencia baja a semirígida; De 4.0 a 5.5 m Arena poco limosa, con materia orgánica, muy suelta; De 5.5 a 7.7 m Limo arcilloso orgánico con arena y raíces, de consistencia suave; De 7.7 a 8.4 m Arena limosa, de compacidad media; De 8.4 a 13.5 m Arcilla con raíces y lentes de arena poco limosa, de consistencia rígida; De 13.5 a 15.5 m Limo con arena, de consistencia muy rígida; De 15.5 a 19.0 m Depósitos profundos formados por arena poco limosa compacto; A partir de 19.0 m se tiene una toba limo arcillosa con poca arena, de consistencia dura.



CONJUNTO HABITACIONAL TRÉBOL

Figura 8.6 Planta de conjunto y ubicación de los sondeos y pozos a cielo abierto

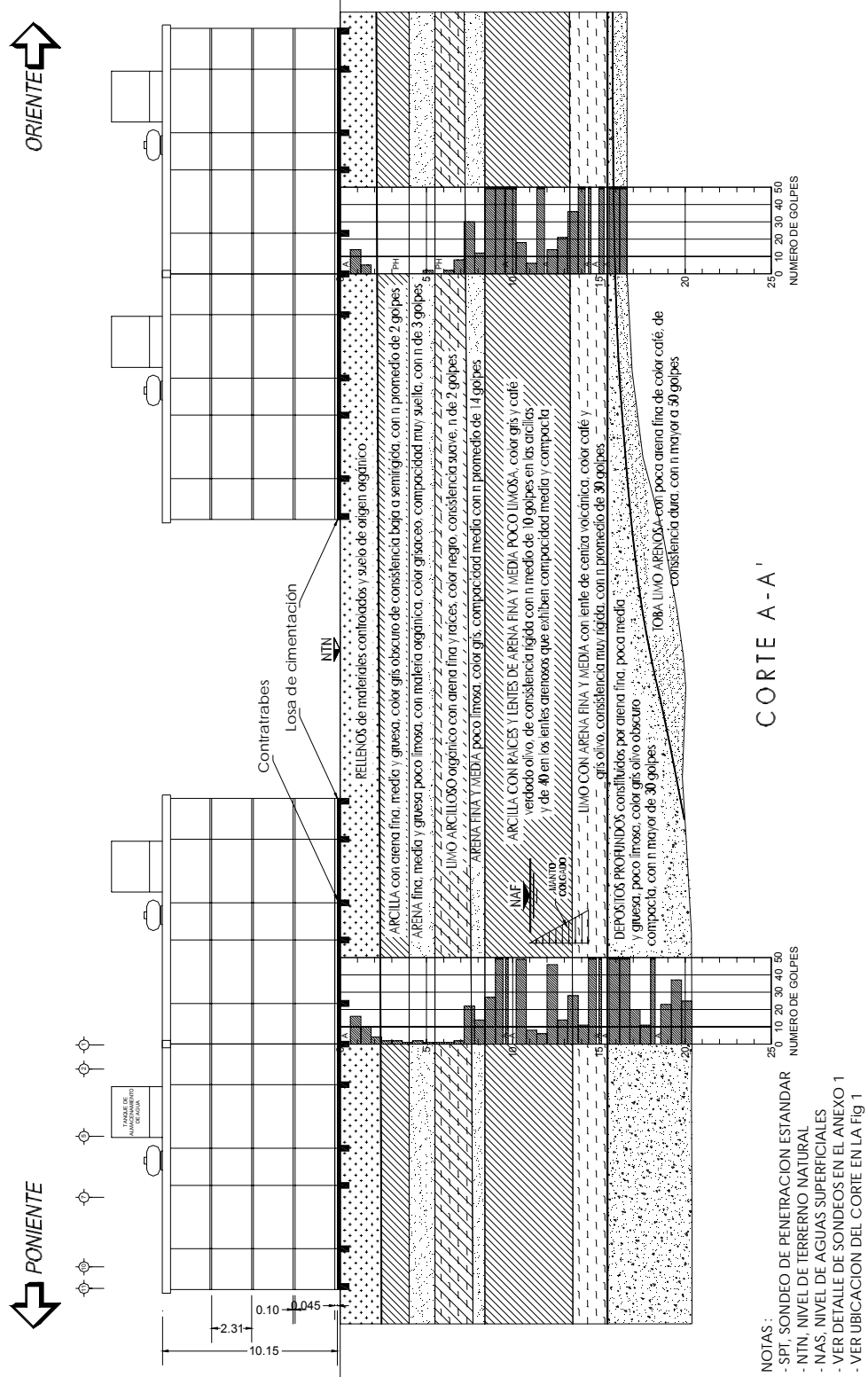


Figura 8.7 Corte estratigráfico A-A' y solución de cimentación

8.4.2.4 Nivel de agua superficial

En el sitio existe un manto colgado que se encuentra entre 11.0 y 15.0 m de profundidad.

8.4.2.5 Coeficiente sísmico

El coeficiente sísmico para esta zona geotécnica es igual a 0.32.

8.4.2.6 Solución de cimentación

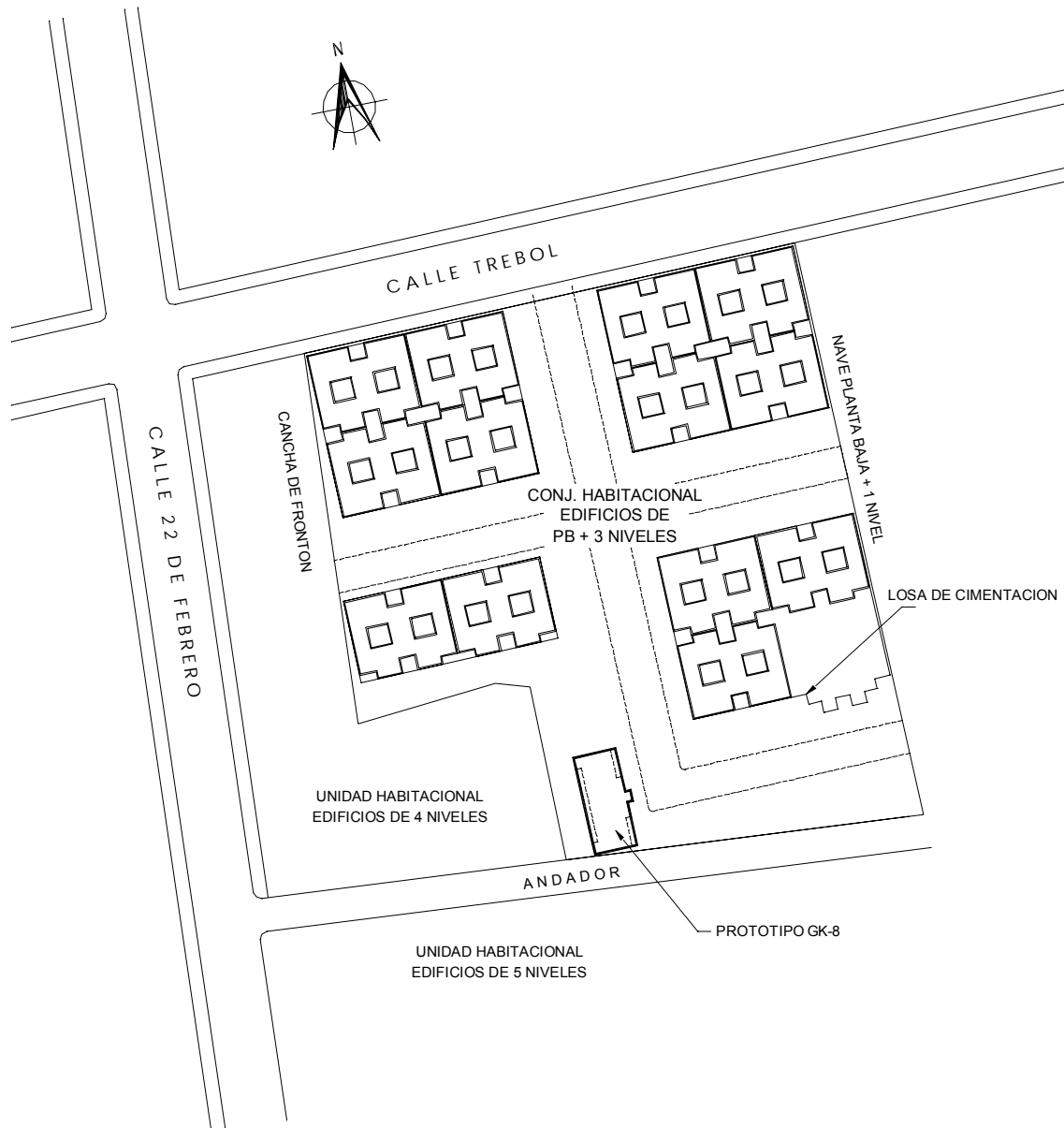
El tipo de cimentación más conveniente para los edificios es mediante una losa rigidizada con trabes en ambos sentidos sobre la que se apoyarán varios edificios (Fig. 8.7); los muros de los edificios podrán ser compartidos (medianeros). Para este Conjunto Habitacional se tendrán grupos de: un edificio prototipo GK-8 con una losa de mayores dimensiones que la traza del inmueble; dos edificios DM-16; y 2 arreglos de 4 edificios (Figs. 8.8 y 8.9). El desplante de los edificios podrá realizarse directamente sobre la carpeta asfáltica, únicamente zanjeando las contratrabes en el terreno natural. En caso de que las contratrabes queden hacia arriba la losa de cimentación podría apoyarse en el asfalto, previo rayado del asfalto; para conformar la planta baja se utilizará vigueta y bovedilla.

8.4.2.7 Rellenos

Si por necesidades del proyecto, se requieren construir rellenos controlados para dar niveles en áreas de edificio, estos deberán ser desplantados sobre la carpeta asfáltica. Se tendrán que construir con tepetate compactado al 95% Próctor estándar (mínimo).

8.4.2.8 Capacidad de carga y hundimientos

La capacidad de carga admisible del suelo de cimentación aplicando un factor de seguridad de 3 para condiciones estáticas y 2 para condiciones sísmicas, vale 5.7 y 8.6 ton/m². Los asentamientos que se presentarán en la masa de suelo serán de 14.0 cm y se presentarán un años después de construida la Unidad.



CONJUNTO HABITACIONAL TRÉBOL

Figura 8.8 Traza de las losas de cimentación

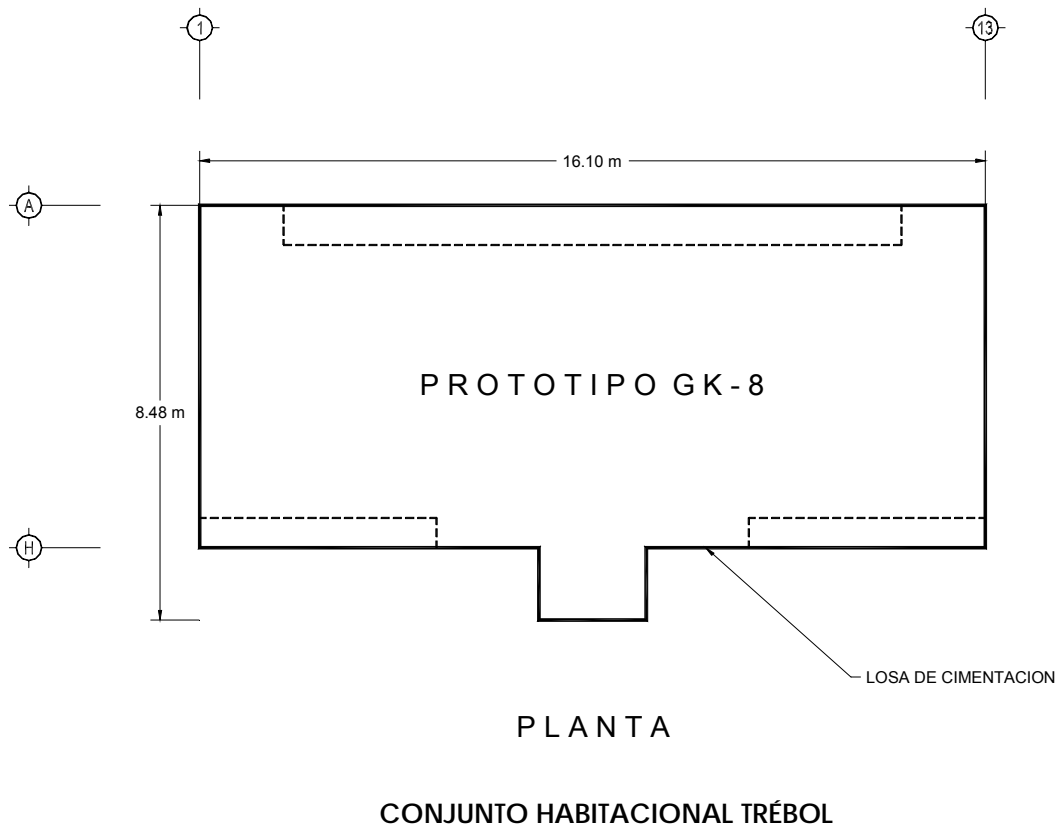


Figura 8.9 Traza de la losa de cimentación del prototipo GK-8

8.4.2.9 Momento de volteo

El momento de volteo provocado por el sismo de diseño, con un coeficiente sísmico de 0.32, se calculó con la expresión 8.9; el peso vale 487.2 ton, la altura del nivel de desplante al centro de cortante es de 6.7 m y el factor de comportamiento sísmico es igual a 1.5. El momento de volteo es de 555 ton-m.

8.4.2.10 Incremento de esfuerzos sísmicos

Los esfuerzos que genera el momento de volteo en la base de la cimentación, se evaluaron con la ecuación 8.10, resultando de 3.4 ton/m². El giro de la cimentación asociado al momento de volteo es igual a 0.001.

8.4.2.11 Tensiones en la cimentación

Del cálculo de incrementos de esfuerzos debidos a sismo, se concluye que no se presentan tensiones en la losa de cimentación.

8.4.2.12 Factor de seguridad en condiciones sísmicas

El factor de seguridad se obtiene al comparar la capacidad de carga última del terreno con la suma de la presión media estática y el incremento de esfuerzo sísmico en la esquina de la cimentación (Holguín, 1992); con lo que se obtiene un factor de seguridad mínimo de 2.1.

8.4.3 CONJUNTO HABITACIONAL JOYAS DIAMANTE II EN ACAPULCO, GRO.

8.4.3.1 Localización

El Conjunto Habitacional Joyas Diamante II se construirá en un predio de 57,800 m² que se localiza en la calla de Granja N° 37, en Acapulco, Guerrero (Fig. 8.10). Se construirán 346 viviendas de interés social, que contarán con planta baja y un nivel, estarán estructuradas con muros de carga y losas de vigueta y bovedilla.

8.4.3.2 Geología Regional

El área en estudio está constituida por complejos volcánicos tanto marinos como continentales, plegados y metamorfizados. La estructura tectónica que domina esta región costera es la Trinchera de Acapulco, que se extiende paralela a la costa por el fondo del mar, a una distancia de 80 km al sur de ésta y presenta el contacto entre la placa de Cocos y la placa Continental (Fig. 8.11). El contacto es dinámico ya que la placa de Cocos se hunde lenta pero continuamente bajo la placa continental de Norte América, acumulando energía que se libera en forma de sismos que han alcanzado magnitudes máximas de 8.2 grados en la escala de Richter.

8.4.3.3 Trabajos de campo

Para determinar la estratigrafía del sitio se llevaron a cabo tres sondeos (SPT-1 a 3) de penetración estándar de 15.0 m de profundidad cada uno; que se complementaron con seis pozos a cielo abierto (PCA-1 a 6) con profundidades que varían entre 1.0 y 1.6 m. Su distribución en el terreno se presenta en la figura 8.10.

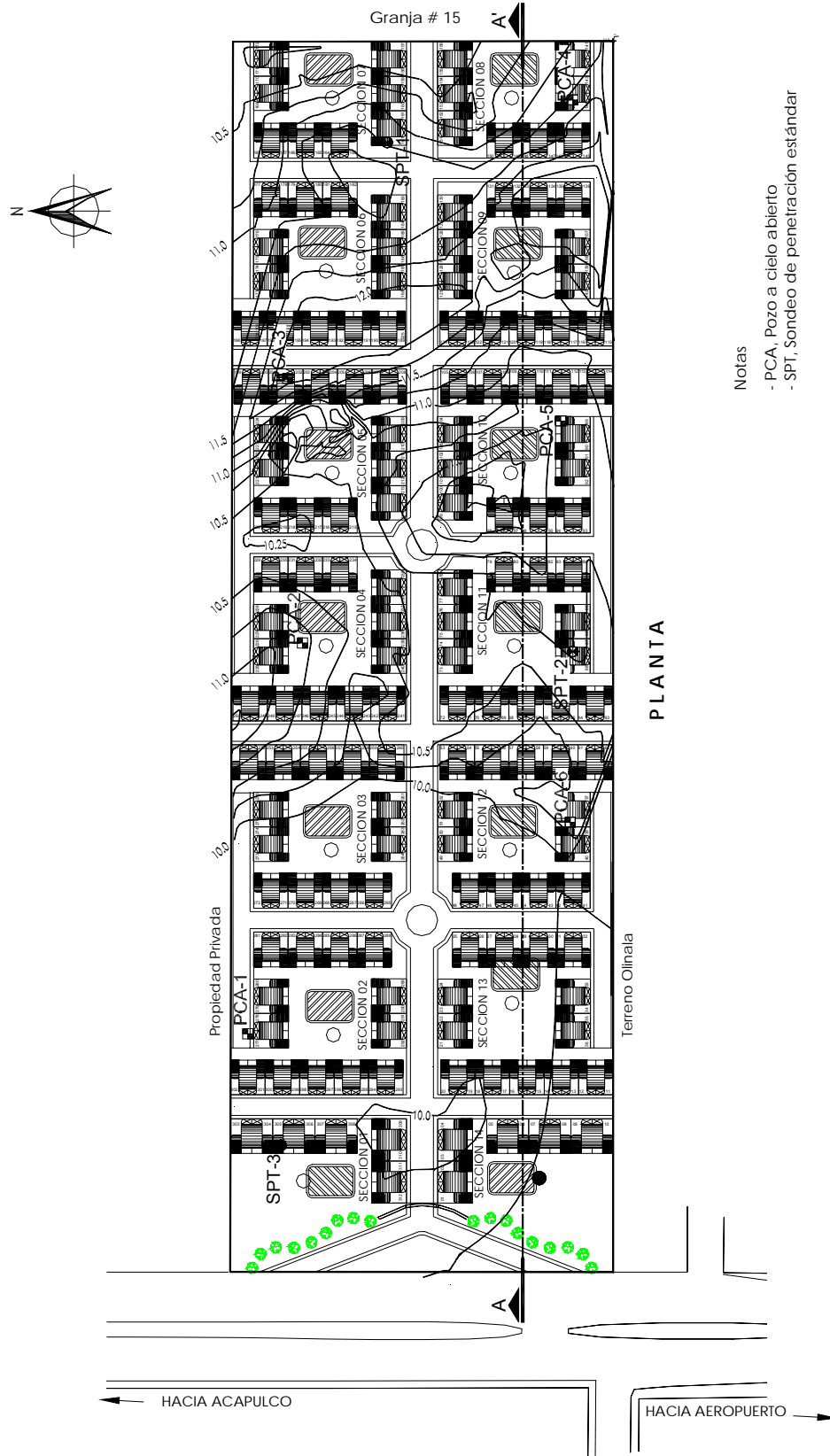


Figura 8.10 Planta de conjunto y ubicación de sondeos

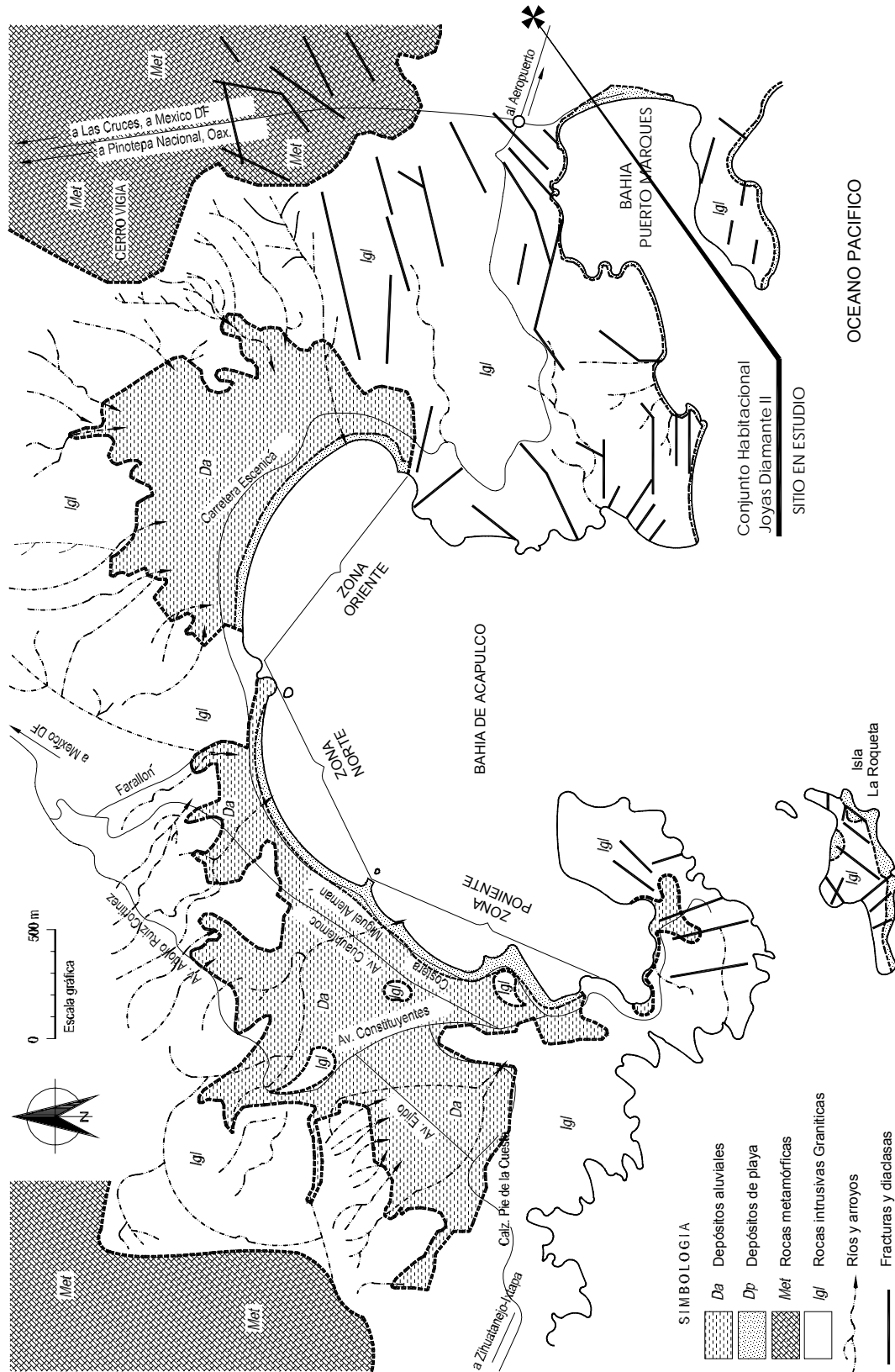


Figura 8.11 Geología de Acapulco y Guerrero

8.4.3.4 Estratigrafía del sitio

Apoyados en los trabajos de campo se determinó la estratigrafía que se cita a continuación (Fig. 8.12): De 0.0 a 0.6 m arena fina con algo de limos y raíces, en estado suelto; el número de golpes en la prueba de penetración estándar varía entre 4 y 9 golpes. El contenido de agua varía entre 1 y 2%; De 0.6 a 1.8 m arena fina poco limosa con algo de raíces en estado semicompacto y de color café claro; el número de golpes en la prueba de penetración estándar se encuentra entre 13 y 20 y el contenido natural de agua va de 2 a 20%; De 1.8 a 4.0 m arena fina a media limosa de color café claro, en estado semicompacto; el número de golpes en la prueba de penetración estándar varía entre 17 y 28; el contenido natural de agua varía entre 4 y 23%.

De 4.0 a 9.50 m se tienen arenas finas y medias limosas de color café claro, en estado compacto; presenta un número de golpes en la prueba de penetración estándar entre 38 y más de 50; el contenido natural de agua va de 13 a 34%; A partir de 9.5 m existe una arena fina y media cuarzosa y limosa de color gris verdoso, compacta a muy compacta, presentando fragmentos de concha; el número de golpes en la prueba de penetración estándar es superior a 50. El contenido natural de agua varía entre 12 y 33%.

8.4.3.5 Potencial de licuación

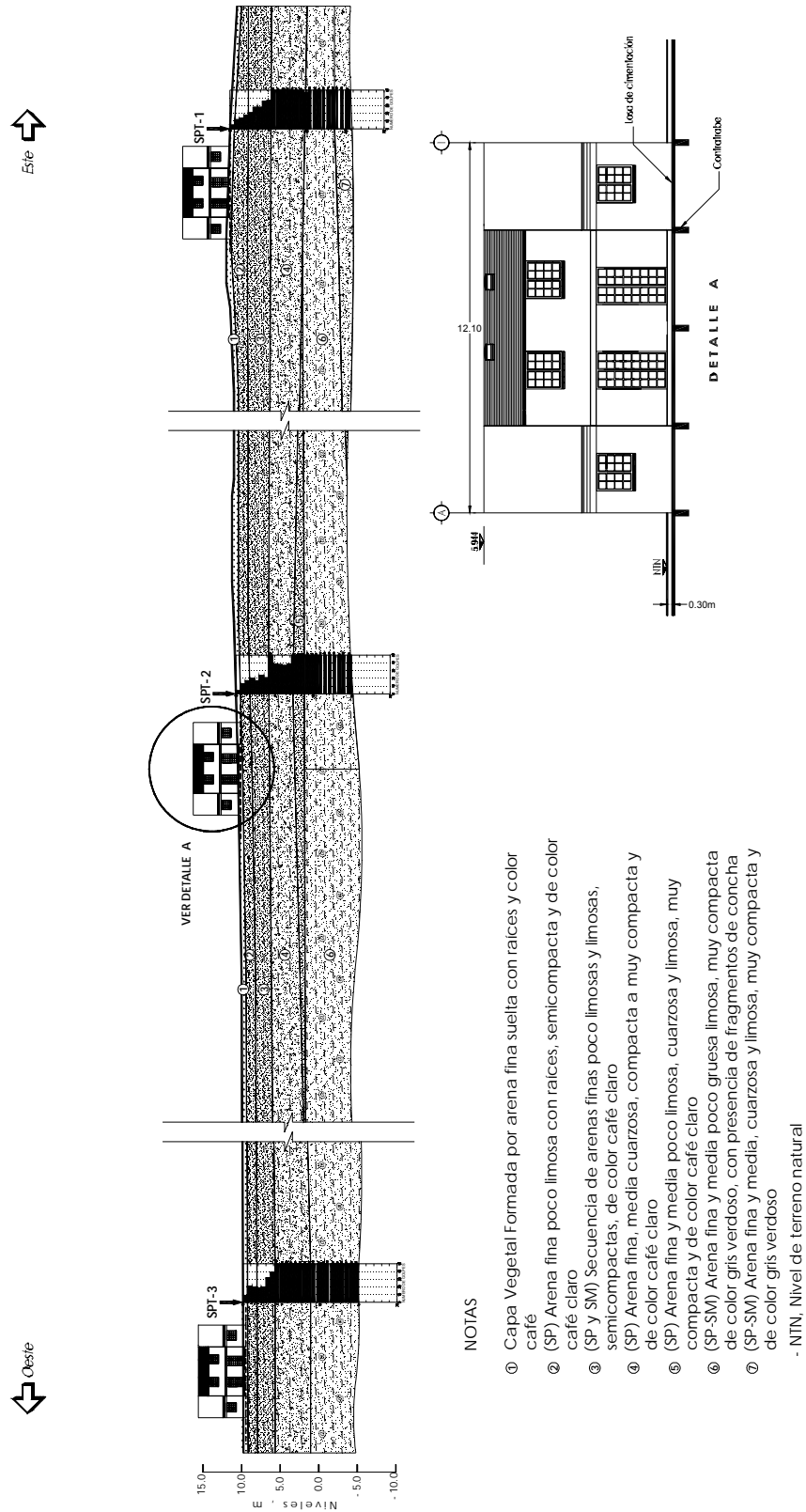
Se revisó el potencial de licuación de las arenas sueltas a semicompactas, observándose que el estrato superficial comprendido entre 0.0 y 0.6 m de profundidad es susceptible de licuación, por su estado suelto y su condición de arena fina prácticamente limpia; sin embargo, este problema se podrá resolver retirando los primeros 0.3 m superficiales y compactando los siguientes 0.3 m que son sobre los que se desplantará la cimentación.

El potencial de licuación se revisó mediante el criterio de licuación de Holzer, el cual fue desarrollado a partir de observaciones de campo efectuadas en California durante varios temblores. Para calcular la velocidad de onda de corte se utilizó la siguiente correlación obtenida para pruebas de penetración estándar (Ohta y Goto, 1976):

$$V_s = A N^{0.17} Z^{0.20} F_o F_1 \quad (8.13)$$

donde

- V_s velocidad de ondas de corte, m/s
- A parámetro adimensional, 69
- Z profundidad del estrato considerado, m
- F_o coeficiente que depende de la granulometría del suelo, 1.2
- F_1 factor que depende del origen del suelo, 1.2



CONJUNTO HABITACIONAL JOYAS DIAMANTE II

Figura 8.12 Interpretación estratigráfica, corte A-A' y solución de cimentación

Las velocidades de ondas V_s varían entre 98 y 250 m/s; por otra parte el período de los suelos analizados T_s es de 0.1 segundos.

8.4.3.6 Coeficiente sísmico

El coeficiente sísmico recomendado para el diseño estructural vale 0.5, que de acuerdo con la estratigrafía del sitio corresponde a un suelo geotécnicamente denominado como Tipo I (Romo y Ovando, 1995).

8.4.3.7 Solución de cimentación

De conformidad con las características de las estructuras y con la estratigrafía del sitio, la solución de cimentación consiste en una losa rigidizada con contratraveses, desplantada a 0.3 m de profundidad (Fig. 8.12); previo retiro de los primeros 30 cm superficiales que contienen abundantes raíces.

Previo a la construcción de las losas, se deberán densificar los 30 cm restantes de material de desplante, esta densificación se podrá realizar con vibrocompactadores; en su defecto podrá rellenarse con una arena limosa (tucuruaguay) con calidad de sub-rasante compactada al 95% Próctor estándar.

8.4.3.8 Capacidad de carga admisible

La capacidad de carga admisible del suelo de sustentación se determinó mediante la siguiente ecuación (Holguín, 1992):

$$q_a = \frac{\sigma_o (N_q - 1) + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma}{FS} \quad (8.14)$$

donde

- σ_o esfuerzos efectivos a nivel de desplante, m
- N_q, N_γ factores de capacidad de carga, adimensionales
- B ancho del cimiento, m
- γ peso volumétrico del suelo bajo el nivel de desplante, ton/m³
- FS factor de seguridad de 3 y 2, en condiciones estáticas y sísmicas

Sustituyendo los valores correspondientes, la capacidad de carga admisible, es de 20 y 30 ton/m², en condiciones estáticas y sísmicas, respectivamente.

8.4.3.9 Asentamientos

Los asentamientos que se presentarán por la transmisión de carga al terreno de cimentación se calcularon mediante la expresión que define la deformación para una placa rígida apoyada en un medio isótropo, semi-infinito y elástico (Zeevaert, 1983):

$$\delta = \alpha \frac{(1-\mu^2)}{E} qB \quad (8.15)$$

donde

- α factor de forma, adimensional
- μ módulo de Poisson, 0.3
- E módulo de elasticidad, kg/cm²
- B ancho de la losa, cm
- q carga aplicada, 2.3 kg/cm²

Sustituyendo los valores correspondientes, resultan asentamientos elastoplásticos del orden de 2 cm que se desarrollarán durante la construcción de las estructuras.

8.4.3.10 Densificación de los suelos superficiales

Una vez retirados los 30 cm superficiales, se procederá a la recompactación o densificación de los siguientes 30 cm mediante vibrocompactadores; estos trabajos aumentarán el peso volumétrico de la arena minimizando el potencial de licuación. Este trabajo se deberá realizar con un sobre ancho en la banda de casas-habitación de por lo menos 1.0 m.

8.4.4 EDIFICIO EN LA CALLE DE CANARIAS, DELEGACIÓN BENITO JUÁREZ EN LA CIUDAD DE MÉXICO

8.4.4.1 Antecedentes

El terreno tiene un área de 1,283 m² y se localiza en la calle de Canarias en la Col. San Simón Ticumac, de la delegación Benito Juárez, ciudad de México.

8.4.4.2 Características del proyecto

Se construirá un edificio habitacional de interés social, con un sótano, planta baja, 5 niveles y azotea; la superficie de su planta es de 787 m² (16.45×47.83 m); estructurado con muros de carga con tabique extruido multiperforado y un sistema de piso en la planta baja de losas macizas, y en las restantes de vigueta y bovedilla (Fig. 8.13).

8.4.4.3 Zonificación geotécnica

El predio se localiza en la Zona de **Lago Centro I**, que está asociada al sector no colonial de la ciudad, que se desarrolló a partir de principios del siglo pasado y ha estado sujeta a las sobrecargas de construcciones pequeñas y medianas; su estratigrafía está compuesta por grandes espesores de arcillas con baja resistencia al esfuerzo cortante y alta compresibilidad, así como un alto contenido de agua (Tamez, 1987).

8.4.4.4 Trabajos de exploración

Un sondeo de cono eléctrico SCE-1 a 29 m, otro de muestreo selectivo SMS-1 recuperando 4 muestras inalteradas y cuatro pozos a cielo abierto PCA-1 a 4 a 2.0 m (Fig. 8.13).

8.4.4.5 Estratigrafía

La estratigrafía del sitio es (Fig. 8.14): De 0.0 a 9.5 m costra superficial formada por rellenos artificiales y arcillas arenosas; la resistencia de punta medida con el cono eléctrico (q_c) varía de 5 a 70 kg/cm²; De 9.5 a 23.5 m serie arcillosa superior integrada por arcillas y limoso plásticos, gris verdoso y café rojizo, su consistencia va de suave a media, se encuentran intercalados por lentes duros, la resistencia q_c fue de 3 a 15 kg/cm²; De 23.5 a 25.8 m primera capa dura conformada por dos estratos limo-arenosos de cementación variable, separados por un lente de arcilla, el q_c es mayor a 100 kg/cm²; De 25.8 a 27.2 m serie arcillosa inferior compuesta por arcillas y limos de alta plasticidad, con una q_c media de 12.5 kg/cm²; A partir de 27.2 m depósitos profundos formados por arenas y gravas, la q_c medida es superior a los 100 kg/cm²

8.4.4.6 Nivel freático

Durante la campaña de exploración el nivel de aguas freáticas se detectó a 1.70 m, medido a partir del nivel actual del terreno.

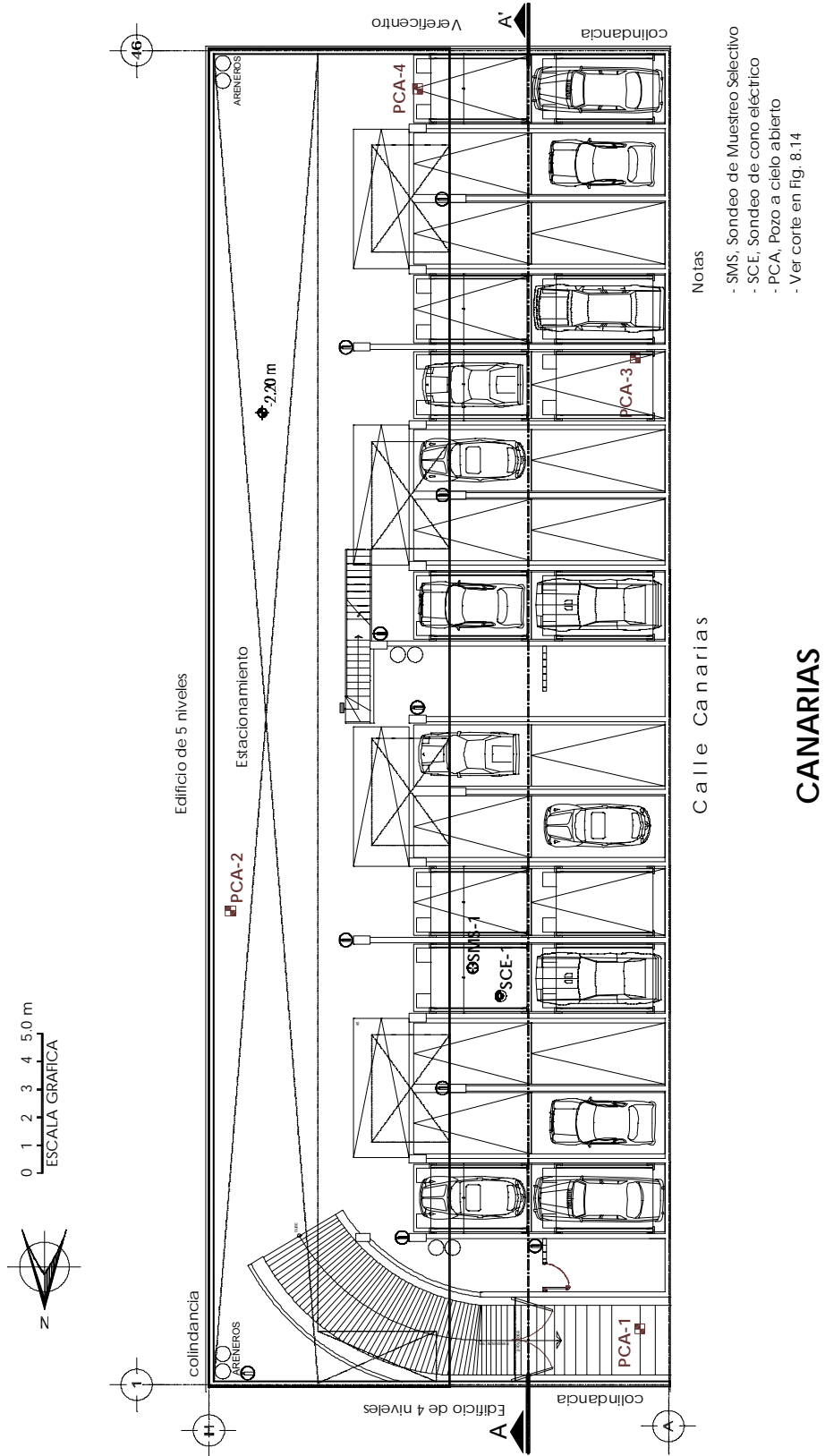


Figura 8.13 Planta de proyecto, croquis de localización y ubicación de sondeos

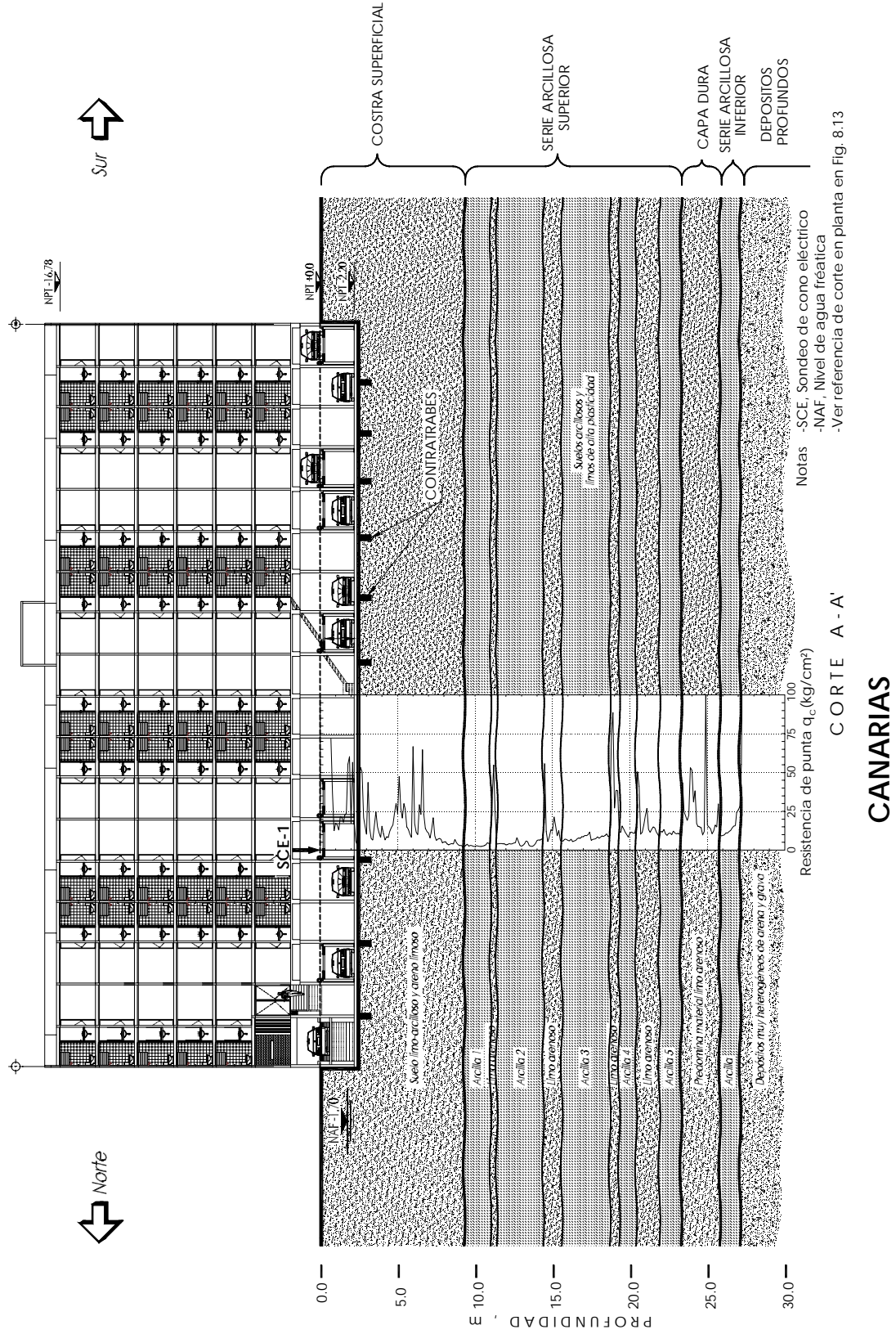


Figura 8.14 Corte estratigráfico A-A' y solución de cimentación

8.4.4.7 Coeficiente sísmico

El coeficiente sísmico para el diseño de la estructura vale 0.40.

8.4.4.8 Solución de cimentación

La solución de cimentación es un cajón desplantado a 2.45 m, en el que la contratrase perimetral estará constituida por el muro de contención. De acuerdo con la planta de cimentación y las plantas tipo de la estructura, así como de las cargas, se tendrá una excentricidad de carga del 14% en el sentido corto (Fig. 8.13), lo que generaría la inclinación del edificio a mediano plazo. Para garantizar el correcto comportamiento, la carga neta en el patio lateral tiene que ser nula para el análisis de asentamientos, esto implica aumentar el peso en esa zona; el dimensionamiento y posición de este peso adicional se precisa a continuación considerando dos opciones:

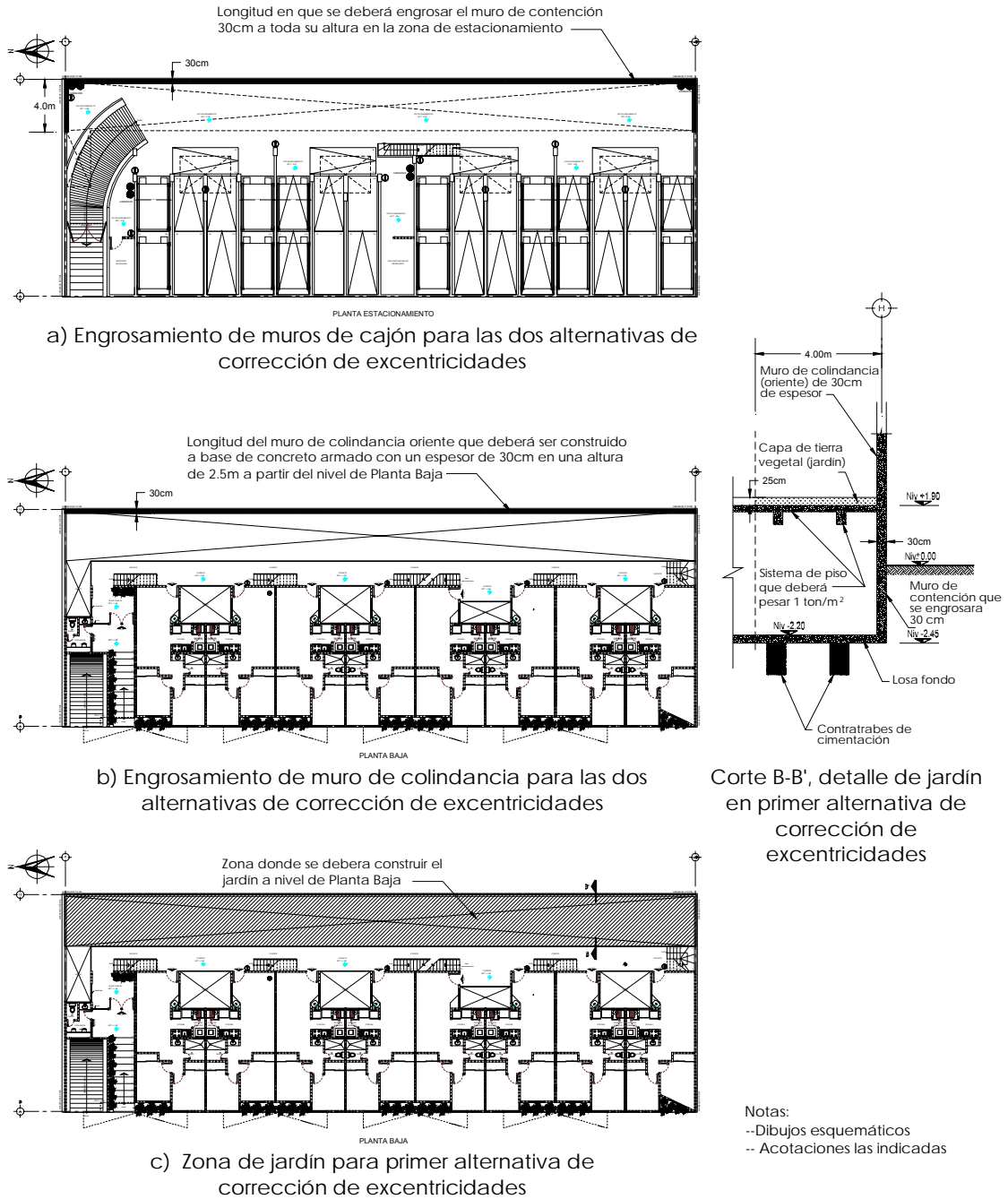
- a) Primer alternativa (Fig. 8.15): 1) El muro de contención del sótano del eje H en toda su longitud, así como los que se encuentran sobre los ejes 1 y 46 en sus primeros 4 m de longitud a partir del eje H, deberán engrosarse 30 cm más del espesor de proyecto en toda su altura; 2) El muro de colindancia que se encuentra en el eje H a partir del nivel de planta baja deberá construirse de concreto armado con un espesor de 30 cm en toda su longitud con una altura de 2.5 m; 3) Deberá construirse un jardín a nivel de planta baja en toda el área que cubre el patio lateral utilizando un espesor de capa vegetal de 25 cm y garantizando que el sistema estructural que soportará la capa vegetal (losa y trabes de concreto) tenga una densidad de 1 ton/m².
- b) Segunda alternativa (Fig. 8.15): 1) Uso de un lastre de concreto ciclópeo de 1 m de profundidad a todo lo largo del área de proyecto y de 4 m de ancho medidos a partir del eje H. La proporción del concreto será 60:40 concreto-piedra y tendrá un $f'_c = 100$ kg/cm², adicionando el peso de muros concerniente a los dos primeros puntos de la primer alternativa.

8.4.4.9 Cargas

Las cargas totales del edificio son:

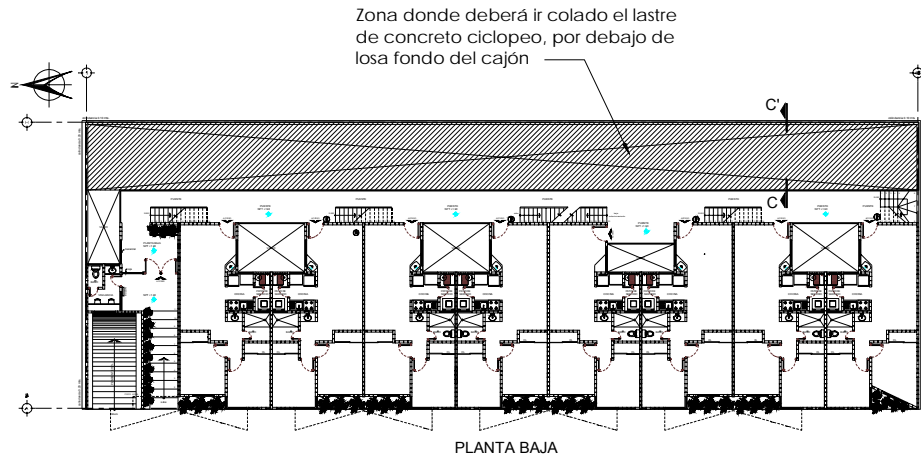
- 1) Carga Muerta + Viva máxima 3,391 ton;
- 2) Carga Muerta + Viva instantánea 3,020 ton; y
- 3) Carga Muerta + Viva media 2,721 ton.

A estas cargas proporcionadas se les deberá sumar el peso adicional de las alternativas planteadas que es de 520 ton.

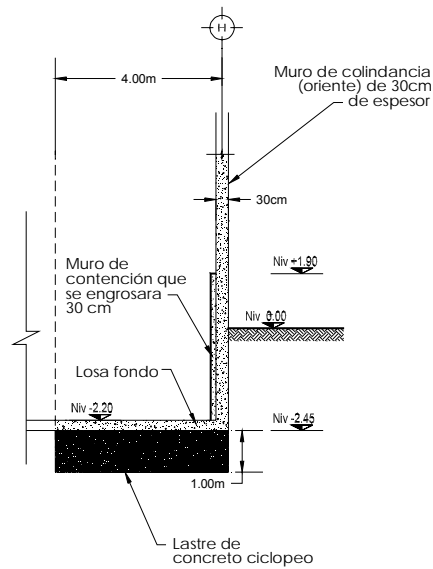


CANARIAS

Figura 8.15 Alternativas para la corrección de excentricidades



d) Zona de lastre para segunda alternativa de corrección de excentricidades



Corte C-C', detalle de lastre en segunda alternativa de corrección de excentricidades

Notas:
 --Dibujos esquemáticos
 -- Acotaciones las indicadas

CANARIAS

Figura 8.15 Alternativas para la corrección de excentricidades (continuación)

8.4.4.10 Presión total permanente

La presión total generada por acciones permanentes más acciones variables con intensidad media, considerando el lastre, vale 4.16 ton/m² se calculó con la siguiente expresión (Holgúin, 1992):

$$w_T = \frac{W_E}{A} \quad (8.16)$$

donde

w_T presión total, ton/m²

W_E carga permanente con acciones variables de intensidad media, 3,241 ton

A área de cimentación, 780 m²

8.4.4.11 Presión de compensación

La presión de compensación resultado de la remoción del suelo vale 3.92 ton/m².

8.4.4.12 Excentricidad de cargas

Tomando en cuenta el peso del lastre, las excentricidades de carga se presentarán únicamente en el lado corto y tendrá un valor de 0.79 m, que representa 4.8% de la longitud del lado corto, por lo tanto se tendrá que hacer una revisión de esfuerzos por excentricidad de cargas estáticas mediante la siguiente expresión (Holgúin, 1992):

$$\Delta w_e = \frac{M_e}{I} x \quad (8.17)$$

donde

Δw_e incremento de esfuerzo por momento estático, ton/m²

M_e momento estático, 2,560 ton – m

I momento de inercia en la dirección considerada, 17,743 m⁴

x distancia del centroide de cimentación a la orilla considerada, 8.23 m

Sustituyendo los valores correspondientes, el incremento de esfuerzo es de 1.19 ton/m².

8.4.4.13 Presión neta

La presión neta que se aplicará al terreno determinada con la ecuación 8.8, vale 1.43 ton/m².

8.4.4.14 Capacidad de carga admisible

La capacidad de carga para el suelo de sustentación obtenida con la expresión 8.6, es igual a 9.0 y 12.0 ton/m², en condiciones estáticas y sísmicas, respectivamente.

8.4.4.15 Asentamientos

Los asentamientos que se desarrollarán en la masa de suelo por la aplicación de las cargas, se calcularon considerando que la estructura del edificio es independiente del cuerpo del patio lateral, aplicando la carga neta en el área del edificio y nula en la correspondiente al patio, la expresión empleada es la ec. 8.11. Los asentamientos resultan de 3.0 cm al centro del edificio y de 1.7 cm al centro del patio, que se desarrollarán en un lapso del orden de 2 años, contados a partir de la construcción. La distorsión angular que se presenta entre ambos cuerpos está dentro de los límites que marca el reglamento de construcciones (GDF, 2002).

8.4.4.16 Momento de volteo sísmico

Los momentos de volteo provocado por el sismo tienen una magnitud de 5,728 ton-m en la dirección corta y de 7,970 ton-m en la larga.

8.4.4.17 Incremento de esfuerzos sísmicos

Para el diseño se considera la carga estática combinada con el sismo actuando con un 100% de intensidad en la dirección más desfavorable y de un 30% en la otra dirección. Los incrementos de esfuerzos máximos inducidos por sismo resultan de 2.43 ton/m² en compresión y tensión (ec. 8.10).

8.4.4.18 Esfuerzo límite en la orilla

La estabilidad en condición sísmica se efectúa revisando que el esfuerzo en la esquina sometida a la compresión máxima sea menor que el esfuerzo límite q_i con la siguiente expresión (Zeevaert, 1983):

$$W_n + \Delta q_s \leq q_l \quad (8.18)$$

$$q_l = 2c_o \sqrt{N_{\phi d}} + K_o N_{\phi d} \sigma_{od} \quad (8.19)$$

donde

- q_l esfuerzo límite del terreno, ton/m²
- c_o cohesión no drenadas afectada por el factor 0.75, 2.1 ton/m²
- $N_{\phi d}$ factor adimensional, 3.85
- K_o coeficiente de empuje de tierras en reposo, 0.41
- σ_{od} esfuerzo efectivo al nivel de desplante, 3.17 ton/m²

Sustituyendo los valores correspondientes el esfuerzo límite del terreno resulta de 13.24 ton/m², valor que satisface la desigualdad 8.18.

8.4.4.19 Tensiones inducidas por sismo

Se verificó que en la esquina con mayor esfuerzo de tensión sísmica no se presenten tensiones, es decir, que el incremento sísmico sea menor que la presión total estática, concluyéndose que no habrá tensiones.

8.4.4.20 Giro de la cimentación

El giro que sufrirá el cajón de cimentación por el sismo de diseño más el momento de volteo generado por la excentricidad de carga, se determinó con la ec. 8.12; su magnitud es igual a 0.003 radianes que equivale a un desplazamiento en la orilla de 2.6 cm, de los cuales 1.3 cm estarán en el rango plástico.

REFERENCIAS

Gobierno del Distrito Federal (GDF, 2002), “Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de cimentaciones”, Anteproyecto del Comité de Normas, México, D.F., 27 pp.

Holguín E. et al. (1992), “Diseño Geotécnico de Cimentaciones”, Ed Tgc Geotecnia.

Juárez B. y Rico A. (1980), “*Mecánica de suelos*”, Tomo II, Segunda edición, Limusa.

Ohta Y. y Goto N. (1976), “Estimation of S-wave velocity in terms of characteristics indices of soils”, Bussuri-Tanko.

Olivari G., (1983), “*Mecanique des sols*”, Tomo 2, Ecole National de Travaux Publics de l’Etat.

Romo M.P. y Ovando E. (1995), “Zonificación geosísmica en México y su aplicación al cálculo de espectros de diseño”, Instituto de Ingeniería, UNAM, México.

Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos (SMMS, 1970), *Memorias de la IX Reunión Nacional de Mecánica de Suelos*, Mérida, Yuc., México.

Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos (SMMS, 1978), “El subsuelo y la Ingeniería de Cimentaciones en el área urbana del Valle de México”, marzo.

Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos (SMMS, 2001), “Manual de cimentaciones profundas”.

Tamez E. et al. (1987), “Manual de diseño geotécnico”, Vol. I, COVITUR, Departamento del Distrito Federal.

Zeevaert L. (1983), “*Foundation engineering for difficult subsoil conditions*”, Segunda edición, Van Nostran Reinhold.

CAPÍTULO 9

ASPECTOS CONSTRUCTIVOS DE TIPO
GENERAL EN LA VIVIENDA DE
MAMPOSTERÍA

D. VASCONCELOS T. SÁNCHEZ

CONCEPTOS CONSTRUCTIVOS PARA
MUROS DE BLOCK DE CONCRETO
REFORZADOS INTERIORMENTE

R. CRUZ

EXPERIENCIAS EN EL DISEÑO Y
CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS DE
MAMPOSTERÍA A BASE DE BLOQUES
HUECOS DE CONCRETO

F. FLORES J.A. PÉREZ

CAPÍTULO 9

CONSTRUCCIÓN

9.1 ASPECTOS CONSTRUCTIVOS DE TIPO GENERAL EN LA VIVIENDA DE MAMPOSTERÍA

Darío Vasconcelos¹ y Tomás Sánchez²

INTRODUCCIÓN

La mampostería es más dependiente que otros materiales estructurales de la calidad de la construcción; es común, en la construcción de vivienda descuidar el control de componentes, de las técnicas constructivas o de la calidad de la mano de obra. Además, la tendencia a acelerar y simplificar las construcciones, y la frecuente subestimación de la importancia que asigna el constructor a la vivienda de interés social, ha conducido a degradar la artesanía tradicional. La escasez de cursos universitarios de mampostería, y la falta de preparación de operarios cuya única preocupación es la de “avanzar”, ha impedido crear una adecuada escuela de construcción, por lo que es indispensable una buena supervisión.

En términos generales, la construcción deberá cumplir con las especificaciones del proyecto estructural, arquitectónico y de instalaciones. Es muy importante que el constructor (y su residente) conozcan los aspectos neurálgicos del proyecto estructural, para que, como mínimo, centralice su atención en ellos. En adición al control detallado de la calidad de los insumos, y a las obvias disposiciones relativas a la correcta geometría de la construcción, en cuanto al aplomo y alineamiento de los muros, a continuación se presenta una breve descripción de algunos aspectos que requieren ser considerados en forma detallada.

¹ Consultor en Estructuras de Mampostería para Vivienda de Interés Social en varios Organismos y Dependencias Oficiales.

² Coordinador de Difusión, Centro Nacional de Prevención de Desastres.

Las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería (NTCM) del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF) contienen una amplia variedad de requisitos de construcción (GDF, 2002a). Se recomienda referirse a ellos en adición a los puntos discutidos en este capítulo.

9.1.1 CONSTRUCCIÓN DE LA CIMENTACIÓN

9.1.1.1 *Estudio de mecánica de suelos*

Antes de pensar en la construcción, se debe reconocer la necesidad de contar con un estudio de mecánica de suelos que proporcione la información necesaria y suficiente para llevar a cabo un buen proyecto estructural. Este aspecto es también crítico en el ambiente constructivo, puesto que el constructor usualmente ve a este estudio como un gasto y no como una inversión que va a garantizar su seguridad y economía.

Las características deseables de un estudio de mecánica de suelos se relacionan a continuación.

- Exploración del suelo suficiente (en número y profundidad), de acuerdo con GDF (2002b). Instalación piezométrica.
- Ensayes de laboratorio suficientes para determinar los parámetros de resistencia y compresibilidad del suelo.
- Análisis de capacidad de carga del suelo de cimentación y cálculo de hundimientos (elásticos y a largo plazo).
- Recomendaciones del tipo de cimentación, capacidad de carga y profundidad de desplante; procedimiento constructivo, protección a colindancias, detección de cavernas en zonas minadas, empujes en muros de contención o en contratraves exteriores de un cajón de cimentación, etc. (ver Capítulo 8).

9.1.1.2 *Plantillas*

Son necesarias para proporcionar una superficie limpia y mas o menos lisa, y evitar la contaminación del concreto; Es usual construirlas de 5 cm de espesor con concreto de $f'_c = 100 \text{ kg/cm}^2$; actualmente se utilizan substitutos como las geomembranas, que tiene ventajas económicas.

9.1.1.3 *Acero de refuerzo*

Es usual la utilización de elementos prefabricados de acero (para secciones transversales de contratraves relativamente pequeñas), malla electrosoldada en el lecho superior de losa de cimentación (muy flexible), bastones en el lecho inferior sobre los apoyos. Deberán cuidarse anclajes y traslapes, recubrimientos, etc.

9.1.1.4 *Anclaje de castillos en la cimentación*

Es muy importante que el anclaje de los castillos sea adecuado, ya que usualmente se corrigen las deficiencias de posición con dobleces del acero que no cumplen con la relación 1 a 6. Los anclajes deberán poseer la longitud de desarrollo del acero longitudinal para que se desarrolle la resistencia a la tensión. En castillos anclados a cimientos de piedra natural, el castillo debe empotrarse al menos 40 cm dentro de dicho cimiento (GDF, 2002a).

9.1.2 CONSTRUCCIÓN DE FIRMES

Es conveniente que los firmes se cuelen en áreas no mayores que 15 m², y que tengan el acero mínimo necesario para cambios de temperatura. Es común armarlos con malla en el lecho superior y resistencia en compresión del concreto de $f'_c = 150 \text{ kg/cm}^2$. En el caso de cimentación de losa corrida; ésta funge como firme, lo cual presenta una ventaja económica.

9.1.3 TRANSPORTE Y ALMACENAMIENTO DE LOS MATERIALES

Es necesario que las piezas para muros se transporten cuidadosamente para evitar rajaduras y despostilladuras; algunas empresas transportan su material en paletas o tarimas protegidos con plástico y lo colocan hasta en un segundo nivel por medio de grúas o montacargas, lo cual representa una buena opción de almacenamiento temporal. Las piezas de bloque hueco de concreto deben protegerse con plástico y almacenarse sobre madera, para evitar el contacto con la humedad. Los cementos y las cales deben estar protegidos del agua y la intemperie durante su transporte y almacenamiento.

Si el cemento ha sido almacenado durante más de 30 días, deberán hacerse ensayos de fraguado y de resistencia para aprobar su utilización.

9.1.4 TRATAMIENTO DE LA SUCCIÓN DE LAS PIEZAS

La succión es necesaria para lograr el íntimo contacto del mortero con la unidad de mampostería. Sin embargo, cuando es excesiva, debe ser controlada

mediante el humedecimiento previo al asentado de la unidad o pieza, ya que de lo contrario, causará efectos negativos. En casos extremos endurecerá y deformará la superficie plana del mortero sobre la que asienta la siguiente hilada, impidiendo todo contacto; y en casos menos severos, reducirá la cantidad de agua disponible para la unidad de arriba, impidiendo lograr una buena adherencia en la interfaz mortero-unidad.

Muchas piezas de arcilla tienen una succión natural excesiva, la cual debe ser modificada mediante la saturación previa para lograr una succión óptima en el momento del asentado. En consecuencia, es importante determinar la succión de las unidades, y precisar si será necesario un tratamiento con el propósito de reducir la succión al momento del asentado. Las unidades que tienen succiones de 20 gramos o menos no deben ser humedecidas.

Las unidades de concreto y sílice-cal nunca deben de asentarse húmedas, debido a que tienen succiones en un intervalo adecuado, y una vez instaladas en el muro, sufrirán las consecuentes contracciones de secado que tenderán a agrietar el muro. Sin embargo, la limpieza del polvo superficial es indispensable en todas las unidades, así como un rociado ligero de agua como se indica en GDF (2002a).

9.1.5 ESPESOR DE LAS HILADAS Y ACABADO DE LAS JUNTAS

El espesor de las hiladas y acabado de las juntas deben determinarse en función de la variabilidad dimensional de la altura de la pieza de mampostería y del espesor mínimo recomendable del mortero para lograr una correcta adherencia. Para condiciones normales de asentado, el espesor de la junta estará entre 10 y 15 mm. No son aceptables, juntas de mortero excesivas, porque reducen la resistencia a la compresión de la mampostería; tampoco lo son aquéllas que sean muy delgadas porque reducen su resistencia a la tensión. A este respecto, véase la figura 9.1.

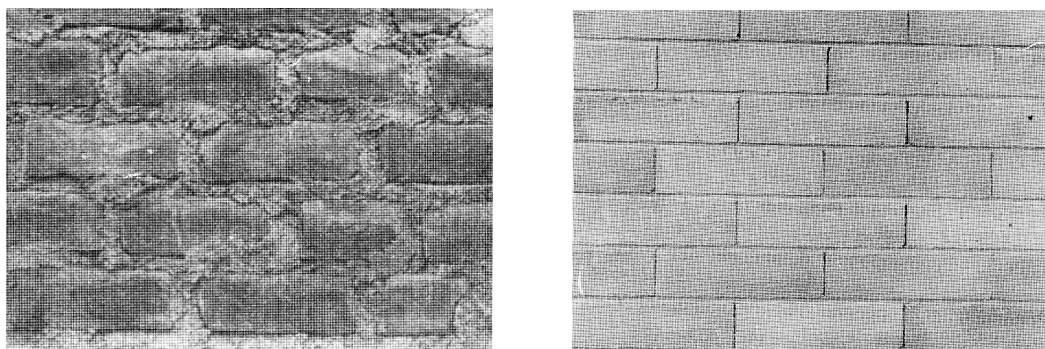
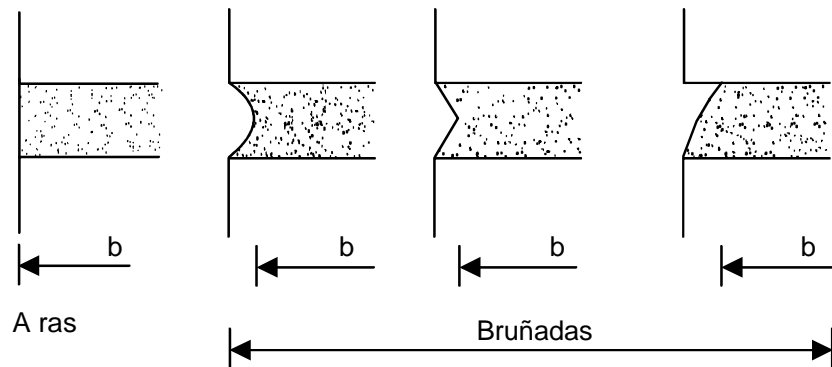


Figura 9.1 Muros de mampostería deficientes. a) juntas de mortero de espesor excesivo, b) juntas de mortero de muy pequeño espesor

Las juntas de mortero horizontales y verticales deben ser tratadas una vez terminada una parte del asentado del muro y mientras el mortero está aún plástico. Las formas comunes de acabado de las juntas se muestran en la figura 9.2. Las juntas señaladas como “no recomendables” en esta figura tienden a retener agua e intemperizar al muro.

Recomendables



Nota: El ancho útil del muro "b", se mide desde el interior de la junta tratada

No recomendables

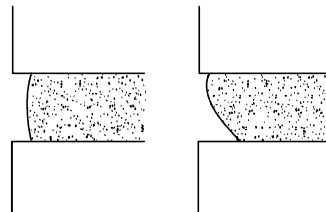


Figura 9.2 Acabado de las juntas de mortero

9.1.6 FABRICACIÓN DEL MORTERO EN OBRAS PEQUEÑAS Y EN OBRAS GRANDES

Siempre será deseable la fabricación controlada de los morteros por medios mecánicos, y en el caso de obras grandes, convendrá fabricarlo de manera centralizada, con total control del proporcionamiento especificado, para distribuir hacia los diversos frentes. Tradicionalmente, la consistencia del mortero la define el operario, y se adecua para mantener la adherencia y cohesión necesarias que permitan esparcirlo en las caras de la unidad.

Los materiales se mezclarán en un recipiente no absorbente, prefiriéndose un mezclado mecánico. El tiempo de mezclado, una vez que el agua se agrega, no debe ser menor de 4 min., ni del necesario para alcanzar 120 revoluciones. La consistencia del mortero se ajustará tratando de que alcance la mínima fluidez compatible con una fácil colocación. La consistencia del mortero debe mantenerse durante el proceso de construcción. Si el mortero empieza a endurecerse, podrá remezclarse hasta que vuelva a tomar la consistencia deseada agregándole un

poco de agua si es necesario. Sólo se aceptará un remezclado. Los morteros a base de cemento portland deberán usarse dentro de un límite que no exceda el tiempo de fraguado inicial del cemento. En las NTCM se indica usar el mortero dentro de un lapso de 2.5 horas (GDF, 2002a). En Gallegos, (1989) se sugiere un lapso máximo de 2 horas desde la primera adición de agua en climas fríos, y de una hora en climas cálidos. Con el uso de la cal se obtiene mayor trabajabilidad del mortero. Es usual utilizar aditivos retardantes que permitan usar el mortero a lo largo de más tiempo.

El asentado de las piezas o unidades debe garantizar la máxima adherencia y el llenado completo de las juntas horizontales y verticales. El asentado, como se ha dicho, implica presión, debiendo evitarse el bamboleo de la unidad o retirarla y volverla a poner, para ajustarla al nivel requerido (Fig. 9.3). Esto se debe, como se explicó en el Capítulo 3, a que la adherencia se logra en el primer contacto, por lo que cualquier despeque parcial o total la destruye irremediablemente.

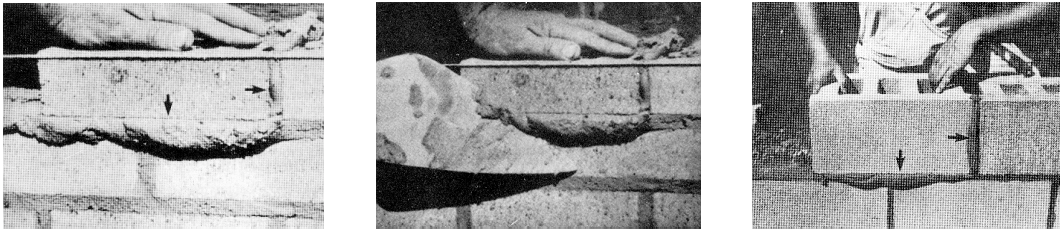


Figura 9.3 Proceso de asentado de tabiques y bloques: a) presión vertical, b) presión horizontal y retiro del mortero excedente, y c) presión vertical y horizontal

9.1.7 CONSTRUCCIÓN DE LA MAMPOSTERÍA

Además del cuidado que se debe tener en el espesor de las juntas de mortero, éste debe colocarse en todas las caras; en el caso del ladrillo multiperforado debe ser suficientemente fluido para que penetre en los alvéolos no más de la cuarta parte de la altura de la pieza (llaves de cortante). En GDF (2002a) se pide que penetre no menos de 10 mm en los alvéolos. Las primeras hiladas son las más importantes (plomos, hilos, cuatrapeos). En los muros de mampostería confinada deberá practicarse el dentado en la zona de castillos (Fig. 9.4), para garantizar la trabazón del tabique y el concreto, o bien la adición de conectores.

Durante la construcción de muros con refuerzo interior, deben tomarse precauciones para que la colocación del concreto de relleno o mortero de relleno garantice un llenado total. Estas precauciones consisten, además de cuidar la fluidez del mortero o concreto de relleno, en mantener los alvéolos verticales de las piezas limpios, sin mortero u otras sustancias.



Figura 9.4 Dentado de un muro de tabique recocido para garantizar el "amarre" con los castillos de confinamiento

Las pequeñas dimensiones de los castillos en muros confinados, y la presencia de los ganchos de los estribos, requieren que el concreto tenga un revenimiento recomendado de 120 mm, y que se utilicen agregados con tamaño máximo de $\frac{1}{2}$ pulg, además de compactar el concreto con una buena técnica de vibración. Con lo anterior se garantiza que el concreto llene todos los huecos, para evitar la formación de oquedades que pueden disminuir la resistencia al corte.

Es necesario que durante el proceso de obra se lleven a cabo el muestreo y los ensayos de laboratorio para garantizar los valores de resistencia de los materiales (f_p^* , f_m^* , v_m^* , f_c'), y aceptar los materiales estructurales. En las NTCM (GDF, 2002a) se incluyen requisitos para la inspección y control de calidad de las estructuras de mampostería.

En las aberturas para puertas y ventanas es necesario confinar el hueco mediante el mismo tipo de refuerzo colocado en los extremos de muros (castillos externos, o refuerzo interno en dos celdas consecutivas, según el caso); también deberá proporcionarse refuerzo horizontal en los antepechos.

9.1.8 RITMO DE LA CONSTRUCCIÓN

Cuando se construye a un ritmo acelerado es posible que se coloque un número excesivo de hiladas sobre un mortero que aún no ha adquirido una rigidez adecuada, ocasionando su deformación. Como ésta no ocurre necesariamente de modo uniforme, el muro tiende a perder su verticalidad. Gallegos (1989) y San Bartolomé (1994) recomiendan que, para evitar excentricidades accidentales y fallas prematuras por aplastamiento del mortero, el ritmo de construcción en piezas juntas con mortero de cemento portland no exceda de 1.30 m de altura por jornada de trabajo.

9.1.9 CUIDADO DE LOS MUROS DURANTE SU CONSTRUCCIÓN

Con el fin de evitar fallas por cizallamiento en las juntas de construcción, deben evitarse, en lo posible, juntas frías en los muros. Para lograr una mayor adherencia entre el muro existente y el muro por construir, se recomienda limpiar las superficies de asiento de las unidades del muro existente con aire comprimido,

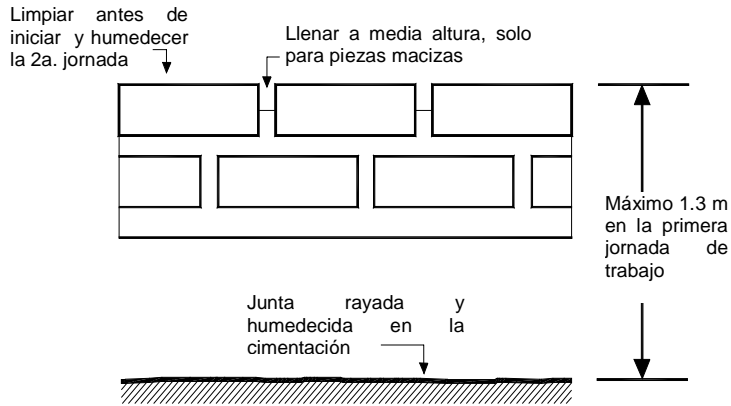


Figura 9.5 Juntas de construcción (San Bartolomé, 1994)

de construcción sean rugosas y que estén libres de polvo y gránulos sueltos.

Durante el proceso constructivo, los muros tienen poca estabilidad fuera de plano y en general, una resistencia a la tensión muy reducida. En consecuencia, no deben ser sometidos a golpes o vibraciones, ni tampoco servir de apoyo a otros procesos constructivos, ya que es muy fácil romper accidentalmente las interfaces mortero-unidad (generalmente en la parte baja del muro). En muchos casos es conveniente, para muros altos o muros construidos en áreas de gran exposición al viento, proveerlos de algún tipo de arriostramiento o apuntalamiento con tabloncillos de madera, para evitar daños (Fig. 9.6).

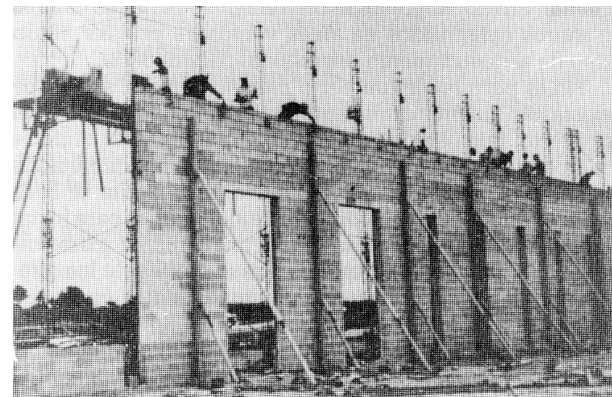


Figura 9.6 Protección de un muro mediante arriostramiento provisional

y humedecerse en el caso de que las unidades requieran dicho tratamiento. Para piezas macizas, Gallegos (1989) recomienda que al término de la primera jornada de trabajo se llenen parcialmente las juntas verticales correspondientes a la hilada superior, para llenarlas completamente al inicio de la segunda jornada (Fig. 9.5). Asimismo, es deseable en general, que todas las juntas de

9.1.10 COLOCACIÓN DE INSTALACIONES

Durante la colocación de instalaciones, es muy importante la coordinación en la ejecución, para evitar romper o ranurar los muros. No es permisible romper o picar los muros, salvo que exista indicación expresa autorizando esta operación en el proyecto, ya que evidentemente se generan zonas de debilidad al romper, por ejemplo, un elemento con el propósito de alojar tubos para instalaciones eléctricas o sanitarias (Fig. 9.7). La planeación de la ubicación de tubos, cajas e insertos de los diferentes subsistemas debe ser efectuada en la etapa del proyecto, debe indicarse claramente en los planos de construcción y debe ejecutarse en los momentos más adecuados. Se recomienda, además, que los tubos para instalaciones tengan un recorrido vertical, y que se alojen en los muros, sólo

cuando tengan un diámetro menor a $1/5$ del espesor del muro. De preferencia, los conductos deben ir alojados en ductos especiales y en falsas columnas o castillos.

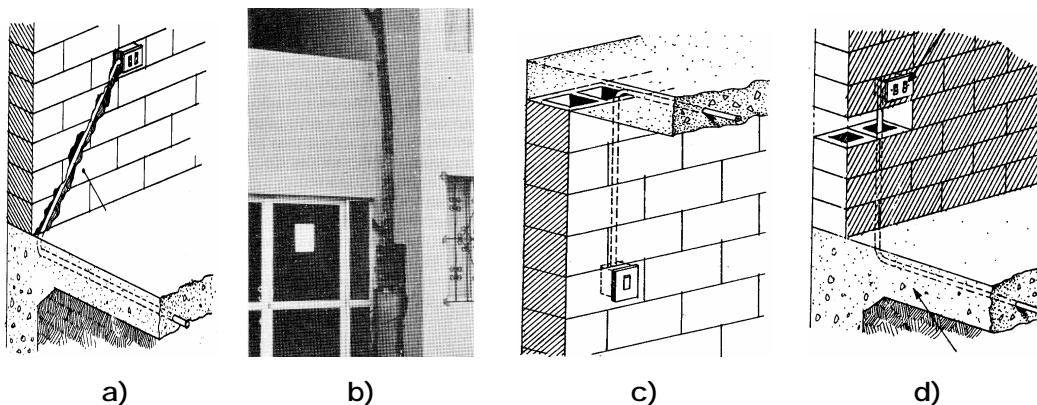


Figura 9.7 a) Colocación incorrecta de ranura que aloja un ducto de instalación eléctrica
 b) Daño severo en muro por una ranura de espesor excesivo
 c) y d) colocación correcta de instalaciones, siguiendo recorridos verticales

9.1.11 ARMADO DE DALAS Y CASTILLOS Y ANCLAJE DE ARMADO EN MUROS REFORZADOS EN SU INTERIOR

Es muy importante que el refuerzo longitudinal de dalas y castillos, así como el refuerzo interior se detalle en sus extremos mediante ganchos, por ejemplo, de modo que sean capaces de desarrollar su esfuerzo de fluencia.

Cuando se usen armaduras prefabricadas es necesario revisar sus intersecciones. Conviene aclarar que se fabrican en dos calidades ($5\,000$ y $6\,000$ kg/cm^2).

No deberá traslaparse más del 50% en una misma sección. En caso de hacerlo, deberá duplicarse la longitud de traslape.

Deberán suministrarse grapas en los castillos ahogados, y el remate de las grapas se harán con gancho a 180 grados.

El refuerzo horizontal debe ser continuo (no debe traslaparse) y sí anclarse con ganchos a 90 ó 180 grados en castillos intermedios. El refuerzo vertical deberá estar eficientemente anclado en la cimentación, y en su remate en la azotea.

9.1.12 IMPERMEABILIZACIÓN DE MUROS Y MANTENIMIENTO DE LA MAMPOSTERÍA

Para evitar la aparición del salitre, que es muy perjudicial para el muro, es necesario impermeabilizar. El procedimiento usual se describe a continuación:

- 1) Aplicar una capa gruesa de chapopote derretido o asfalto.
- 2) Aplicar una capa de cartón asfáltico o polietileno.
- 3) Aplicar otra capa de chapopote o asfalto. Sobre esta capa fresca se espolvorea una capa de arena fina.

Con respecto al mantenimiento de la mampostería, para evitar la degradación de las piezas, es necesario dar mantenimiento al muro cuando éste lo requiera (pintura, yeso, aplanados, etc.). El ladrillo aparente extruído de barro no requiere mantenimiento, más que la aplicación única de un hidrofugante (que no deje película, que evite la entrada del agua pero permita la transpiración por medio de salida de vapor). En la ciudad de México se tienen ejemplos notables del uso de piezas extruidas (Villa Olímpica, Villa Coapa, Unidad Independencia, Cuautitlán Izalli).

9.1.13 ERRORES COMUNES QUE PUEDEN EVITARSE

- a) Posición del acero de refuerzo en castillos y refuerzo vertical de muros reforzados interiormente.
- b) Traslape del acero en más del 50% en una sola sección. Traslape del refuerzo horizontal en muros.
- c) Remates a 90 grados en los estribos (deben ser a 135 grados).
- d) Mal colado de los huecos (en tramos de gran altura, que propician oquedades en el colado).
- e) Fabricación del mortero sin control (proporcionamiento, en el suelo)
- f) Aplicación deficiente del mortero
- g) Falta de previsión en las instalaciones que obligan a romper los muros.
- h) Falta de saturación en las piezas de barro. Saturación de las piezas de bloques de concreto.
- i) Mala posición del acero de refuerzo (malla sobre todo). Bastones en el lecho superior de losas macizas de entrepiso.
- j) Mal proporcionamiento y remezclado inadecuado de morteros
- k) Espesor de juntas de mortero en los muros de menos de 10 mm o de más de 15 mm.
- l) Falta de confinamiento de huecos de ventanas, o refuerzo horizontal en los antepechos.

9.1.14 ASPECTOS IMPORTANTES DEL SUPERVISOR DE VIVIENDA

De acuerdo con el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (DDF, 1993) y sus equivalentes en otras poblaciones, el Director Responsable de Obra (DRO) y el Corresponsable en Seguridad Estructural (CSE) son responsables de que la obra se ejecute de acuerdo con el proyecto estructural, para lo cual resulta indispensable que como mínimo (dependiendo de la magnitud de la obra) cada uno de ellos tenga un residente que vigile la construcción, cuyo costo normalmente no es aceptado por el constructor (inmerso en aspectos financieros), por lo que la participación de ambos se limita a visitas esporádicas, que desde luego no garantizan un seguimiento adecuado del proceso constructivo.

A continuación se presenta un resumen sobre los artículos del RCDF que definen las obligaciones y derechos del DRO y del CSE, con la idea de mostrar la importancia de su actuación para el aseguramiento de la calidad de las construcciones de vivienda.

En su título tercero, el RCDF define a la figura del DRO como aquella persona física que se hace responsable de la observancia del Reglamento de Construcciones para las obras en las que otorgue su responsiva, nombramiento que obtienen profesionistas de carreras específicas (Ingenieros Civiles y Arquitectos, principalmente) que Acreditan ante una Comisión de Admisión que cuentan con la experiencia necesaria y conocimientos sobre el Reglamento de Construcciones, Normas Técnicas Complementarias y otros documentos legales relacionados.

Las obligaciones del DRO se refieren principalmente a la dirección y vigilancia de las obras asegurándose que el proyecto y la ejecución de los trabajos de construcción cumplan con los ordenamientos correspondientes, contando para ello con la participación de uno o varios Corresponsables, en especialidades tales como Seguridad Estructural, Diseño Urbano y Arquitectónico e Instalaciones.

El DRO llevará un libro de bitácora en el que deberá anotar entre otros aspectos, los procedimientos de construcción y de control de calidad, incidentes y accidentes así como observaciones e instrucciones del DRO, Corresponsables y de inspectores del Departamento, El libro de bitácora se debe entregar al propietario junto con toda la documentación actualizada al término de la construcción.

Por su parte, el Corresponsables es aquella persona física que responde en forma solidaria con el DRO por todas las obras en las que otorgue su responsiva de acuerdo con la especialidad que se trate.

Análogamente a lo descrito para el DRO existen requisitos que deben cubrir aquellos profesionistas que deseen obtener su registro de Corresponsable. Los casos en los que se requiera que otorguen su responsiva están claramente definidos en el Reglamento de Construcciones.

Entre otras, son obligaciones de los Corresponsables verificar en los aspectos que competen a su especialidad, que el proyecto y la construcción tengan concordancia, y que se apeguen a la normatividad vigente, con la idea de llevar un control más estricto en la calidad del diseño y construcción de edificaciones. Además los corresponsables deberán responder conjuntamente y con el DRO de cualquier violación al Reglamento de Construcciones.

9.1.15 ESTÁNDARES DE ORGANISMOS GUBERNAMENTALES EN EL CONTROL DE CALIDAD

Los organismos gubernamentales (INFONAVIT, FOVISSSTE, FIVIDESU, FONHAPO, FICAPRO, etc.) se remiten a los reglamentos locales en lo relativo a proyecto estructural. Prácticamente reglamentan sólo el proyecto arquitectónico y el diseño urbano, dejando al promotor de vivienda (a su DRO y su CSE) la responsabilidad del proyecto estructural. El INFONAVIT tiene un proceso de validación de sistemas constructivos respetado en el medio, en el cual se debe demostrar la seguridad y durabilidad del sistema.

REFERENCIAS

Departamento del Distrito Federal (DDF, 1993), “Reglamento de construcciones para el Distrito Federal”, *Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal*, México, D.F., 2 de agosto, 96 pp.

Gallegos H. (1989), “*Albañilería estructural*”, Pontificia Universidad Católica del Perú; Lima Perú, agosto.

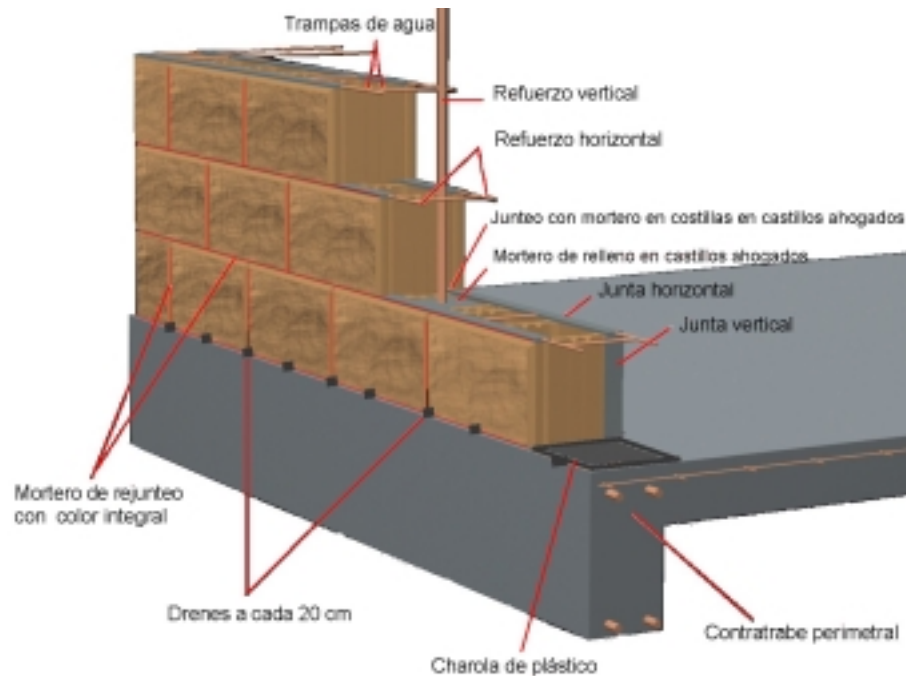
Gobierno del Distrito Federal (GDF, 2002a), “Normas técnicas complementarias para el diseño y construcción de estructuras de mampostería”, Anteproyecto del Comité de Normas, México, D.F., 47 pp.

Gobierno del Distrito Federal (GDF, 2002b), “Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de cimentaciones”, Anteproyecto del Comité de Normas, México, D.F., 27 pp.

San Bartolomé A. (1994), “*Construcciones de albañilería. Comportamiento sísmico y diseño estructural*”, Fondo editorial de la Pontificia Universidad Católica del Perú, primera edición, octubre, 228 pp.

9.2 CONCEPTOS CONSTRUCTIVOS PARA MUROS DE BLOCK DE CONCRETO REFORZADOS INTERIORMENTE

Roberto Cruz y Serrano¹



INTRODUCCIÓN

Se presenta de manera general el contenido de conceptos constructivos desarrollados en Corporación Geo S.A de C.V. A través de una experiencia de mas de 20 años consolidada con asistencia externa especializada y con la información técnica, normativa y reglamentaria existente en México, Europa y E.E.U.U. en la construcción de vivienda de interés social y de vivienda comercial con muros de carga a base de block de concreto aparente para fachadas y block común para interiores reforzados interiormente.

Una de las características particulares de la tecnología adoptada es la de muros de block de concreto aparente reforzado interiormente (además de los muros de block común aplanados o recubiertos con yeso o pastas), por sus características requeridas mas exigentes en términos de impermeabilidad,

¹ Vicepresidente de Investigación y Desarrollo, Corporación GEO S.A. de C.V.

apariencia y durabilidad y por ello dentro del contenido de esta presentación se incluirá tanto la descripción de muros de block común como la de muros de fachada con bloques aparentes, los cuales nos han dado una solución estética, durable, con bajo mantenimiento y económica además de imagen de marca.

El contenido de esta presentación comprende una breve descripción de las características de los materiales y componentes utilizados en los muros, las principales disposiciones constructivas para su erección, los procesos y medios utilizados en la ejecución y la capacitación y el control de calidad establecido tanto durante el avance de los trabajos como en su recepción.

Finalmente en las conclusiones se enlistan los principales conceptos constructivos a tomar en cuenta y se anexa la bibliografía recomendada sobre este tema.

Es mi mayor deseo que este documento pueda contribuir en la mejora de métodos y costumbres en la realización de muros de mampostería tan utilizados en México.

9.2.1 CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES Y COMPONENTES

La calidad de los materiales a emplear en la construcción de los muros es el primer requisito para lograr un trabajo bien ejecutado, es por ello que debemos asegurar de que todos los requisitos de calidad de los productos se hayan cumplido además de efectuar una inspección visual en el momento de la recepción.

No se deben recibir piezas de block con rebabas de material, despostilladas más de 6mm, fisuradas, húmedas, sucias o con incrustaciones.

Sus dimensiones deben estar dentro de tolerancias (+3 mm en block común +2 mm en block aparente en cualquier dimensión) en base a las dimensiones indicadas en el proyecto (plano de despiece).

La arena de los morteros, el cemento, la cal, el agua, el aditivo o los aditivos utilizados y el pigmento, en su caso requerido, al igual que las piezas de block y piezas accesorias o elementos complementarios deberán tener el VoBo del laboratorio de control.

En la definición de las características de los materiales dividimos en dos grandes familias a los mismos: Los que componen a los muros para fachadas con acabado aparente y los que componen a los muros divisorios interiores (ambos de carga).

Además de la calidad de las piezas es importante la calidad del proyecto traducida en la realización de planos de despiece que eliminen los cortes de ajustes en las piezas y las improvisaciones en la colocación y que integren a las piezas especiales y elementos adicionales para formar un sistema de muro.

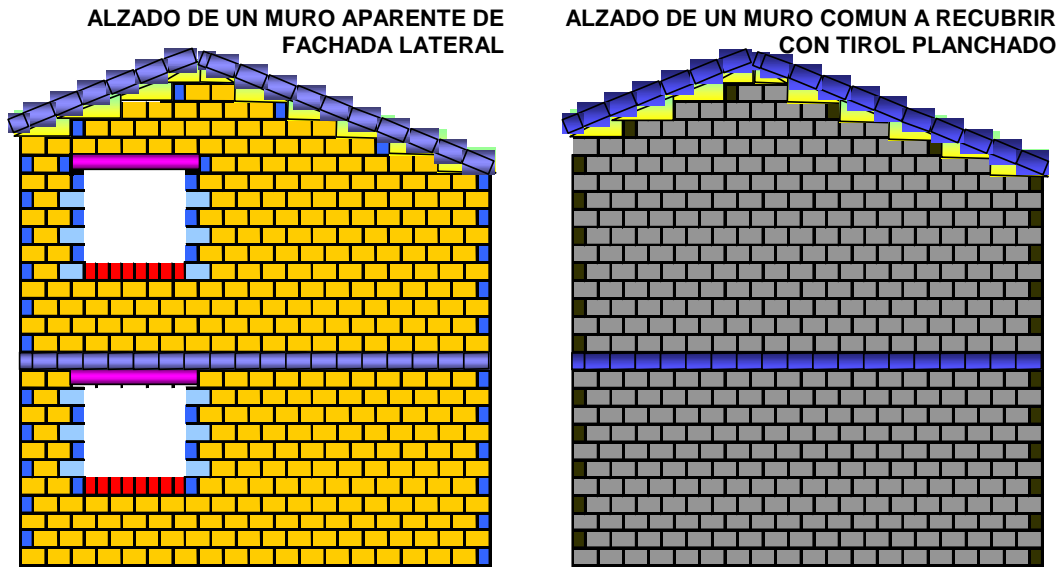


Figura 9.8 Dinteles y piezas especiales para esquinas

9.2.1.1 Piezas especiales de block destinadas a permanecer aparentes

Piezas especiales de block destinadas a permanecer aparentes, piezas especiales y elementos complementarios de concreto precolado

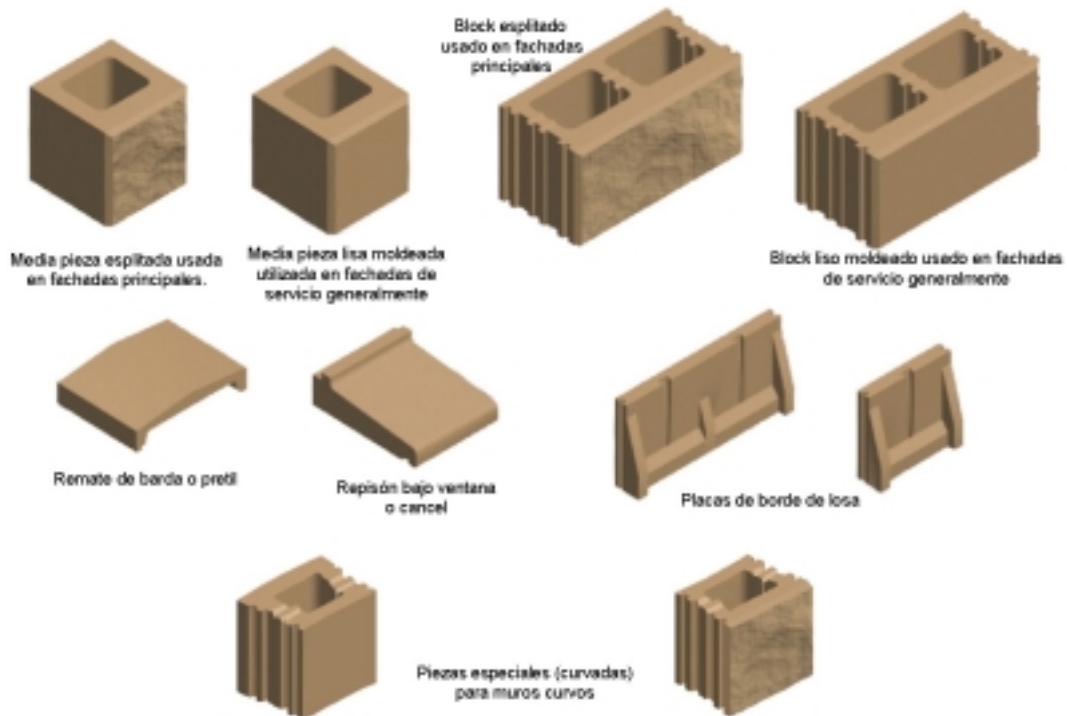


Figura 9.9 Geometría de piezas

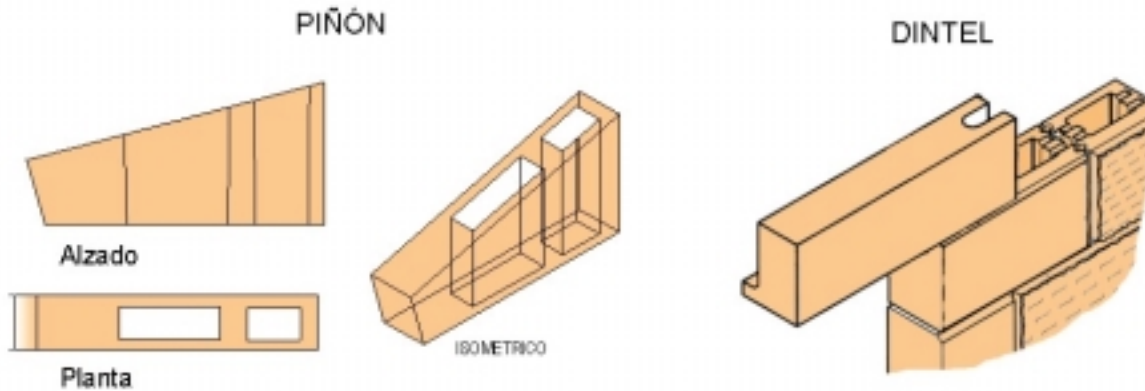


Figura 9.10 Piñones y dinteles

9.2.1.2 Piezas de block destinadas a recubrirse

Piezas de block destinadas a recubrirse (con un aplanado, pasta o lambrín).

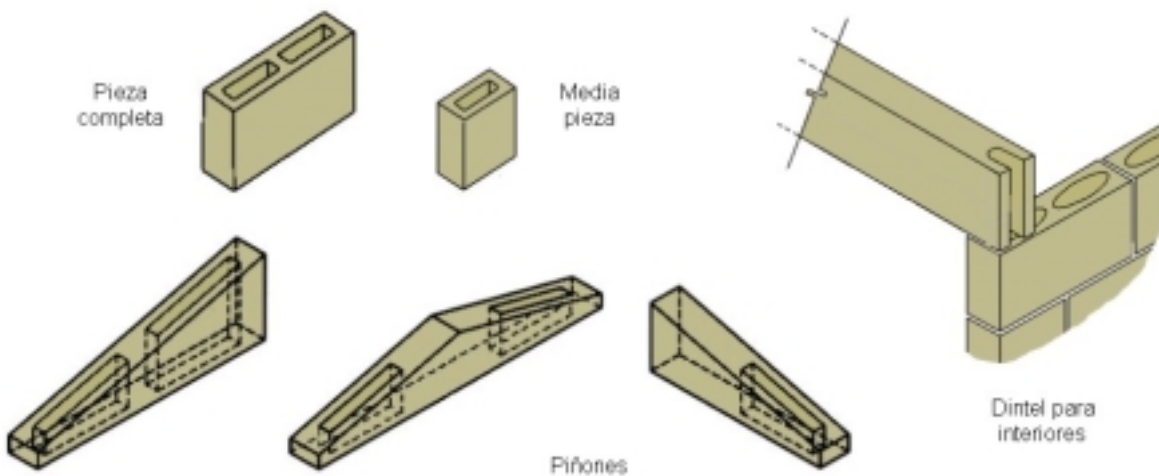


Figura 9.11 Piezas especiales

9.2.1.3 Características por tipos de morteros

La formulación del mortero de asiento esta basada en la especificación de mortero tipo I dada en las Normas Técnicas Complementarias Para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería (NTCM) del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (sección 2.5, GDF, 2002) y en la especificación ASTM C-207 de mortero tipo "S".

Se utiliza un mortero bastardo cuyas proporciones en volumen son cemento-cal-arena $1 : \frac{1}{2} : 4$ que da una proporción de arena/suma de aglomerantes de 2.67 ($2.25 < 2.67 < 3$) la cual está dentro del rango admisible.

El mortero de asiento se coloca en las paredes longitudinales horizontales y verticales del block y sólo se coloca en las costillas cuando se confina un castillo ahogado, logrando con ello una junta interrumpida para dar mayor aislamiento térmico.

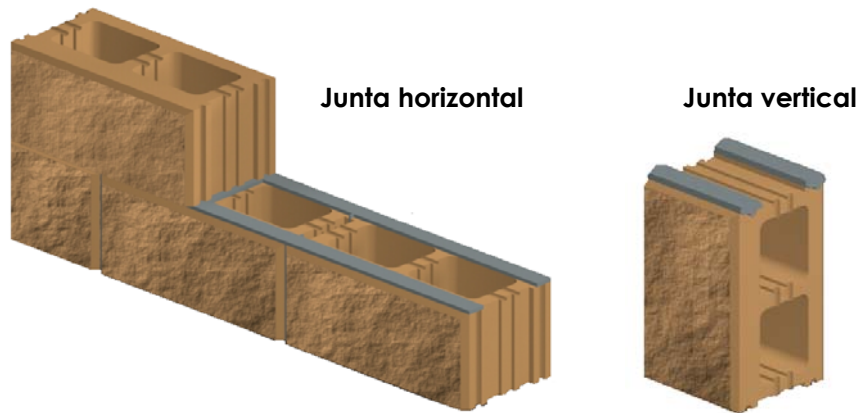
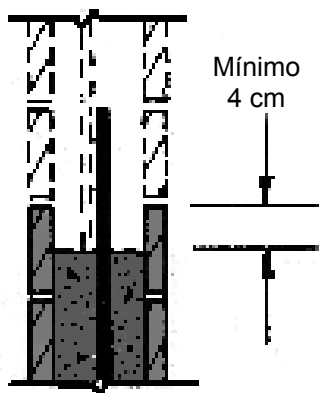


Figura 9.12 Juntas de mortero

Para los castillos ahogados se utilizará como relleno el mismo mortero de asiento del block el cual se ira retacando hilada por hilada picándose con un palo o una varilla como lo indica la sección 3.4 de las NTCM del RCDF y como se indica en la especificación ACI 530/95/TMS 602.95 Artículo 3.5 inciso F.

El llenado de los castillos siempre se interrumpe como lo indica la figura 9.13. Para evitar la formación de juntas frías.



Castillos ahogados con el propio mortero de asiento hilada por hilada

“...El colado del mortero de relleno debe interrumpirse cuando este alcance un nivel de 4cm bajo la parte superior de la junta horizontal para así conformar un machimbre (junta constructiva) para el siguiente colado deberán consolidarse in situ utilizando un palo de madera de 2.5×5 cm.”

NCMA TEK 3-3

Figura 9.13 Interrupción en el colado de la última hilada

El mortero de rejunteo se coloca en los muros aparentes de fachada aplicado usando al mortero de asiento como respaldo, verificando que dicho respaldo esté húmedo para evitar la pérdida de agua del mortero de rejunteo.

Sus proporciones ponderadas son 400 kg de cemento más 200 kg de cal (tipo “S” según Norma ASTM C-207) por m³ de arena seca como lo indica la Norma P 10-202-1 – Artículo 3.2.2.2.3.

Para todos los morteros se usa la misma arena la cual debe respetar el huso granulométrico mostrado en la figura 9.14 y tener un tamaño máximo de agregado de 2 mm.

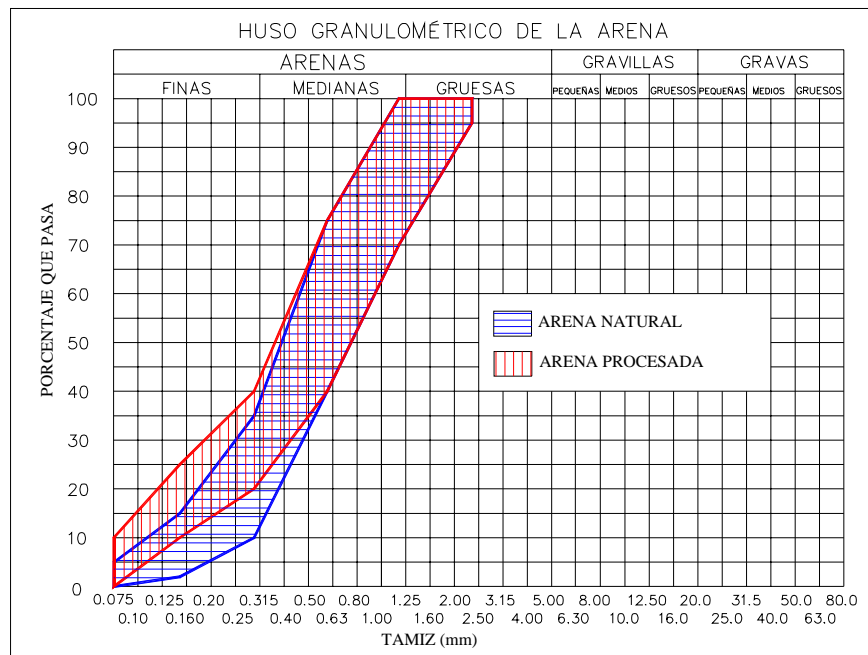


Figura 9.14 Requisito granulométrico para la arena

También puede apreciarse que todos los morteros utilizados son bastardos o sea que además del cemento que da la resistencia se emplea cal por sus ventajas particulares.

El añadir cal al mortero de mampostería de cemento Pórtland-arena-agua mejora el comportamiento del mismo tanto durante su manipulación y colocación como en el comportamiento general de la estructura ya terminada. En la tabla 9.1 se muestra un resumen de sus propiedades.

Tabla 9.1 Resumen de las propiedades que otorga la cal al mortero para mamposterías durante y después de su aplicación

Estado del mortero	Contribución	Permite que:	Debido a:	Ayuda a que:
Fresco (plástico)	Mayor trabajabilidad (fácil colocación y distribución)	El mortero contenga mayor lubricante (agua)	Las pequeñas partículas de cal son recubiertas por una película de agua lo cual aumenta el contenido de la última	Exista una mejor lubricación entre las partículas
	Mayor retención del agua	La lubricación dure mayor tiempo y por lo tanto la trabajabilidad	Retarda la pérdida rápida del agua	Se evite el retemperado (añadirle más agua) para poder colocarlo
	Menor costo	La mezcla tenga mayor contenido de arena	La arena es recubierta por partículas de cal	No se sacrifique trabajabilidad a mayor contenido de arena
Endurecido	Mejor adherencia	El contacto del mortero con la pieza sea total	Las partículas planas de magnesio penetran las aberturas de la mampostería	Exista un aumento de densidad y el contacto con la mampostería mejore
	Evita la aparición de fisuras en la interfaz mortero/mampostería	No se debilite la adherencia	Que la pieza de mampostería tiende a absorber el agua con gran rapidez	El agua sea retenida por mayor tiempo
	Mayor ductilidad	El mortero absorba movimientos	Reducción de la rigidez del mortero	El mortero se adapte a movimientos
	Evita la eflorescencia	El agua no penetre	Mayor impermeabilidad	Las sales no sean disueltas
	Curado de fisuras	Pequeñas fisuras sean obstruidas (taponadas)	El calcio se combina y reacciona con el dióxido de calcio acarreado por el agua formando carbonato de calcio	El agua no siga penetrando por pequeñas fisuras

Uno de los problemas que se tienen en obra es el desperdicio del mortero ya que después de 2.5 horas de haber sido mezclado debe desecharse si no se tuvo el tiempo de emplearlo; por otro lado es difícil controlar su retemperado.

Por ello, se ha recurrido al empleo de aditivos que le dan al mortero larga vida en estado fresco para una utilización en periodos de 4 a 8 horas.

La norma ASTM C-1142 describe las características de este mortero. El mortero fresco de larga vida se diseña utilizando aditivos retardantes, agentes retenedores de humedad y reductores de agua para controlar el período inicial de hidratación del cemento (tiene un rango de su período de trabajabilidad o utilización que puede ir hasta 24, 36 ó 72 horas).

Bajo un criterio de muy larga vida este concreto tiene las ventajas indicadas en la tabla 9.2.

Tabla 9.2 Cuadro comparativo mortero "normal" vs mortero de larga vida

Concepto	Tipo de mortero		Ventaja del mortero de larga vida	Desperdicio o actividad evitado(a)
	Normal	Larga vida		
Rango de utilización	2.5 horas máximo	72 horas máximo (puede variar según requerimientos específicos)	Almacenamiento hasta el tercer día	Desechar el mortero normal no utilizado después de 2.5 hrs. Nota: No puede regresarse el mortero que ya se encuentra en la artesa al contenedor.
			No existen retrasos	Los bloqueros no tienen que esperar al inicio del día a que el mortero sea elaborado; pueden utilizar el mortero del día anterior.
				No se requieren operarios de mezcladoras con antelación al inicio de la jornada. Los albañiles no tienen que retemperar (añadir agua y revolver) el mortero para que sea trabajable.
Fraguado (depende del IRA ¹)	Inicia al colocarse	Inicia al colocarse	La junta puede ser terminada un poco después	Evita retiro de material de junta ya endurecido y no conformado. Nota: la parte media de la junta con mortero de larga vida fragua un poco más lento.

¹ IRA: Índice relativo de absorción de la pieza de mampostería utilizada.

Para el control de calidad de los morteros lo importante es que su fabricación se realice en una central y se distribuya ya mezclado a los albañiles en sus zonas de trabajo prohibiendo su retemperado. Por otra parte, es muy conveniente mantener al mortero fresco tapado y/o protegido a la sombra.

Para lograr una importante economía en aditivos conviene combinar esta solución con una mejor organización logística de la obra que requiera de una vida del mortero en estado fresco de sólo 4 u 8 horas.

9.2.2 DISPOSICIONES CONSTRUCTIVAS

Para la realización exitosa de una obra con muros de mampostería es importante tener en mente tanto a nivel de diseño como de ejecución diversas disposiciones y criterios constructivos a respetar.

A continuación se presentan algunas disposiciones importantes a tomar en cuenta.

9.2.2.1 Aceros

Además del diámetro tipo y resistencia del acero especificado en el proyecto ejecutivo es importante tomar en cuenta sus recubrimientos mínimos, sus traslapes y anclajes su ubicación y sus tolerancias de posicionamiento.

En las siguientes figuras se muestran estas consideraciones.

Refuerzo vertical

Aceros de espera. En el refuerzo vertical, las puntas de acero de espera de castillos ahogados ancladas en la cimentación o en la losa de entrepiso que no estén en su posición precisa podrán inclinarse hasta 2.5 cm en proyección horizontal y 15 cm en proyección vertical (relación 1:6).

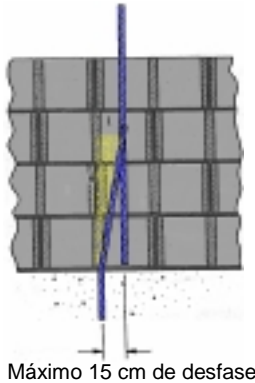


Figura 9.15 Inclinación máxima del acero vertical

La figura 9.15 indica la inclinación permitida en puntas de acero para castillos ahogados anclados en cimentación o losa de entrepiso.

Recubrimiento

mínimo del acero ahogado

Según el UBC sección 2106, el recubrimiento mínimo del acero ahogado con agregado dentro de los huecos de block es de 6.4 mm con agregado fino (13 mm con agregado grueso).

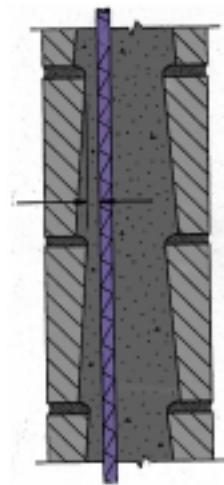


Figura 9.16 Recubrimiento mínimo del acero

Tolerancias para la colocación de acero vertical en castillos ahogados

UBC sección 2104.5 y ACI 530.1-92/3.3.3.2 (a)

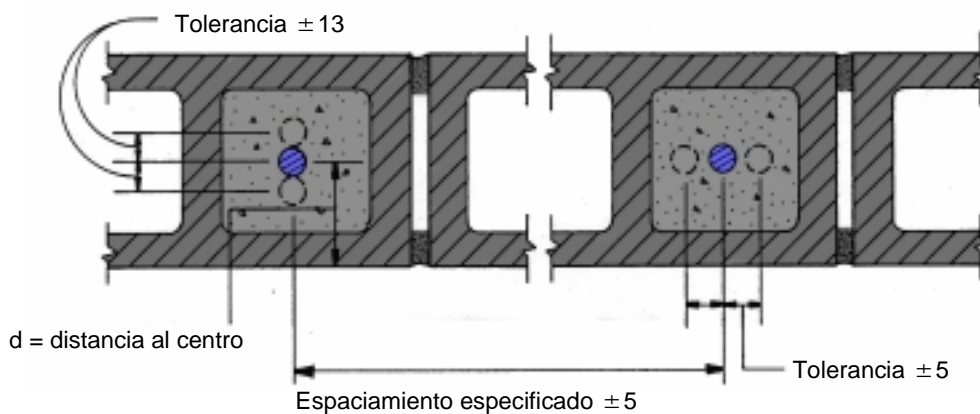


Figura 9.17 Colocación del acero vertical en celdas reforzadas

Traslape del acero vertical ahogado

UBC sección 2106.3.4; 2107.2.2.3 y 2107.2.12

El traslape mínimo de castillos ahogados es de $40 \varnothing$ si el castillo trabaja a tracción; y si trabaja a compresión el traslape es de $30 \varnothing$.

El acero deberá colocarse libre de oxido suelto, aceites o suciedad e incrustaciones.

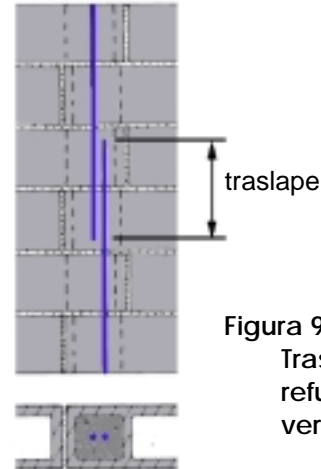


Figura 9.18
Traslape del refuerzo vertical

Refuerzo horizontal

El refuerzo horizontal generalmente es una escalerilla (si cumple con la Norma ASTM A 951-96 o la Norma UBC 21-10), la cual debe instalarse respetando las indicaciones mostradas en las siguientes figuras:

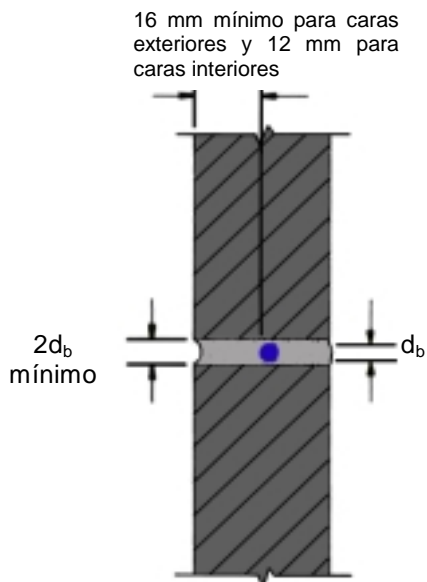


Figura 9.19 Recubrimiento para el refuerzo horizontal

Recubrimiento para el refuerzo horizontal

UBC sección 2106.1.8 y ACI 530.1-92 Manual para el Inspector

Para asegurar que el refuerzo horizontal quede ahogado en el mortero la junta horizontal debe tener un espesor mínimo de 8 mm.

Nota: Según el UBC sección 21.1003.5 “La longitud de las piezas para refuerzo de la junta no debe variar por más de 13 mm o del 1.0 % con respecto a la longitud especificada, la que sea menor”.

Los separadores del refuerzo horizontal deben dejar libres los huecos del block como se indica en la figura 9.20.



Figura 9.20 Posición del refuerzo horizontal

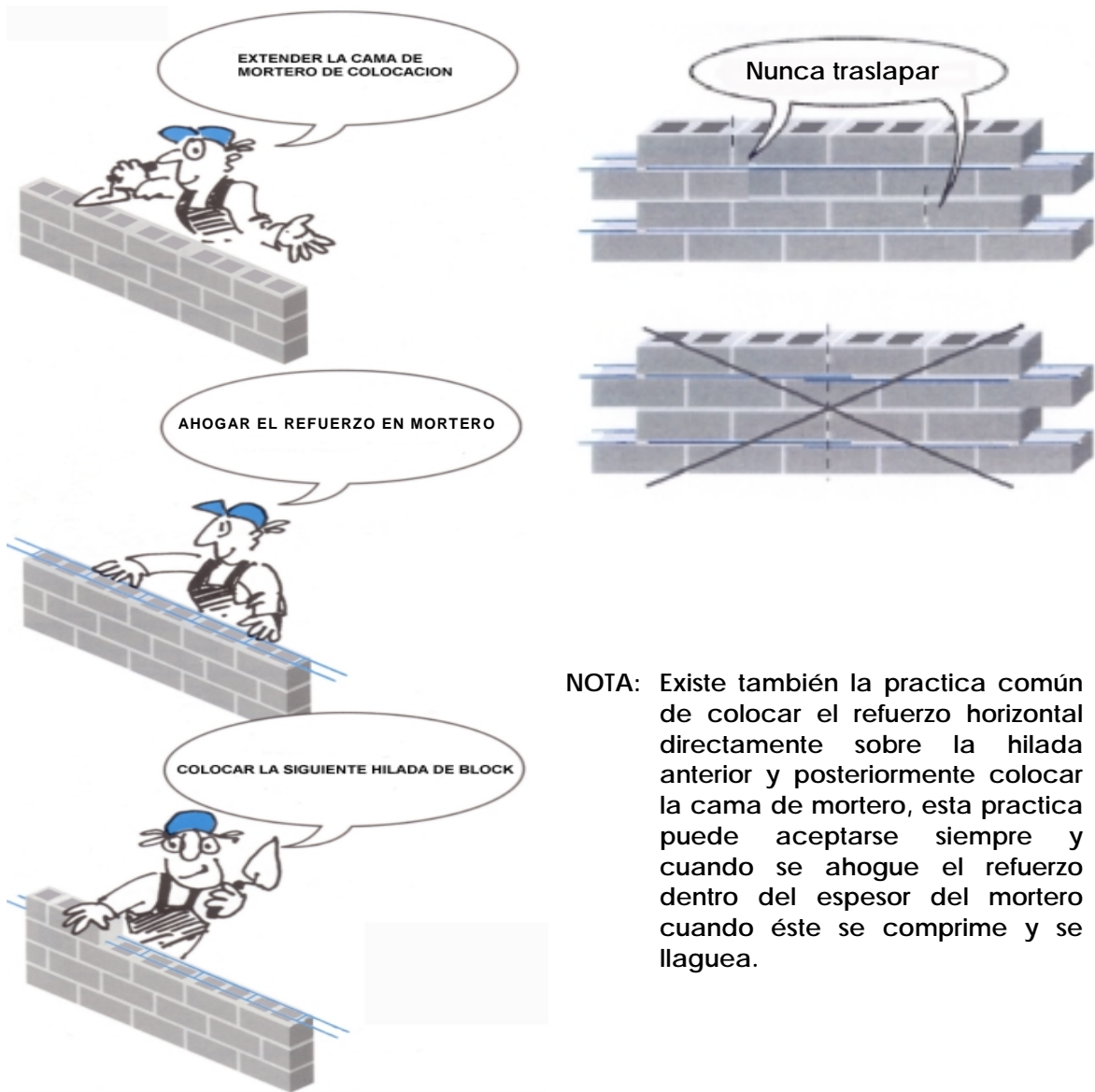


Figura 9.21 Colocación del refuerzo horizontal

En caso de que el refuerzo horizontal no cumpla con la norma ASTM A 951-96, se especifica acero Tec 60 de 5/32" colocado como se indica en la figura 9.22.

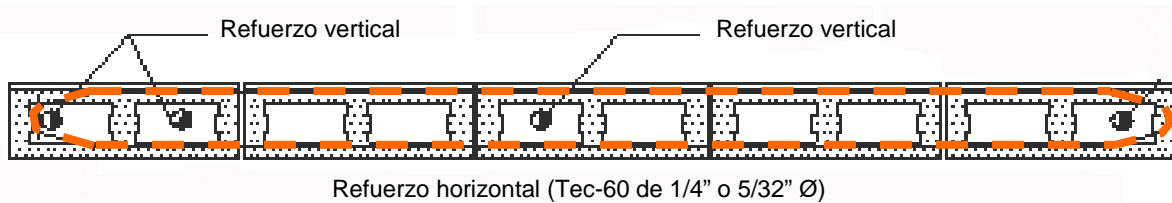


Figura 9.22 Refuerzo horizontal (no debe tener traslapes y debe de anclarse en los castillos ahogados)

9.2.2.2 Despieces

Para evitar cortes y desperdicios de piezas es imprescindible contar con planos de despiece (en planta y alzados). Además hay que presentar la primera hilada para corroborar o en su caso ajustar las pequeñas diferencias que se puedan suscitar.



Figura 9.23 Despiece para una edificación: representación de la primera hilada

Para evitar sorpresas el tener un trazo verificado y reverificado así como la nivelación de la losa y el posicionamiento de las varillas revisado con el concreto de la losa aún en estado fresco es imprescindible. Por otra parte, las dimensiones reales de las piezas deben ser las indicadas en el proyecto de despiece, para ello hay que acordar y comprometer esta restricción con los fabricantes indicando las tolerancias máximas de aceptación.

9.2.2.3 Juntas y sellados

El espesor nominal de las juntas tanto verticales como horizontales es de 10 mm. El recubrimiento del acero horizontal lo estamos especificando de la siguiente manera para respetar los códigos y reglamentos con holgura.

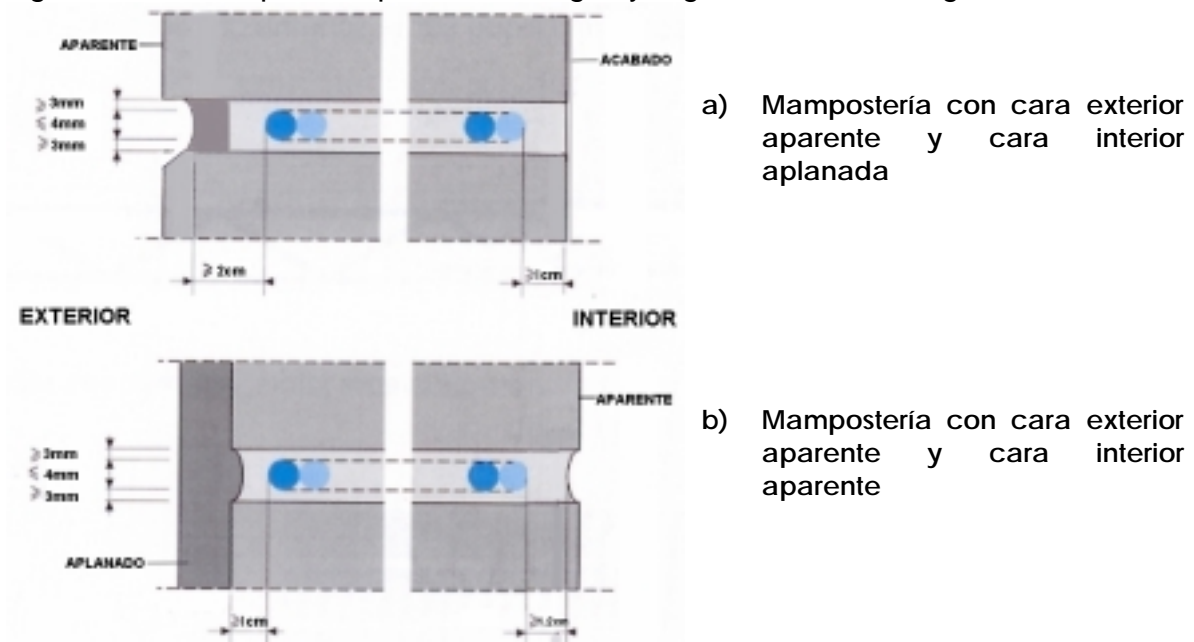


Figura 9.24 Acabados para las juntas

Las juntas horizontales pueden ser de 10 mm (tolerancia +3 mm; -2 mm) con excepción de la junta entre la losa de cimentación o de entrepiso y la primera hilada de block la cual puede ser hasta de 19 mm en vez de 13 mm para absorber las eventuales diferencias entre la hilada del block y el enrase de la losa.

Es importante no dejar juntas sobresalidas ni juntas muy remetidas, además, en caso de juntas para muros con block acabado aparente es indispensable la colocación del mortero de rejunte formando un cordón de 10 mm de profundidad.

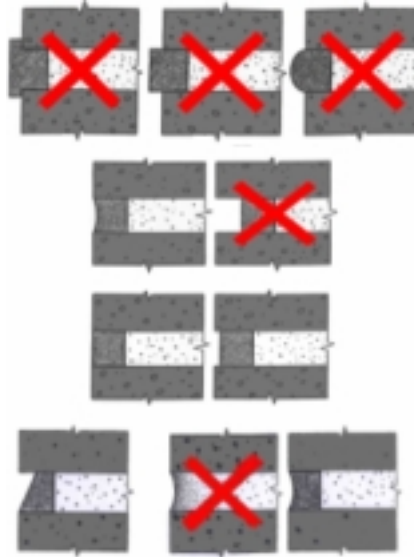
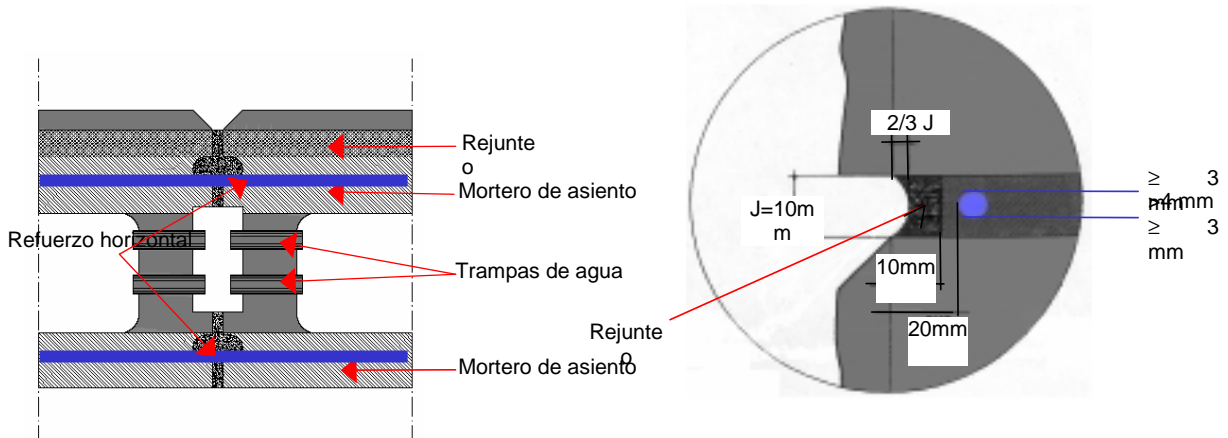


Figura 9.25 Geometría de las juntas entre piezas (juntas permitidas y juntas no recomendadas)

Bajo estos criterios la junta horizontal, con el refuerzo ahogado que tenemos especificado se presenta en la figura 9.26.

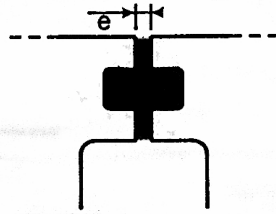
Figura 9.26 Detalles del recubrimiento del refuerzo horizontal

Para las juntas verticales se tiene diseñado en el block dos ranuras que permiten lograr un mejor anclaje del cordón vertical de mortero ya que las juntas verticales son las que comúnmente son dejadas por el albañil sin empacarse y

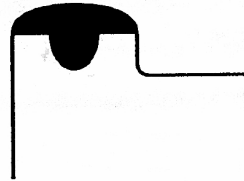


llenarse adecuadamente.

Colocación con bloques separados
(juntas verticales aparentes)



Propuesta



Enrasado con cuchara

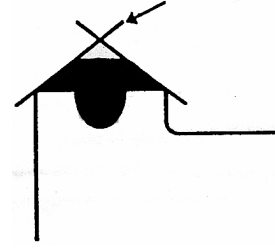
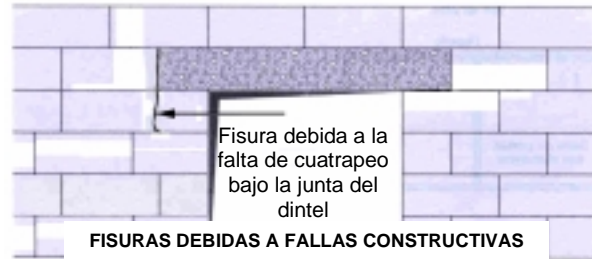
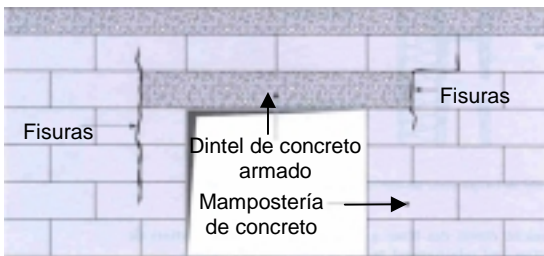


Figura 9.27 Relleno de juntas verticales

Unión con elementos precolados: es importante mantener la continuidad del acero vertical, el buen llenado de los castillos ahogados y el asiento con mortero calibrando previamente la altura de la junta con calzas metálicas o de plástico para evitar fallas, fisuras e infiltraciones.

Las calzas impiden el aplastamiento del mortero fresco durante el montaje de dinteles o piñones. Se pueden dejar ahogadas si quedan recubiertas o se pueden retirar antes del rejunteo.

Fisuras debidas a la unión mal hecha de materiales heterogéneos y en ocasiones a la baja resistencia del block



Detalle típico del "UBC" para la colocación del refuerzo de un dintel en un vano

Todos los huecos rellenos con mortero de relleno

Acero de refuerzo

Estribo

Altura del dintel

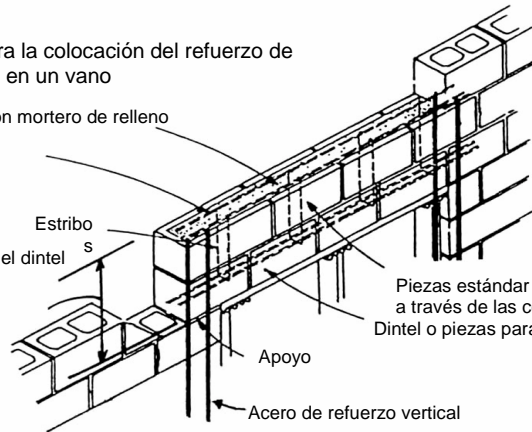


Figura 9.28 Unión con elementos precolados

En algunos casos es especialmente importante sellar las juntas con sellador elastomérico de larga vida en vez de mortero cuando se tiene prevista una junta de construcción por temperatura y cuando se puede generar una fisura viva por temperatura o por unión con materiales diferentes.

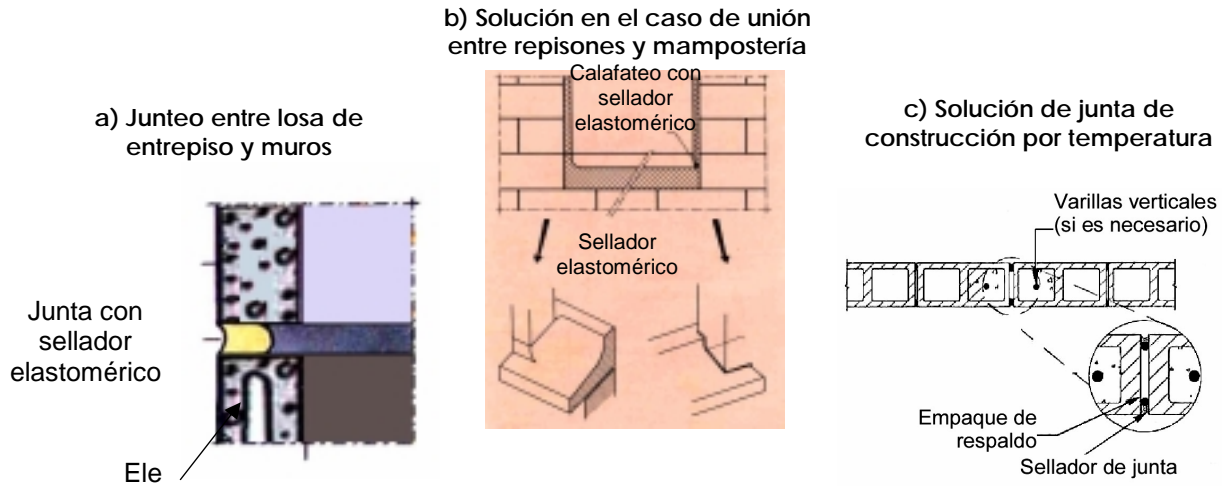


Figura 9.29 Juntas con sellador elastomérico

9.2.2.4 Castillos ahogados

Aunque existen tres opciones para el colado de los castillos ahogados hemos preferido efectuarlo de acuerdo a la opción más sencilla y económica especificada tanto en las NTCM del reglamento de Construcciones del Distrito Federal como en la especificación ACI. 530.1-99/ASCE 6-99/MS 602-99 Artículo 3.5.E.1.

El mortero de asiento utilizado también para colar castillos ahogados cumple con una de las opciones indicadas en la tabla 7 del mismo documento ACI 530.1-99 y con la Norma ASTM 476.

La geometría de los castillos ahogados queda como lo muestra la figura 9.30 donde se aprecia el trabado con el muro.

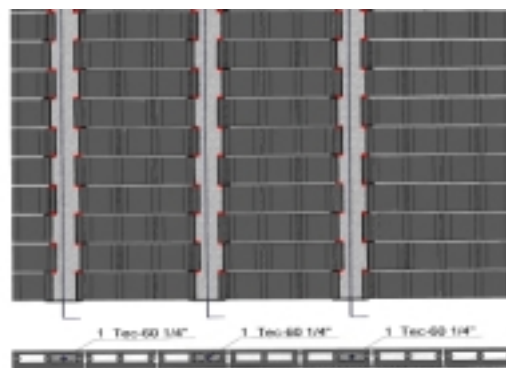
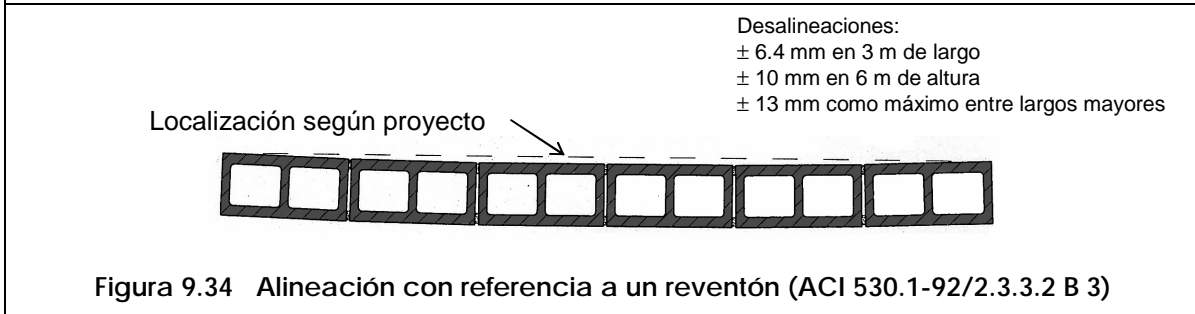
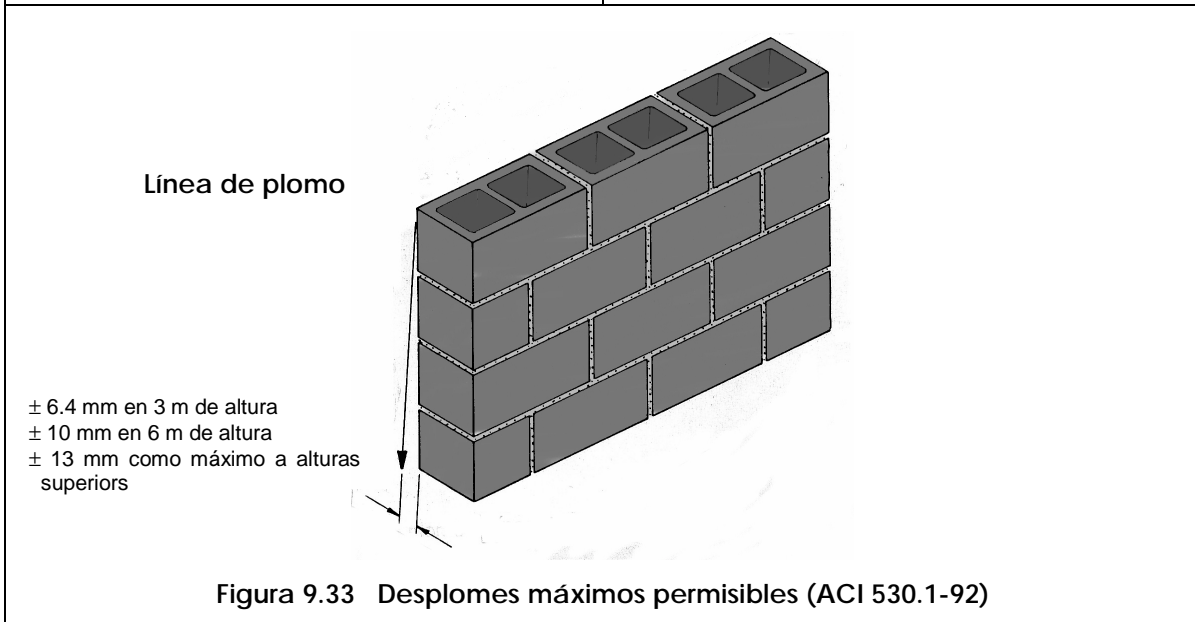
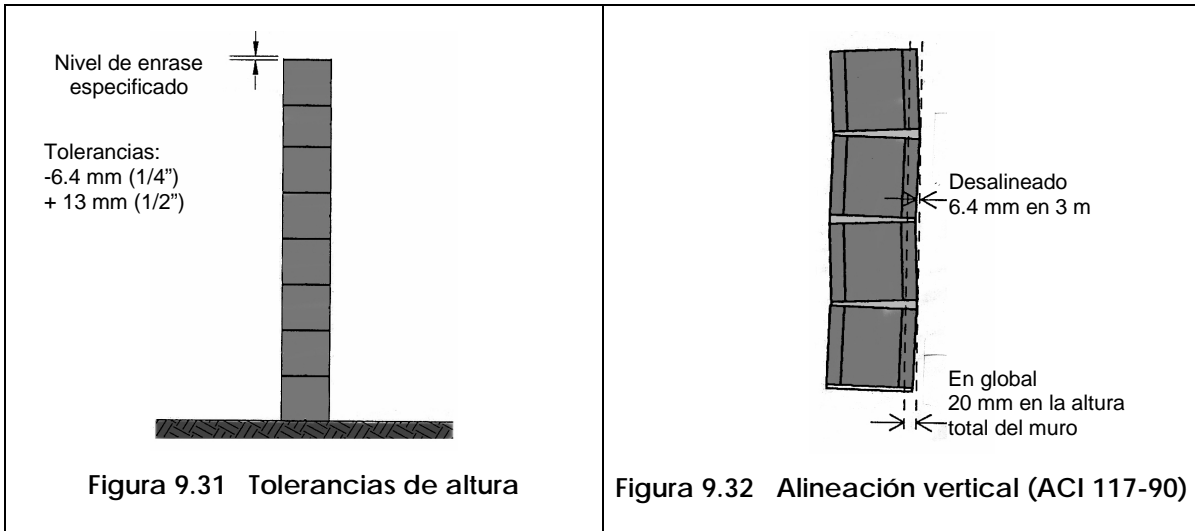


Figura 9.30 Llenado de castillos con mortero de relleno en muros de fechada

9.2.2.5 Tolerancias de ejecución

La tolerancia dimensional que se tiene para los muros en las dimensiones de los espacios de vivienda son en general de 6.4 mm en 3.0 m y en dimensiones mayores 12 mm.

Para precisar cada caso se anexan las siguientes figuras y la tabla 9.3.



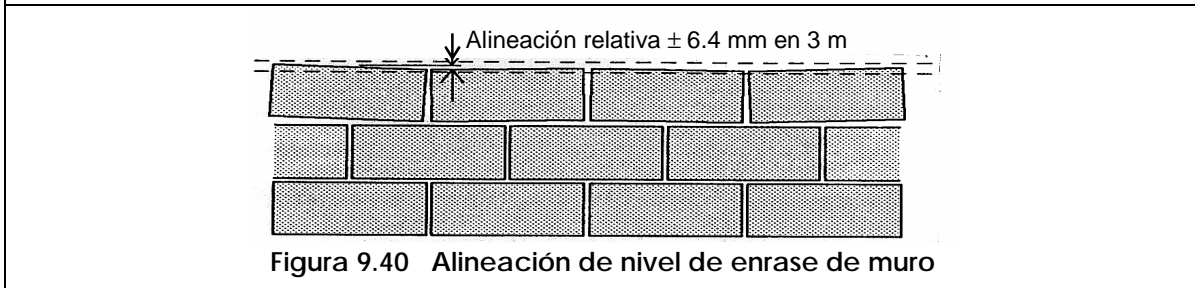
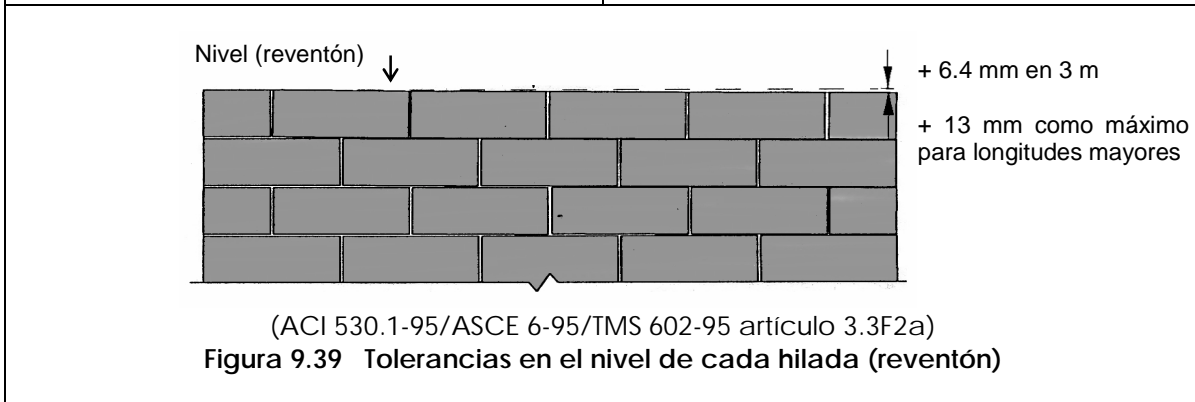
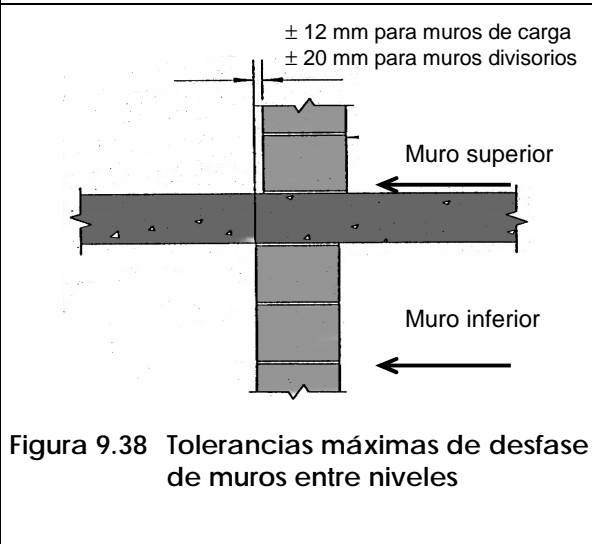
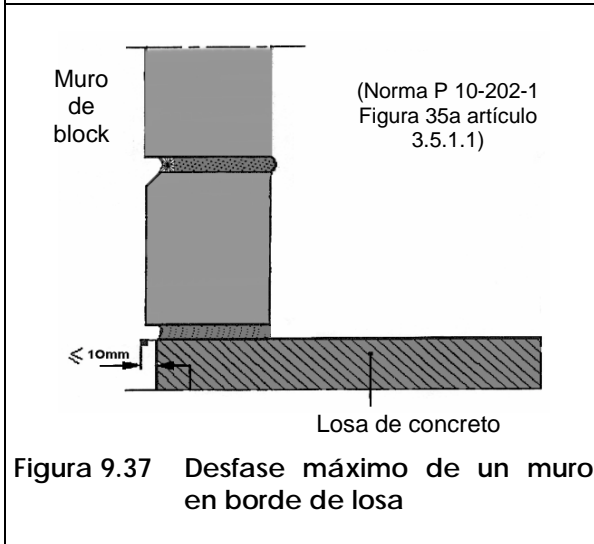
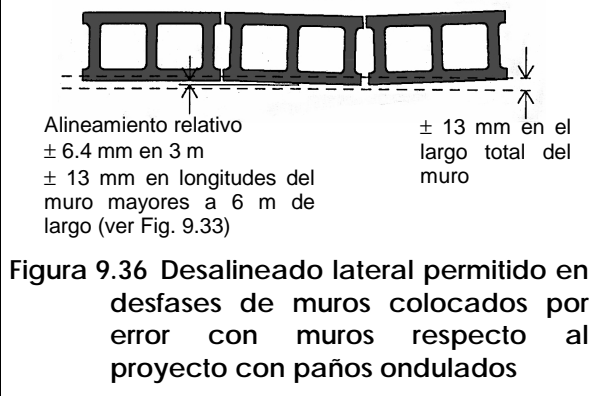
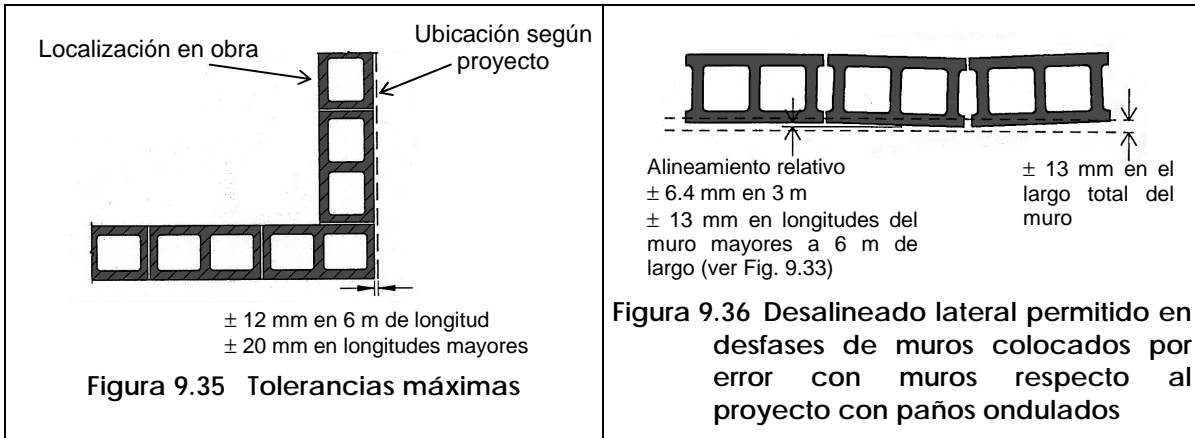


Tabla 9.3 Tolerancias verticales

Caso	Tolerancia
Desplome	
En la altura de piso a techo (en 2.30 m)	± 5 mm
Desfase del eje	± 12 mm
Planeidad ¹	
En 1 metro	± 5 mm
En 10 metros	± 20 mm
Espesor	
Del muro ²	El valor menor de ± 5 mm o 5% del espesor del muro
Del muro capuchino interior	± 10 mm

¹ La planeidad se mide como la máxima desviación a partir de una línea recta que une dos puntos cualesquiera del muro.

² Excluyendo los muros cuyo espesor sea el norma o colocado a tizón de la pieza de muro, donde las tolerancias dimensionales de las piezas de muro determinan el espesor del mismo.

Estas tolerancias son un poco más restrictivas que las indicadas en las NTCM del RCDF.

9.2.2.6 Zonas sensibles y soluciones particulares

En el conjunto de muros de un edificio existen condiciones y situaciones que hacen especialmente sensibles a algunas de sus partes las cuales generalmente son:

- Los desplantes de muros de fachada;
- Los bordes de losas de entrepisos y azoteas recubiertos con piezas especiales;
- Los remates de pretilas y bardas;
- Los muretes de las partes bajas de ventanas y cancelas;
- La unión entre mampostería con ventanas, cancelas y puertas;
- El contacto de muros con material de relleno en contenciones;
- Las esquinas, rincones o zonas donde se concentren caídas y escurrimientos de agua de lluvia;
- Las uniones entre muros en esquina, en T y en cruz.

La figura 9.41 muestra a nivel general los grados de exposición de los muros en un edificio descritos en el Eurocódigo de mamposterías (Eurocódigo-6, 2000).

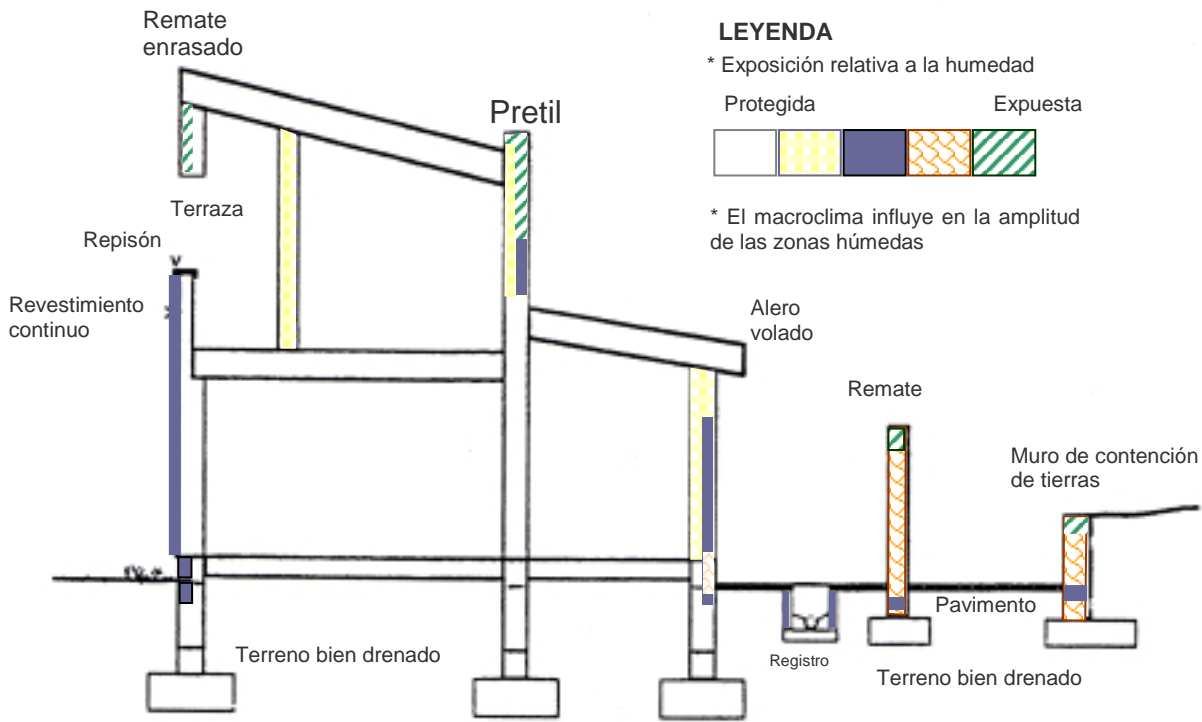


Figura 9.41 Grados de exposición de los muros en un edificio

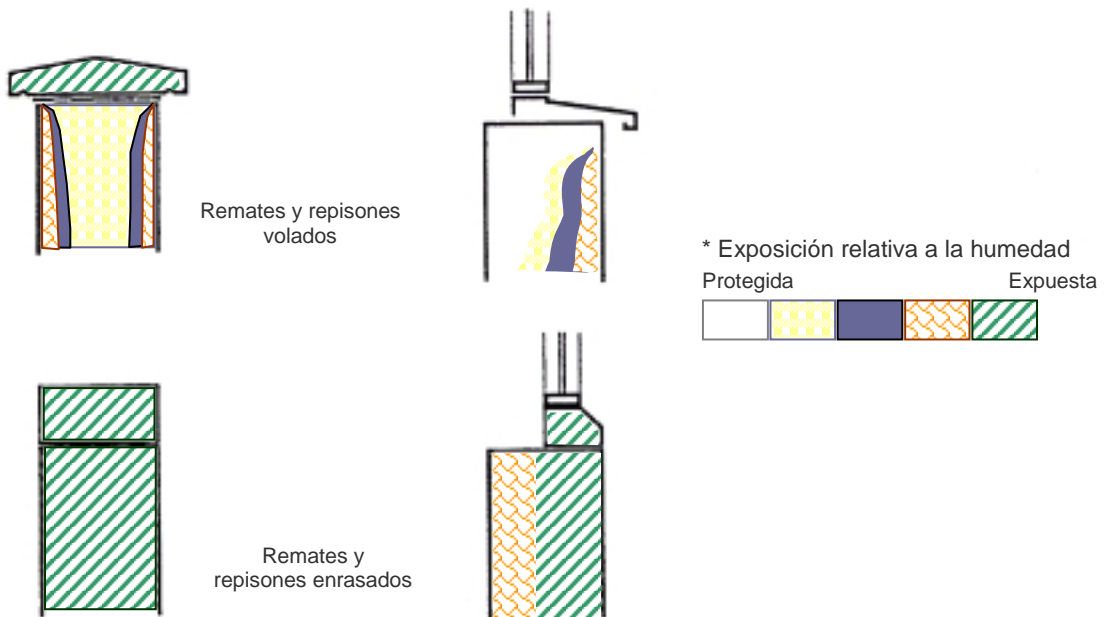


Figura 9.42 Ejemplos de la influencia del detalle constructivo en la exposición relativa a la humedad de lluvia en mamposterías

La fachada indicada en la figura 9.43 muestra varias zonas sensibles que hemos detectado en muros aparentes y que paradójicamente, al inicio fueron las más descuidadas en el control de calidad de la obra.

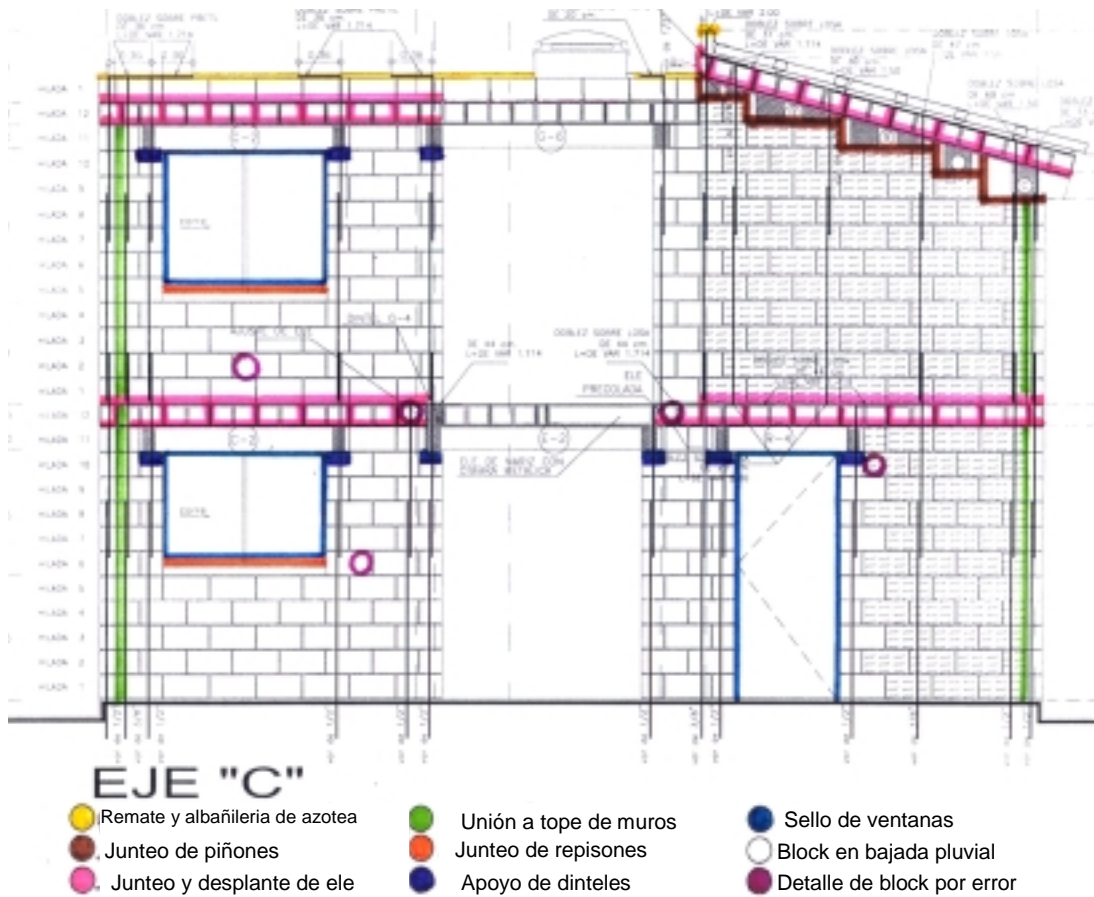


Figura 9.43 Puntos de infiltración en fachadas

Existen soluciones tipificadas para todas estas zonas sensibles. A continuación se presentan las más comunes que hemos utilizado.

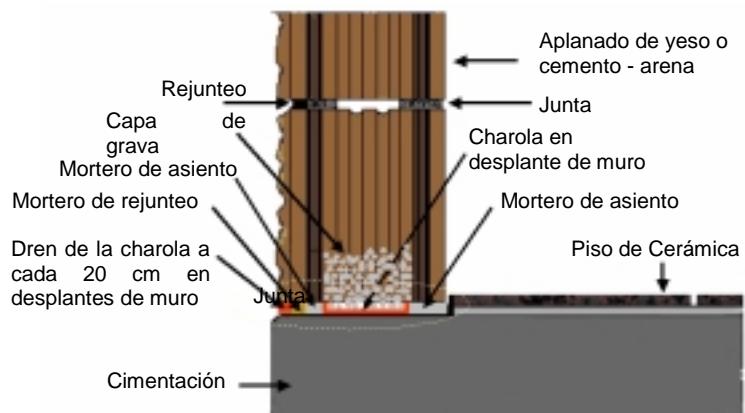


Figura 9.44 Desplante de muro con charola

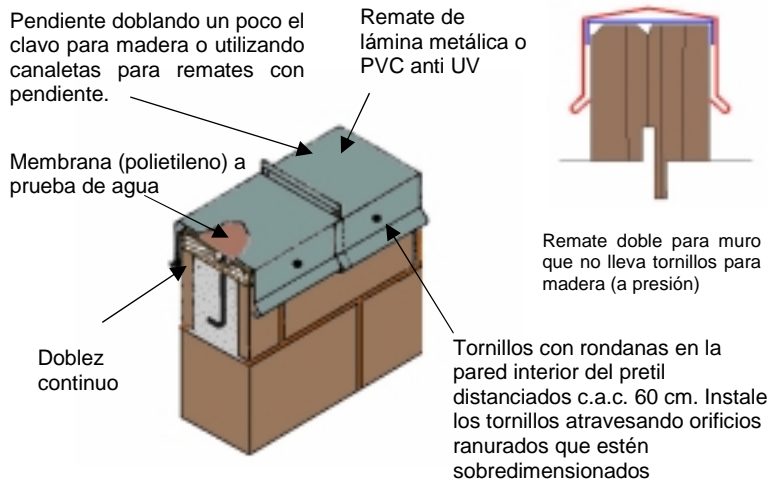


Figura 9.45 Soluciones para remate de barda

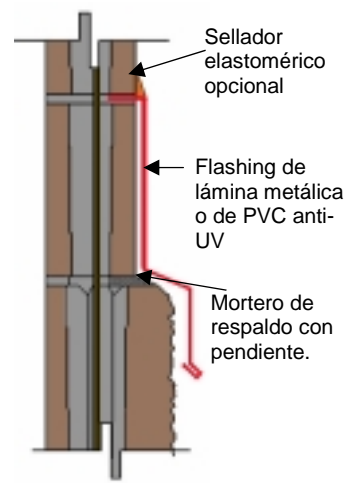


Figura 9.46 Detalle para el caso en que sobresalga una pieza

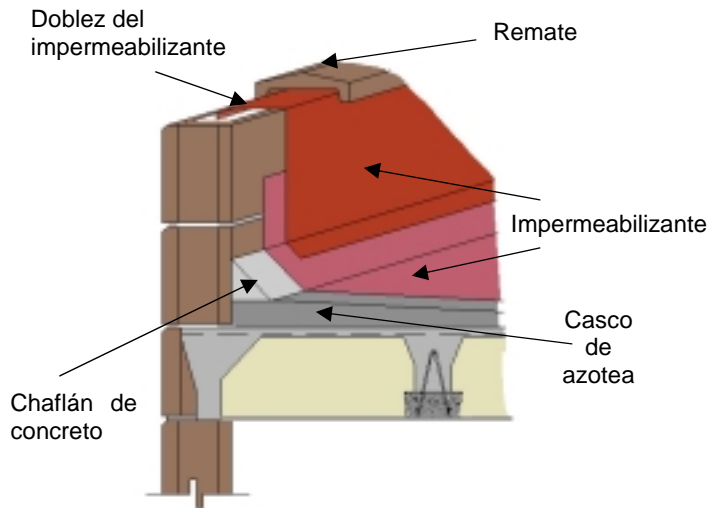


Figura 9.47 Interfaz de impermeabilización con pretil y losa con pendiente

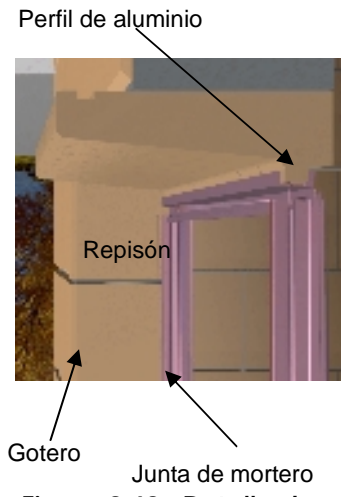


Figura 9.48 Detalle de repisón con ventana

Las uniones en esquina, Te, ele y entre muros sin cuatrabeo se refuerzan con ganchos generalmente colocados en cada hilada con la geometría y el anclaje que los planos ejecutivos especifiquen.

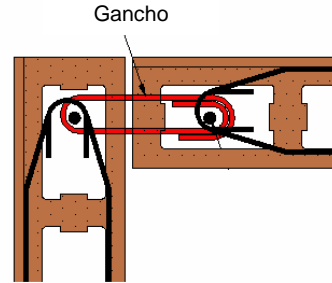


Figura 9.49 Ejemplo de acero de refuerzo en unión con muros

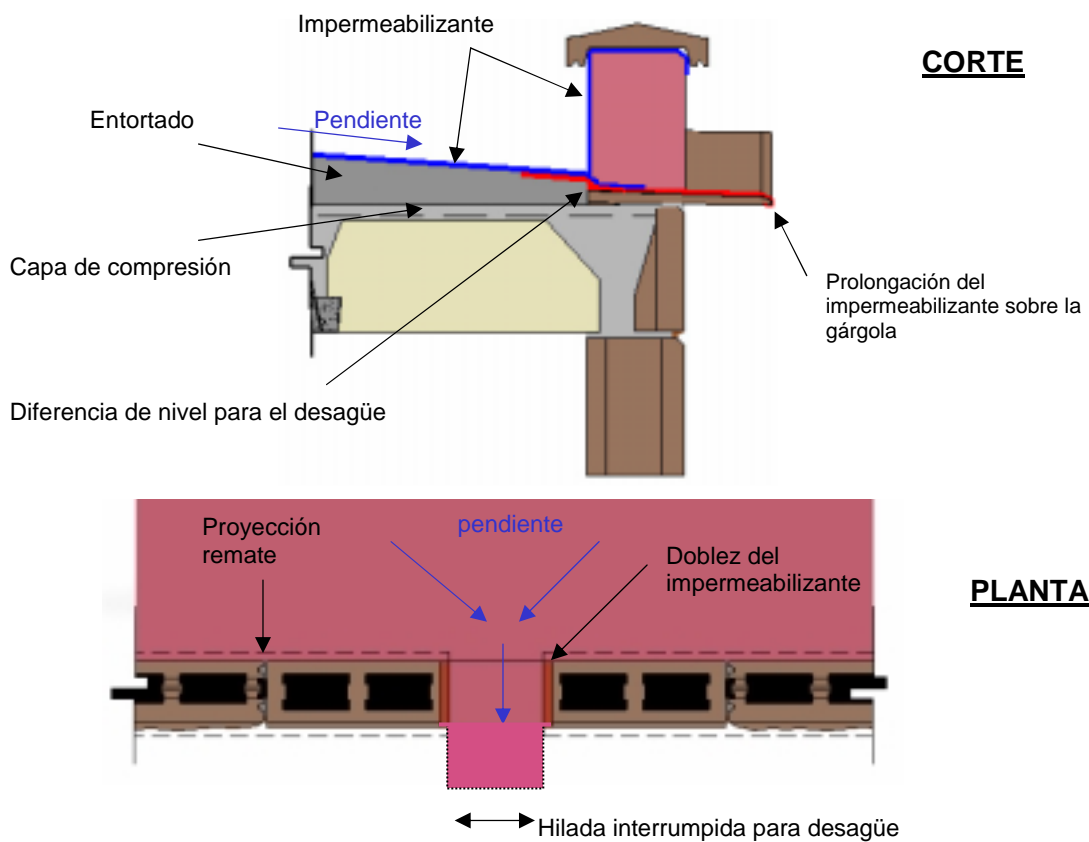


Figura 9.50 Detalle de impermeabilización en una zona de gárgola de azotea

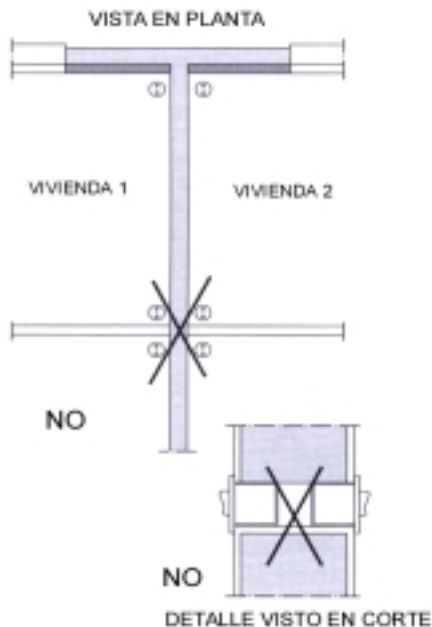
9.2.2.7 Interfaces e interferencias

La instalación eléctrica y la plomería son las especialidades de obra que interactúan en el proceso de obra de manera significativa, es por ello muy de tomar en cuenta tanto las interfaces como las interferencias que se puedan suscitar tanto en la disposición especial de los diversos componentes como en la coordinación de los trabajos durante el proceso de ejecución.

El Código ACI 530-99 Artículo 1.15.3 especifica claramente que las tuberías, conduits y tubos camisa alojados en el interior de los muros de cualquier material que se vayan a alojar en la mampostería deberán ser compatibles con la misma y deberán cumplir los siguientes requisitos:

- No afectaran su resistencia estructural;
- El diseño deberá considerar los efectos estructurales que resulten por la remoción de la mampostería para alojar los tubos o conduits;
- Los conduits tubos y camisas alojados en la mampostería no estarán ubicados a una distancia entre si menor de 3 diámetros de su centro;
- El área máxima de tubos conduits o camisas verticales alojados en columnas, pilastras o mochetas de mampostería no ocuparan mas del 2% de la sección neta del elemento;
- No se alojaran tubos en la mampostería cuando:
 - 1) Contengan gas licuado o vapores a temperaturas mayores a 66 °C;
 - 2) Tengan una presión igual a 379 Kpa;
 - 3) Contengan agua u otros líquidos sujetos a congelarse.

Adicionalmente para evitar problemas de transmisión de ruido hay que tomar en cuenta las siguientes consideraciones:



No ubicar cajas eléctricas encontradas en el muro

Los desfases pueden realizarse tanto en sentido horizontal como vertical.



Figura 9.51 Posición de las cajas eléctricas para evitar transmisión de ruido

Se tendrán que tomar las siguientes previsiones para evitar la transmisión de ruido aéreo entre viviendas y entre habitaciones.

Los pasos de muros deberán efectuarse con taladro y sacabocados como se indica en la figura 9.52.

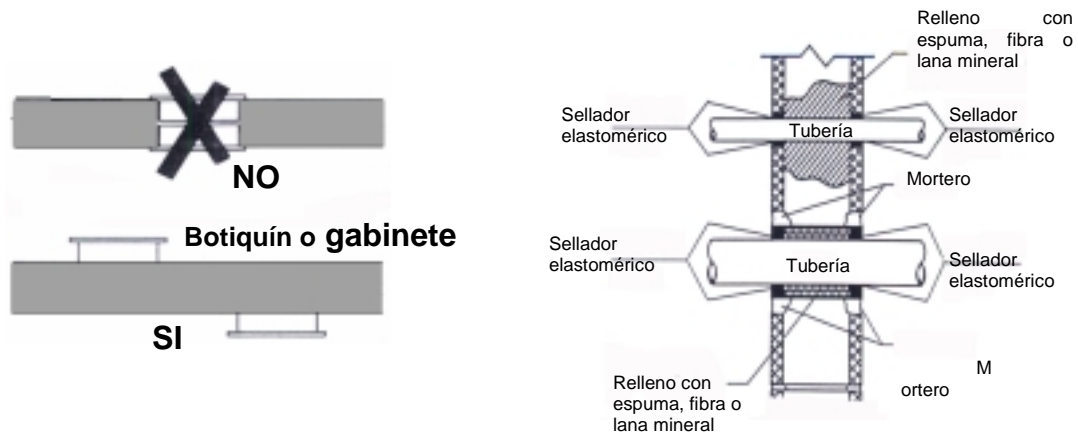


Figura 9.52 Provisiones para evitar transmisión de ruido

Es importante tomar en cuenta que las perforaciones deben hacerse con taladros y brocas circulares tipo saca-bocados o brocas especiales en vez de efectuarse con cincel y marro para dejar un acabado adecuado del paso o caja empotrada y para no resentir al muro con los golpes.



Figura 9.53 Ranuración de muros

En vez de ranurarse los muros deben alojarse las canalizaciones y conduits en los huecos del block. En caso de requerirse una eventual ranura, ésta deberá realizarse con una ranuradora y no con un marro y cincel.



Figura 9.54 Muros ranurados para instalaciones

9.2.2.8 Hidrofugantes de superficie

El hidrofugante de superficie es una capa protectora incolora que se puede aplicar sobre las superficies de block aparente.

Consideraciones:

- a) No suplen las deficiencias debidas por incumplimiento de las especificaciones que indique un proyecto basado en las recomendaciones de esta presentación.
- b) El sistema de mamposterías debidamente ejecutado no requiere la aplicación de hidrofugantes de superficie para su buen funcionamiento.
- c) Solamente son eficaces cuando el block o la superficie sobre la cual se aplica tiene un poro menor a 0.5 mm de diámetro.



Figura 9.55 Aplicación de hidrofugante

La aplicación de hidrofugantes solamente deberá realizarse en casos excepcionales. Si es el caso, deberán utilizarse hidrofugantes del tipo de penetración debido a que se adhieren químicamente con la superficie y no se descostran (o descascaran).

Al utilizarlos se debe acatar lo siguiente:

- a) Respete las instrucciones de aplicación indicadas por el fabricante;
- b) Deben aplicarse sobre superficies de mampostería limpias y secas;
- c) Permita que durante 3 a 5 días el muro seque antes de aplicar el tratamiento;
- d) Repare todas las grietas y huecos antes de aplicarlo;
- e) Verifique que todos los materiales utilizados sean compatibles con el hidrofugante de superficie;
- f) Si la aplicación se realiza mediante aspersion la velocidad del viento deberá ser poca o nula para que la capa aplicada sea uniforme sobre la superficie del muro;
- g) Proteja los elementos que se encuentren adyacentes a la parte que recibirá el tratamiento;
- h) Si aplica una segunda capa; se recomienda hacerlo cuando la primera capa aún está húmeda (fresca);
- i) Cuando vaya a aplicar un tratamiento nuevo sobre uno viejo verifique que los dos sean compatibles.

La durabilidad que tiene este tipo de productos fluctúa generalmente entre 2 y 10 años.

Factores de los que depende su durabilidad:

- El procedimiento de aplicación;
- El rango de aplicación;
- La preparación de la superficie;
- Las condiciones de exposición.

9.2.3 MEDIOS Y PROCESOS DE EJECUCIÓN

Por no contarse con los medios adecuados para poder trabajar con confort y ergonomía se vuelve crítico el poder lograr la calidad y la productividad requerida. Aparentemente la inversión en herramienta y medios auxiliares adecuados es un costo irrecuperable, pero un análisis de costo-beneficio y un acuerdo con la mano de obra para solventar estos gastos permite lograr una efectiva ventaja.



Figura 9.56 Sin medios adecuados es imposible hacer un trabajo productivo y con calidad

Otro aspecto importante para lograr alta productividad con calidad, limpieza y mínimo desperdicio es la organización física de la obra traducida en una transformación de los procedimientos de manipulación de los materiales en base a la mecanización, la cual nos permite transportar, elevar y entregar grandes volúmenes y pesos en grandes distancias y alturas con respecto a las capacidades del ser humano.

Para eficientar y coordinar a las maquinas con los trabajadores se requiere de un trabajo logístico de preparación y entrega de materiales en Kit justo a tiempo que indica tanto a la planeación de acciones como a su seguimiento.

9.2.3.1 La manipulación mecanizada y la logística de obra

Para poder mover con efectividad grandes volúmenes y pesos de block y mortero así como de acero de refuerzo y andamiaje sin generar daños ni desperdicios, se vuelve imprescindible el empleo de maquinas especialmente diseñadas para tal efecto.

En el caso de obras de baja altura (hasta 15 m) y gran extensión el equipo ideal para efectuar estas actividades es el manipulador telescópico asistido por equipo de transporte para largos recorridos.



Figura 9.57 Manipulador telescópico y transporte

En el caso de obras de gran altura (hasta rascacielos) y terrenos no extensos las grúas torre son los equipos típicos y muy ampliamente utilizados en las obras.



Figura 9.58 Grúas torre en obras de gran altura

En las grandes obras con amplias extensiones de terrenos y diversas alturas de edificios generalmente se combinan los tipos de maquinas antes descritos.

Un requisito fundamental para permitir el manejo del block y del mortero es el uso de palets y de artesas.



a) Palet Modular Se puede adaptar a todo tipo de necesidad de almacenaje sin necesidad de apoyarse en los materiales



b) Palatización vertical de 3 palets máx. de block



Figura 9.59 Uso de palets y artesas

Para manipular este tipo de contenedores los equipos requieren contar con horquillas las cuales incluso deben llevar una red de protección cuando el material es manipulado a grandes alturas por grúas torre o grúas móviles.

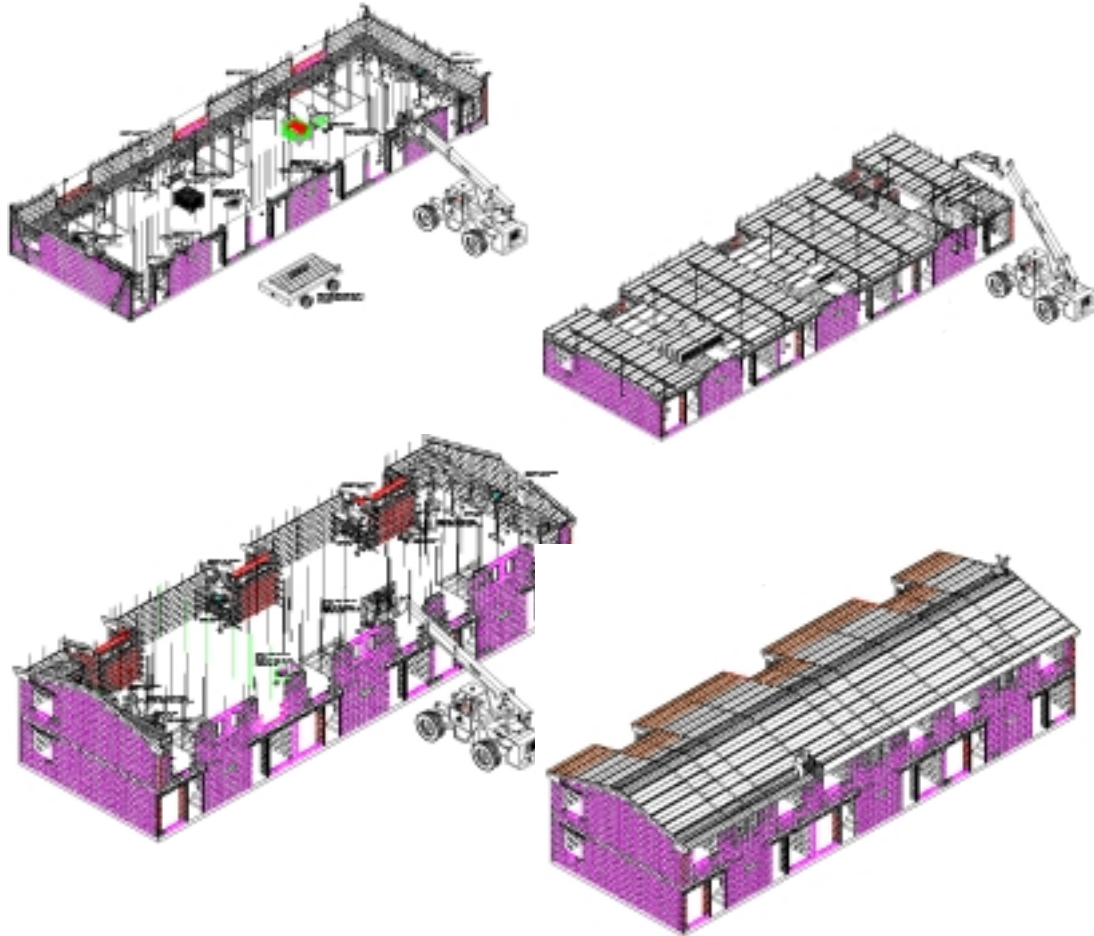


Figura 9.60 Accesorios para la manipulación de mortero y piezas de mampostería con grúas torre o móviles



Figura 9.61 Para transportar en distancias cortas los palets se pueden utilizar transpalets de obra

La logística de la obra es el medio por el cual se logran altas cadencias del equipo que se traduce en gran productividad y rentabilidad de la inversión consiste en entregar el material “justo a tiempo” a los trabajadores en las cantidades y combinaciones requeridas con el mínimo de tiempos y movimientos y manteniendo el mínimo material almacenado.



LOGISTICA DE ENTREGA









TIEMPO TOTAL
POR C/PALET:
00:1:19

Figura 9.62 Ejemplo de logística de entrega

9.2.3.2 Herramientas

Es de capital importancia que los albañiles cuenten con la herramienta más actualizada y adecuada para la construcción de los muros y que la sepan utilizar y cuidar.

Entre las herramientas más comunes y necesarias mencionamos las siguientes:

- Reglas de esquina: para lograr hiladas uniformas y a nivel;
- Mezcleras y cubetas de hule: para contener al mortero;
- Batidores: para remezclar (sin agregar agua) al mortero;
- Charolas: para contener mortero;
- Cucharas de albañilería: para extender el mortero y asentar las piezas;
- Llagueros: para conformar las juntas verticales y horizontales;
- Pistola para rejunteo (opción mecanizada);
- Plana para soportar al mortero de rejunteo (para opción manual);
- Destecadora: para limpiar de tectas el piso pulido.

A continuación se ilustran las herramientas diversas descritas para la ejecución de muros de block.



a) Plomo tipo cono truncado



b) Cordón para reventón

Figura 9.63 Herramientas para la ejecución de muros



La colocación hilada por hilada de las piezas de mampostería para construir un muro es un proceso que involucra actividades repetitivas por parte del maestro o el oficial. Las reglas de esquina permiten trazar o ajustar una sola vez el reventón y así obtener uniformidad de juntas desde la primera hilada hasta la hilada de enrase, evitándose con esto los ajustes en el enrase del muro.

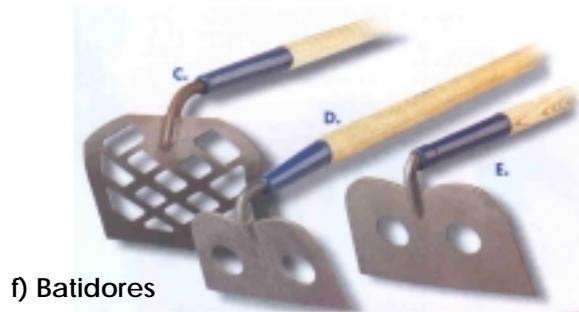
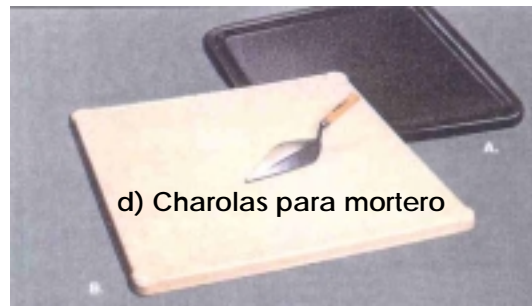
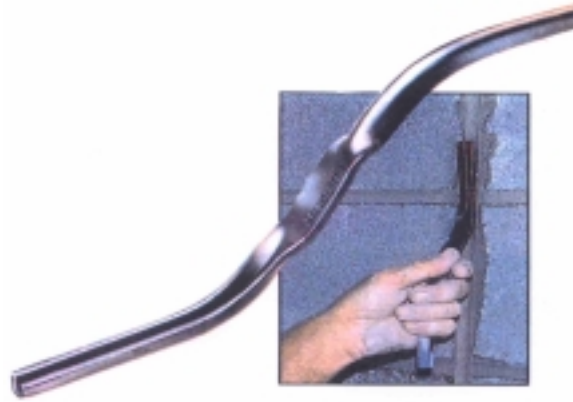


Figura 9.64 Herramientas para ejecución de muros

Llaguero. Esta herramienta se utiliza para elaborar el rejunteo o “conformado de junta”. Una vez que el mortero de rejunteo resiste suficientemente la presión de un dedo se le da el acabado o “forma” a las juntas verticales y posteriormente a las juntas horizontales aplicándose firmemente con el llaguero presión a la junta para así aumentar su resistencia a la infiltración de agua así como para mejorar la adherencia entre el mortero de rejunteo y las piezas de mampostería.



a) Llaguero para juntas horizontales



b) Llaguero para juntas verticales

Figura 9.65 Llagueros para acabado de juntas



Figura 9.66 Pistola para rejunteo

Pistola para rejunteo. La pistola contiene un recipiente con mortero para rejunteo el cual es inyectado a través de una boquilla.

A medida que el obrero aplica el mortero desplaza horizontal o verticalmente, según sea el caso, la pistola siguiendo la junta para que ésta automáticamente retaque el mortero.

a) Destecadoras de residuos de mortero sobre la losa de cimentación o de entrepiso



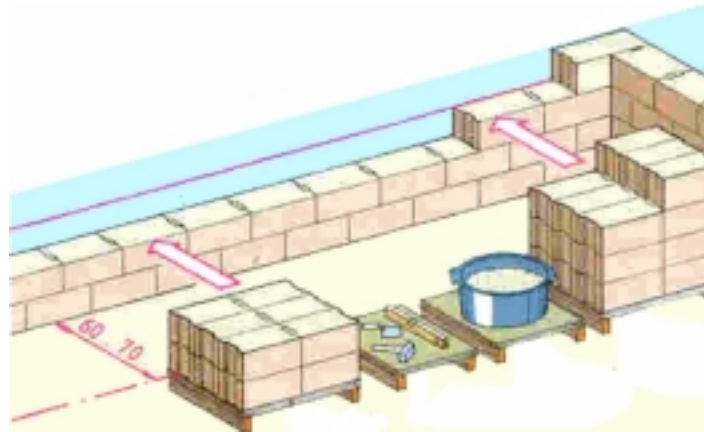
b) Plana para rejunteo



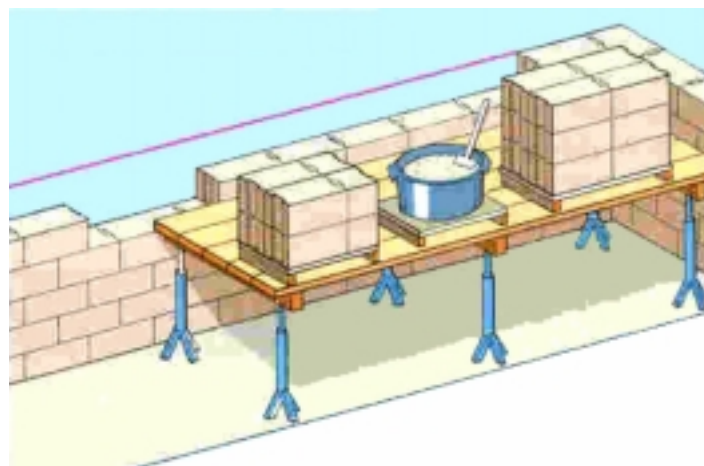
Figura 9.67 Otras herramientas

9.2.3.3 Medios auxiliares

Adicionalmente a las herramientas se requieren de varios medios auxiliares para que los trabajadores puedan trabajar con confort, seguridad, limpieza y productividad.



a) Para primera mitad del muro



b) Para segunda mitad del muro

Figura 9.68 Disposición básica de materiales y medios para erigir un muro

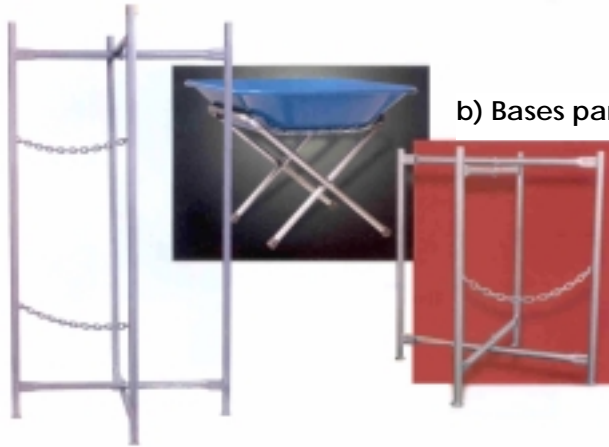
Los principales medios auxiliares a emplear son:

- Diablos carrito: Para transportar el Block para las primeras siete hiladas de los muros;
- Bases para apoyar mezcleras;
- Andamios con dos niveles de plataforma: Para erigir de la 8ª hilada al enrase los muros;
- Puntales (eventualmente en caso de muros muy altos) o vientos fuertes para rigidizar a los muros.

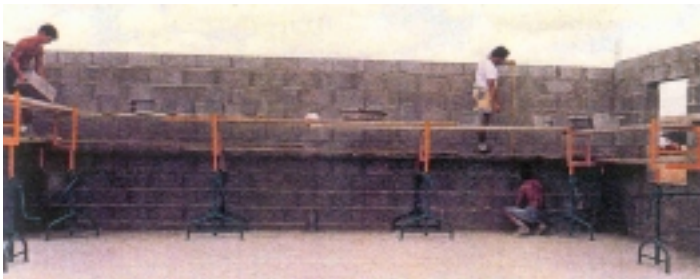
A continuación mostramos las características de estos medios de trabajo.



a) Diablo carrito



b) Bases para apoyo de mezcleras



c) Andamiaje

Figura 9.69 Medios auxiliares

Andamiaje de albañilería

Principales ventajas: patas móviles para acomodarse lo mejor posible al lugar; estable y robusto; confort de trabajo gracias a su sobre-elevación; se puede subir de nivel sin tener que deshacer el andamio; largueros extensibles (para uso en esquinas o librar obstáculos).

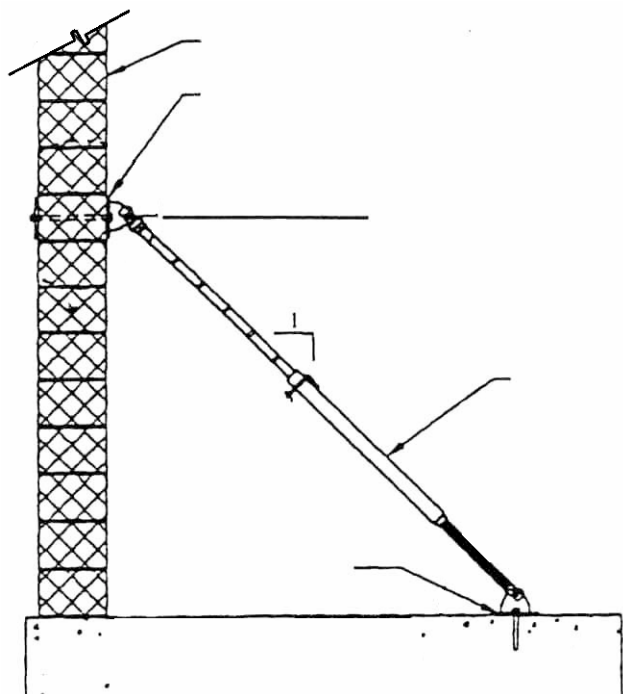


Figura 9.70 Apuntalamiento de muros con puntal metálico

9.2.3.4 *Consignas de higiene y seguridad*

La seguridad en obra es uno de los aspectos que al implementarlos, además de preservar la integridad física de los trabajadores, lo cual es su finalidad principal, conlleva varios beneficios para los trabajadores y las empresas; dentro de los cuales se encuentran los siguientes:

- a) Disminución de accidentes y enfermedades originadas en el trabajo.
- b) Incremento en la eficiencia originada por contar con un buen ambiente de trabajo, con áreas limpias y ordenadas con facilidad de circulación sin obstrucciones, zanjás o baches.
- c) Disminución de tiempos inactivos originados por los accidentes.
- d) Disminución en los pagos para el seguro social por la disminución de la siniestralidad en la obra.
- e) La mayoría de los accidentes pueden impedirse aplicando las medidas preventivas adecuadas. Estas pueden realizarse en dos niveles de actuación: un conocimiento suficiente de los riesgos durante el trabajo y un equipamiento adecuado del personal.

Equipo de protección y consideraciones generales

Los equipos de protección general son aquellos equipos o elementos que, independientemente de las personas a proteger, sirven de protección entre el peligro y los trabajadores. El equipo de protección para los albañiles, ayudantes y oficiales bloqueros es el siguiente: casco, gafas antipolvo, impermeable en tiempo de lluvia, faja de protección, botas de seguridad y guantes.

A continuación se indican las principales consignas que deben tenerse en el área de trabajo:

- a) Antes de comenzar a trabajar deberá verificarse el estado del piso, identificando si existen hoyos o protuberancias que puedan ocasionar caídas; si los hay deben corregirse.
- b) Colocar escaleras para subir en lugar de trepar por las paredes.
- c) No utilizar elementos improvisados (tambores, bultos, etc.) en sustitución de los andamios y plataformas de trabajo.
- d) Tener despejada el área de trabajo.
- e) Nunca tirar desechos o material por las fachadas (utilizar los bajantes de escombros destinados para este propósito).

Al realizar cortes hacerlo de forma que no caigan fragmentos al exterior.

Manipulación manual de cargas

La industria de la construcción continuamente está en búsqueda de máquinas o herramientas que sustituyan el esfuerzo físico que debe realizar el trabajador, con el objetivo de que los esfuerzos y actividades cíclicas las realice el equipo con un consecuente aumento en la productividad y así el personal se dedique a aspectos más productivos, menos monótonos, de menor riesgo y que no atenten contra su salud; desafortunadamente hasta la fecha, no se ha podido sustituir totalmente la actividad física en diversas actividades de la industria de la construcción.

Las consecuencias que estadísticamente se han detectado por ejemplo en Europa son las siguientes:

“... La manipulación manual de cargas es la causa de 1/3 de los accidentes de trabajo y de más de 1/3 de las jornadas de trabajo perdidas por incapacidad temporal ...”

“... la manipulación manual de cargas superiores a 25 kg crea un riesgo de lesiones vertebrales”

Durante la planeación y ejecución de la obra de mampostería es de primordial importancia implementar los conceptos que a continuación se indican:

- *Incluir la utilización de medios mecánicos adecuados para evitar que el personal recurra a la manipulación manual.* Por ello anteriormente se trató el tema de la mecanización del manejo de los materiales.
- *Durante la ejecución respetar la organización logística predefinida en la etapa de planeación de los puestos de trabajo.* Si los integrantes de un puesto de trabajo no respetan los límites de circulación y acceso preestablecidos, la mecanización y logística de suministro de la obra no es eficaz y, por consiguiente, el personal para “salvar los obstáculos” manipula cargas provocándole daños y repercute disminuyendo el rendimiento previsto.
- *Cuando es inminente que ciertas piezas deban manipularse manualmente debe proveérseles e indicárseles a los trabajadores como utilizar herramientas que faciliten la manipulación manual de piezas (pinzas para manipulación o extracción, diablos o carritos para traslados cortos, andamios de altura adecuada, etc) como los ya propuestos y no exceder las recomendaciones para acarreos de cargas.*
- *Capacitar a los empleados indicándoles las restricciones de carga manual, adiestrándoles en cuanto a las posturas a tomar para levantar cargas.* Lo anterior incluye principalmente lo siguiente:

- a) El centro de gravedad del cuerpo debe estar lo más cerca posible al de la carga.
- b) La columna debe permanecer recta y no realizar giros con la cadera.
- c) Las piernas deben estar flexionadas y rodear al objeto para que al enderezarlas la inercia inicial sea vencida con las piernas.
- d) No trabajar con la espalda encorvada.



Figura 9.71 Forma incorrecta y correcta de levantar cargas

A continuación se muestran dos esquemas sobre las recomendaciones de manipulación manual de cargas indicados por la Norma AFNOR NF X 35-109 (Fig. 9.72).

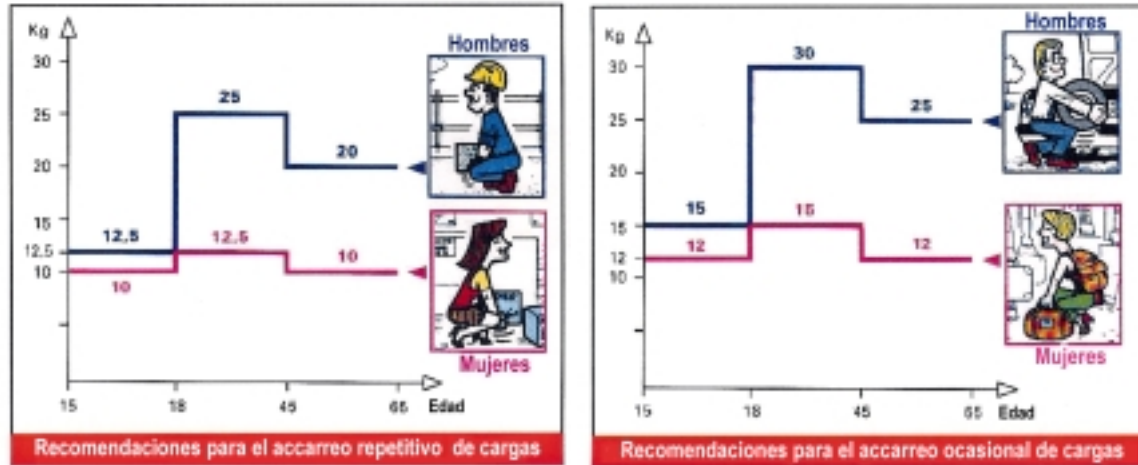


Figura 9.72 Recomendaciones de manipulación manual de cargas

Por otra parte en varias regiones de nuestro país se trabaja bajo fuertes condiciones de asoleamiento y clima que provocan diversos efectos en la temperatura de los trabajadores.

La temperatura existente en las obras tiene un efecto directo en los trabajadores, lo cual va desde molestias hasta padecimientos graves. La temperatura del cuerpo está en función de los siguientes factores externos: calor irradiado, temperatura, humedad, viento así como de factores del individuo como lo son: vestimenta, compleción física y actividad física realizada.

Se considera clima cálido cuando la temperatura es mayor de 32°C bajo esta condición aumenta el riesgo de que los trabajadores sufran lesiones y enfermedades que van desde la insolación, agotamiento, calambres, agotamiento mental o psicológico hasta erupciones o sarpullido en la piel; y si la temperatura corporal de una persona alcanza los 40°C existe peligro de muerte (tabla 9.4).

Es por ello importante lograr en primera instancia la mayor protección posible contra el sol. Debido a lo que involucra el trabajo en si, es prácticamente imposible que los trabajadores de la mampostería trabajen todo el tiempo protegidos de los rayos solares; por lo cual deben observarse algunos principios para mitigar al máximo su influencia.

- a) Si es posible proveer al área de trabajo de estructuras temporales que bloqueen los rayos solares como lo son: parasoles en plataformas de trabajo, cubiertas de lona provisionales, etc.
- b) Que los trabajadores procuren utilizar lentes contra el sol, ropa "suelta", una pañoleta húmeda y doblada sujeta en el casco de forma que cubra el cuello, cascos con forma de sombrero, etc. En si todo lo que permita, en lo prudente, que el trabajador se resguarde de los rayos directos.



- c) Reprogramar los horarios de trabajo evitando el trabajo en horas con mayor incidencia de los rayos solares.
- d) Rotar a los diferentes grupos de trabajo de forma que durante lapsos de tiempo trabajen en calor y viceversa, etc.
- e) Proveer a los trabajadores de agua para beber.



Tabla 9.4 Medidas a tomar ante diversos padecimientos

Padecimiento	Síntomas	Cura o mitigación
Insolación	<ul style="list-style-type: none"> • Piel seca y caliente (roja o manchada). • Elevada temperatura y/o sentimiento de confusión. • Delirios o convulsiones. • Inconciencia. 	<ul style="list-style-type: none"> • Aflojar prendas ajustadas. • Moverse a la sombra. • Limpiar la piel con agua fría. • Ventilar a la persona. • Hospitalización.
Agotamiento por calor	<ul style="list-style-type: none"> • Color de la piel pálida o sonrojada. • Piel pegajosa y húmeda. • Dolor de cabeza. • Sentimiento de extrema debilidad. • Cansancio. • Aturdido. • Nausea. 	<ul style="list-style-type: none"> • Ubicar al trabajador en un lugar fresco. • Beber gran cantidad de agua. • En casos extremos hospitalización.
Calambres por calor	<ul style="list-style-type: none"> • Sudor en exceso después de consumir demasiada agua fría y/o rápido. 	<ul style="list-style-type: none"> • Masaje al músculo. • Pequeños tragos de agua con sal (excepto personas cardiacas o con presión alta). • Ubicarse en un lugar fresco.
Agotamiento mental o psicológico	<ul style="list-style-type: none"> • Disminución del rendimiento, agilidad y estado de descuido. • NOTA: Surge cuando la persona cambia su región de trabajo de una en zona fría al clima cálido. 	<ul style="list-style-type: none"> • Ingerir suficiente agua. • Aclimatarse al calor durante unos días antes de empezar a trabajar. • Idealmente ir aumentando el trabajo progresivamente.
Erupciones cutáneas	<ul style="list-style-type: none"> • Erupciones cutáneas. 	<ul style="list-style-type: none"> • Vestir ropa holgada que permita la evaporación del sudor. • Buena higiene personal.
Deshidratación	<ul style="list-style-type: none"> • Sed. • Transpiración excesiva. • Orina concentrada y poco frecuente. 	<ul style="list-style-type: none"> • Ingerir ½ litro de agua antes de trabajar. • Ingerir un vaso pequeño de agua cada hora. • Ingerir el agua necesaria después de la jornada

Como un riesgo adicional existe la posibilidad de que ante la acción principalmente del viento o de un eventual sismo los muros en proceso de construcción puedan colocarse dañando o incluso matando al personal de la obra (estos incidentes pueden presentarse principalmente en los meses de febrero y marzo) por ello es importante prever el adecuado apuntalamiento.

El apuntalamiento se utiliza para proporcionar durante la construcción de estructuras de mampostería un medio de soporte para evitar que acciones externas, como lo es el viento o el sismo, actúen sobre ella ocasionando su derrumbe o volteo debido a que el elemento aún no ha alcanzado la resistencia de diseño especificada o debido a que por proceso constructivo no han sido edificados los elementos estructurales adyacentes con los cuales geométrica o estructuralmente el elemento tendrá la estabilidad necesaria. El apuntalamiento de los elementos de mampostería en construcción tiene como primer objetivo proteger la vida de los trabajadores ubicados cerca del muro cuando prevalezcan ciertas condiciones de viento y cuando estas condiciones excedan ciertos rangos para que el personal tenga el tiempo suficiente para evacuar el área hasta nuevo aviso; y como segundo objetivo, preservar la integridad del muro hasta que sea estable.

A continuación se proporcionan algunas de las principales recomendaciones; sin embargo, siempre regirán las especificaciones, cálculos y recomendaciones indicadas para cada proyecto en específico.

En principio debe establecerse una zona restringida, estableciéndose un perímetro alrededor del muro a construir dentro del cual, si éste se colapsa, caerían los elementos que lo componen sin dañar al personal. La zona restringida (indicada en la figura 9.74) tiene una longitud igual a la del muro y el ancho es igual a la altura del muro terminado más 1.2 m.

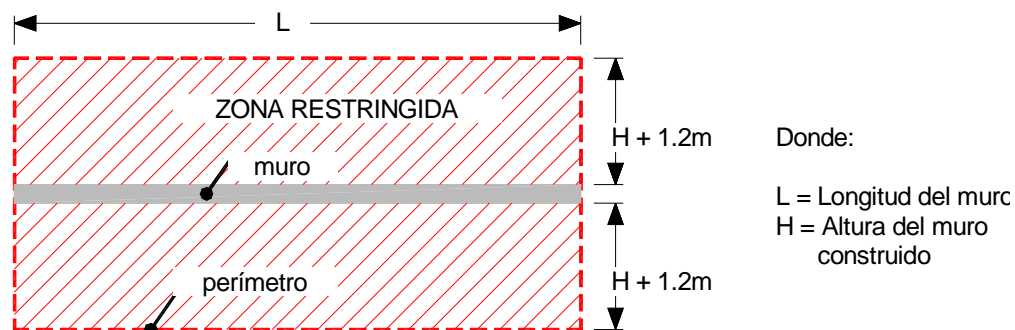


Figura 9.74 Delimitación de la zona restringida vista en planta

A continuación se precisan los requerimientos de apuntalamiento. Comúnmente se establecen dos períodos durante la construcción de mamposterías para el apuntalamiento.

- 1) *El primero o período inicial* - es un lapso de tiempo limitado a un día laborable durante el cual la mampostería se está colocando a partir de su desplante de muro hasta el mayor nivel de apuntalamiento; al término de este o cuando sea requerido debe instalarse el apuntalamiento necesario.
- 2) *El segundo o período intermedio* - es el tiempo que transcurre desde el término del período inicial hasta que el muro es conectado con los elementos adyacentes de la obra que proveen su estabilidad final.

La tabla 9.5 muestra las alturas máxima a las que puede construirse un muro de mampostería sin necesidad de utilizar apuntalamientos en función del peso y espesor de la pieza de mampostería así como si sus alvéolos serán rellenos con mortero considerando que los trabajos pueden continuar siempre y cuando exista una condición de vientos moderados.

Tabla 9.5 Altura máxima sin apuntalamiento de los muros de mampostería sobre la subrasante o el plano más elevado de soporte lateral, en m ¹

Espesor nominal del muro	Densidad de las piezas de mampostería					
	1522 < γ < 1842		1842 < γ < 2002		2002 < γ	
	Piezas huecas sin mortero de relleno	Piezas sólidas y piezas totalmente llenas en sus huecos con mortero de relleno	Piezas huecas sin mortero de relleno	Piezas sólidas y piezas totalmente llenas en sus huecos con mortero de relleno	Piezas huecas sin mortero de relleno	Piezas sólidas y piezas totalmente llenas en sus huecos con mortero de relleno
10	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4
15	2.5	2.5	2.4	3.0	2.5	3.3
20	3.3	4.7	4.0	5.6	4.3	6.1
25	5.2	7.4	6.1	9.0	6.7	9.8
30	7.1	10.7	8.6	10.7	9.3	10.7

¹ Para la mampostería parcialmente rellena con mortero (caso de castillos ahogados), el peso de la mampostería deberá determinarse interpolando entre las piezas huecas que no contienen mortero de relleno y aquellas totalmente llenas con mortero de relleno, considerando la cantidad de mortero de relleno.

² Las piezas sólidas pueden tener hasta un 25% de alvéolos (pueden ser multiperforadas).

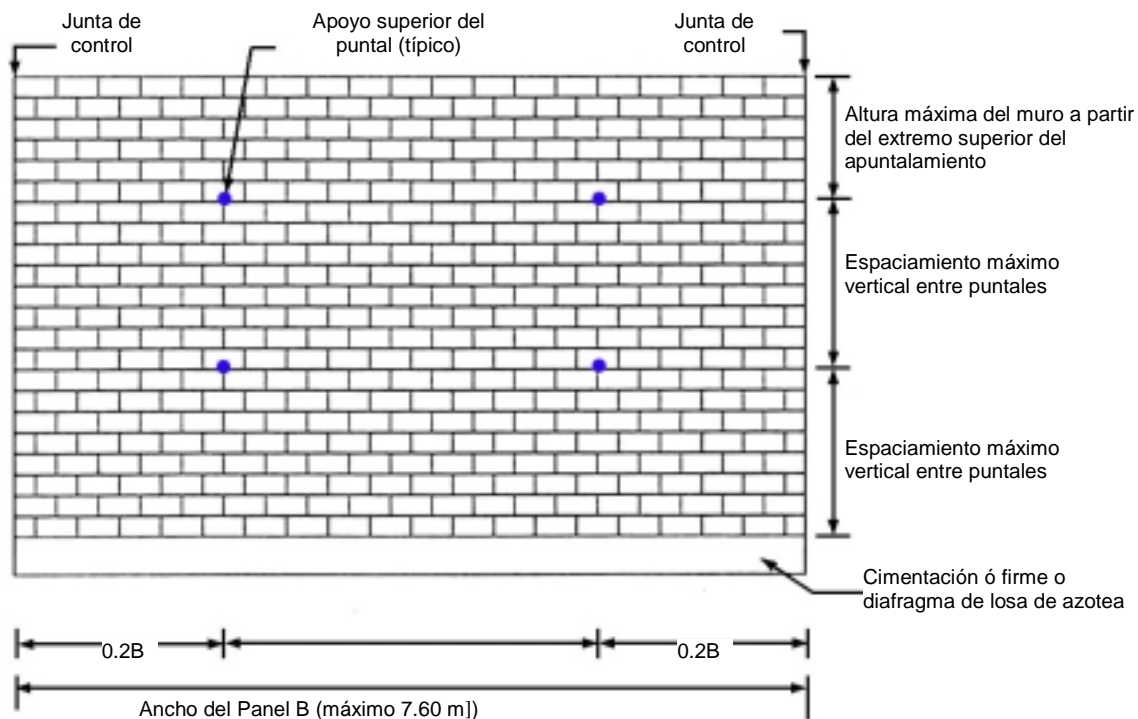
Fuente: Standard practice for bracing masonry walls under construction.

Debe considerarse que al término de la jornada de trabajo o cuando el muro se erige hasta cierta altura especificada debe apuntalarse.

Durante el período inicial debe realizarse la evacuación del personal cuando la velocidad del viento exceda los 32 km/h; excepto si la altura del muro es menor de 2.4 m respecto del nivel inferior y la velocidad del viento no es mayor de 56 km/h.

Periodo intermedio. Para ubicar los puntales durante este período se muestra la figura 9.75 y la tabla 9.6, la cual se obtuvo del documento Standard Practice for Bracing Masonry Walls, mencionando también lo siguiente:

“... Para obtener la máxima eficiencia de los puntales habrá que colocarlos aproximadamente a 0.2 veces la longitud del panel a partir de cada junta de control. Para un panel de 7.60 m esto da como resultado un espacio de 1.50 m desde cada extremo del panel hasta el puntal”.



- 1) Para la altura máxima sobre los puntales consulte la Tabla 1.3.1 del SPBMW para los requerimientos del período inicial o la Tabla 1.3.2 del SPBMW para los requerimientos del período intermedio.
- 2) Para el espaciamiento vertical máximo entre puntales consulte la Tabla 1.3.2 del SPBMW.

Nota: Deberá considerarse la mampostería como no reforzada hasta que el mortero de relleno haya estado en su lugar al menos 12 horas.

Figura 9.75 Requerimientos de espaciamiento de los puntales

Tabla 9.6 Ubicación de los puntales para el periodo intermedio ¹⁻² (m), para mampostería hueca de concreto de 1522 kg/m³

Condición del apuntalamiento	PCL & MRC ³		MC ⁴	
	M/S	N	M/S	N
	m	m	m	m
Muro de 20 cm no reforzado				
Altura máxima sin apuntalamiento, condición sin adherencia ⁵	1 m ⁶			
Altura máxima que sobresale a partir del puntal superior ⁷	2.03	1.83	1.63	1.42
Espaciamiento vertical máximo de los puntales ⁷	4.27	3.86	3.45	3.05
Muro de 30 cm no reforzado ^{8,9}				
Altura máxima sin apuntalamiento, condición sin adherencia ⁵	2.24 m ⁶			
Altura máxima que sobresale a partir del puntal superior ⁷	3.25	3.05	2.64	2.44
Espaciamiento vertical máximo de los puntales ⁷	6.50	5.89	5.28	4.88
Muro de 20 cm reforzado ^{8,10}				
Altura máxima sin apuntalamiento, condición sin adherencia ⁵ y altura que sobresale a partir del puntal superior ^{7,11}	3.25			
Espaciamiento vertical máximo de los puntales	6.50			
Muro de 30 cm reforzado				
Altura máxima sin apuntalamiento, condición sin adherencia ⁵ y altura que sobresale a partir del puntal superior ^{7,11}	5.89			
Espaciamiento vertical máximo de los puntales	9.14			

Notas:

- ¹ Aplica para paneles de hasta 7.6 m de ancho con un puntal ubicado a 0.2 veces el ancho del panel a partir de cada extremo.
- ² Estos valores pueden aplicarse para mampostería hueca de concreto de 155 kg/m³ y de mayor densidad, para toda la mampostería sólida de concreto y para la mampostería hueca y de arcilla.
- ³ PCL significa cemento portland-cal, MRC indica mortero de cemento.
- ⁴ MC significa mortero de cemento de albañilería.
- ⁵ Asume una condición sin adherencia entre el muro y la cimentación como cuando se tienen flashings.
- ⁶ Excepción: Los muros de 2.44 m de alto o menor respecto de la losa en que se desplanten no necesitan ser apuntalados.
- ⁷ Considera continuidad de la mampostería además de la base (por ejemplo: ningún flashing además del ubicado en la base).
- ⁸ Los muros reforzados deberán considerarse como no reforzados hasta que el mortero de relleno haya estado in situ durante 12 horas.
- ⁹ El esfuerzo mínimo para muros reforzados de 20 cm es con varillas del #5 @ 1.2 m en vertical y un traslape mínimo de 1 m para morteros de relleno con una edad menor de 24 horas, el traslape será el normal para periodos de 24 horas y mayores.
- ¹⁰ El esfuerzo mínimo para muros reforzados de 30 cm es con varillas del #5 @ 1.8 m en vertical y un traslape mínimo de 1 m para morteros de relleno con una edad menor de 24 horas, el traslape será el normal para periodos de 24 horas y mayores.
- ¹¹ Para muros reforzados que no requieren apuntalamiento, verifique que la cimentación sea adecuada para evitar el volteo.

Para muros de menor espesor a 20 cm puede usarse esta tabla como base respetando la misma relación de esbeltez.

Durante este período, deben observarse las siguientes consideraciones:

- a) Cuando el viento sobrepasa una velocidad de 56 kmph debe evacuarse la zona restringida.
- b) No se considerará que el refuerzo cumple con su función estructural hasta que el mortero tenga como mínimo una edad de 12 horas.
- c) El apuntalamiento no debe retirarse hasta que el muro tenga su estabilidad final.

Independientemente del sistema de apuntalamiento utilizado como lo son de madera, tubería de acero o cable (tensores), siempre deben seguirse las recomendaciones indicadas por el fabricante del sistema así como lo especificado en proyecto.

Para evitar o reducir el apuntalamiento en obras con mucho viento se recomienda construir los muros en dos etapas, siendo la primera etapa hasta la séptima hilada incluyendo el llenado de los castillos y la segunda etapa (al día siguiente) utilizando andamios hasta el enrase el cual generalmente llega hasta los 2.30 a 2.40 m de altura.

Donde hay que extremar precauciones y en su caso apuntalar es en la ejecución de muros de doble altura y de muros piñón que terminan siendo muy altos y esbeltos por seguir la pendiente de las cubiertas inclinadas.

9.2.4 CAPACITACIÓN Y CONTROL DE CALIDAD

La calidad no se podrá lograr con sólo supervisiones por estrictas que están sean si no se llevan a cabo en las empresas dedicadas a la construcción programas de definición de perfiles y competencias de los trabajadores, selección, capacitación, evaluación y promoción jerárquica y económica.

Sobre los primeros que hay que actuar es sobre los maestros de obra, fidelizándolos a las empresas y desarrollando su perfil de puesto.

Por otro lado, es importante precisar los alcances, los puntos de autocontrol y de revisión así como los criterios de aceptación y pago.

Por ello se llevan actualmente a cabo programas piloto de capacitación en las zonas de trabajo (a pie de muro) donde la gente se capacita mientras produce; las mejores practicas del trabajo se enseñan por personal con el conocimiento y la habilidad y destreza requeridas.



Figura 9.76 Capacitación de los trabajadores

Adicionalmente se han elaborado manuales técnicos cuyo contenido se utiliza como temario de capacitación a los cuadros técnicos de proyectos y de obra. En los cursos organizados se va construyendo un lenguaje común para el entendimiento técnico así como una unificación de objetivos y criterios de calidad y tolerancias de aceptación. Con esta base técnica se instrumentan los procedimientos de inspección técnica para ir asegurando la calidad, asistiéndose de pruebas de control; en conclusión, la calidad se asegura tomando acciones desde varios ángulos:

- Definiendo el contenido técnico y los alcances;
- Capacitando y calificando a los cuadros técnicos;
- Capacitando y calificando a la mano de obra comenzando por los maestros;
- Efectuando sistemáticamente las inspecciones técnicas de seguimiento;
- Asistiéndose con pruebas de control y aceptación.

9.2.4.1 Perfil de los equipos de albañilería de muros y su capacitación

A manera de ejemplo resumido se incluye a continuación el contenido de competencias que deben tener los equipos de albañilería de muros.

- 1) Matemática y geometría básicas;
- 2) Lectura de planos;
- 3) Trazo, alineación, plomeo y nivelación de elementos constructivos en edificación;

- 4) Interpretación y uso de unidades y conversiones;
- 5) Sistemas para el manejo y colocación de reglas y tensado de reventón;
- 6) Calidad de concretos y morteros;
- 7) Características y especificaciones de bloques de concreto;
- 8) Albañilería de block armado y colocación de precolados;
- 9) Características y especificaciones de juntas y rejunteo de block aparente;
- 10) Acero de refuerzo en block armado;
- 11) Manejo y aplicación de tolerancias;
- 12) Control de calidad a pie de obra;
- 13) Técnicas del no-desperdicio de materiales;
- 14) Seguridad y prevención de riesgos.

9.2.4.2 Autocontrol y control técnico durante la ejecución y recepción de los trabajos

El control técnico parte de un autocontrol asistido por unas tarjetas de verificación que puede llevar en su bolsa cada albañil para ir confirmando la calidad de su trabajo.

Adicionalmente los residentes tienen una lista de verificación (Check list) para la recepción de los trabajos y la aprobación de su pago.

Tabla 9.7 Listas de verificación

No.	Concepto
Lista de verificación muros de block en planta baja	
1	Trazo, nivel, plomo y colocación de reglas de esquina.
2	Colocación de charola y despiece de la primera hilada, dren de grava, aparejo del muro, control de juntas y dimensión de vanos.
3	Colocación de refuerzo horizontal con fijación en costilla, colado de castillo hilada por hilada, nivel de enrase, junteo vertical y vaciado de caja.
4	Al avance, colocación de ganchos para unión de castillos ahogados.
5	Trazo de radio, control de dimensiones, plomeo y nivel en cada pieza.
6	Rebabeo, recorte rodapié, limpieza de área.
Lista de verificación muros de block en planta alta	
1 a 4	Igual al anterior
5	Control de plomeo y nivelado a cada pieza en muros de escalera.
6	Control de dimensiones de apoyo de piezas piñón.
7	Rebabeo, recorte de rodapié, limpieza de área.

Como medio de comunicación se tienen las juntas de pre-ejecución donde se ponen de acuerdo en la organización y coordinación de los trabajos los diferentes participantes incluyéndose muy especialmente al jefe de logística quien es el responsable de la entrega oportuna del material y los medios para trabajar.

9.2.5 CONCLUSIONES

Para concluir podemos recapitular en forma de lista varios conceptos constructivos que es conveniente tener en cuenta para la construcción de muros de mampostería:

- 1) Para efectuar un trabajo de calidad es importante que los materiales y componentes a utilizar tengan predefinidas sus características técnicas requeridas y estas se cumplan en la realidad.
- 2) Contar con un proyecto ejecutivo de despieces en planta y alzados revisado antes del inicio de la obra por los participantes en la misma
- 3) Efectuar el trazo y revisarlo dos veces antes de iniciar la cimentación o losa sobre las que se vayan a desplantar los muros.
- 4) Revisar la ubicación de las varillas de espera y la ubicación de las salidas y disparos de instalaciones cuando aun este fresco el concreto de la cimentación o losa sobre la que se vaya a desplantar el muro.
- 5) Presentar la primera hilada despiezada para confirmar la ubicación de las piezas.
- 6) Ir efectuando la erección del muro confirmando las dimensiones, el plomeo, la nivelación y el posicionamiento y la escuadra ayudándose para facilitar estas operaciones con herramientas como la regla de esquina.
- 7) Cuidar la buena distribución del mortero sobre las paredes de asiento de los bloques sin invadir u obturar los huecos previstos e ir llenando los castillos ahogados con su previo posicionamiento del acero así como ir colocando y anclando la escalerilla o refuerzo horizontal en los castillos extremos cuidando que el acero quede protegido con el recubrimiento mínimo de mortero especificado.
- 8) Tratar y verificar la buena ejecución de las protecciones previstas para la ejecución de las zonas sensibles, realizar como este previsto o acordado las interfaces y las zonas sensibles y evitar las interferencias con las instalaciones y otras especialidades de la obra.
- 9) En casos excepcionales utilizar hidrofugantes microporosos de superficie para suplir la falta de impermeabilidad de los muros o resaltar la apariencia.
- 10) Como recomendaciones importantes para mejorar significativamente la productividad, la calidad, el control, la limpieza y la seguridad de los trabajadores se recomienda utilizar maquinaria para la manipulación del material, herramientas para la ejecución y medios auxiliares que faciliten el

trabajo, así como medios de protección contra climas extremos, de confort y de eliminación de riesgos en el trabajo.

- 11) Es indispensable para lograr la calidad y para transparentar y eficientar la comunicación dar capacitación técnica y organizacional a todos los participantes de la obra incluyendo a todos los niveles y establecer una metodología de seguimiento y recepción de los trabajos.

REFERENCIAS

ABERDEEN (1994), "Mortero – cómo especificar y utilizar mortero para mampostería", Masonry Construction de Aberdeen, Recopilación de la revista "*Masonry construction*", The Aberdeen Group.

ACI-ASCE-TMS (1996), "Specification for masonry structures", ACI 530.1-95/ASCE 6-95/TMS 602-95, American Concrete Institute.

ASTM (1996), "Standard specification for masonry joint reinforcement", American Society for Testing and Materials, ASTM Standards in building codes.

ASTM 270-94 (1996), "Specification for mortar for unit masonry", ASTM 270-94, American Society for Testing and Materials, ASTM Standards in building codes.

ASTM C 90-94 B (1996), "Specification for hollow load-bearing concrete masonry units", ASTM C 90-94 B, American Society for Testing and Materials, ASTM Standards in building codes.

ASTM C 109/C 109M-95 (1996), "Standard test method for compressive strength of hydraulic cement mortars (using 2-in. or (50-mm) cube specimens)", ASTM C 109/C 109M-95, American Society for Testing and Materials, ASTM Standards in building codes.

ASTM C 144-93 (1996), "Specification for aggregate for masonry mortar", ASTM C 144-93, American Society for Testing and Materials, ASTM Standards in building codes.

ASTM C 207-91 (1996), "Specification for hydrated lime for masonry purposes", ASTM C 207-91, American Society for Testing and Materials, ASTM Standards in building codes.

ASTM C 476-91 (1996), "Specification for grout for masonry", ASTM C 476-91, American Society for Testing and Materials, ASTM Standards in building codes.

ASTM C 780-94 (1996), "Test method for preconstruction and construction evaluation of mortars for plain and reinforced unit masonry", ASTM C 780-94, American Society for Testing and Materials, ASTM Standards in building codes.

ASTM C 952-91, "Método de prueba estándar para determinar la fuerza de adherencia del mortero a piezas de mampostería", ASTM C 952-91, American Society for Testing and Materials, ASTM Standards in building codes.

ASTM C 1019-89^a (1996), "Method of sampling and testing grout", ASTM C 1019-89^a, American Society for Testing and Materials, ASTM Standards in building codes.

BSI (1978), "Especificación para repisón de ventana de concreto prefabricado, piedra prefabricada, elementos complementarios de barro recocido extruído,

cantera de pizarra y piedra natural”, Repisones y remates – parte 1, Manual de normas de construcción.

Collin-Fevre I. y Dran F. (1995), “Morteros de asiento para bloques aparentes”, *CERIB – Reporte tecnico RT 95/102*, febrero.

Eurocódigo 6 (2000), “Proyecto de estructuras de fabrica parte 2”, UNE-EN-V 1996-2, Aenor.

Gobierno del Distrito Federal (GDF, 2002), “Normas técnicas complementarias para el diseño y construcción de estructuras de mampostería”, Anteproyecto del Comité de Normas, México, D.F., 47 pp.

Keating E. (1977), “Keeping workers cool in hot weather, hot weather construction”, *Aberdeen’s Magazine of Masonry Construction*, agosto.

Kent D., “*Handbook of construction tolerances*”, Masonry Institute of America, Mc Graw Hill, tercera edición.

Kosmatka S.H., “Cementitious grouts and grouting”, Portland Cement Association.

NCMA (1973), “Productivity in concrete masonry construction”, NCMA TEK 4-3, National Concrete Masonry Association.

NCMA (1995), “All-weather concrete masonry construction”, NCMA TEK 3-1 A, National Concrete Masonry Association.

NCMA (1996), “Grouting concrete masonry walls”, NCMA TEK 3-2, National Concrete Masonry Association.

NCMA (1997), “Concrete masonry construction”, NCMA TEK 3-8^a, National Concrete Association.

OPPBTP, “Informe práctico, Las manipulaciones manuales”, Organismo Profesional de Prevención en la Edificación y Obras Públicas.

OPPBTP, “Limitar la manipulación manual de cargas”, Organismo Profesional de Prevención en la Edificación y Obras Públicas.

OPPBTP, “Recomendaciones para la manipulación manual de cargas”, A5 M 02 99, Organismo Profesional de Prevención en la Edificación y Obras Públicas.

Raeber J.A., “Clear water repellent treatments”, Concrete Masonry Association of California and Nevada, Masonry Institute of America.

UBC (1994), “Joint reinforcement for masonry”, UBC 21-10, Uniform Building Code.

9.3 EXPERIENCIAS EN EL DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA A BASE DE BLOQUES HUECOS DE CONCRETO

Francisco Flores Cruz¹ y J. Alvaro Pérez Gómez²

RESUMEN

Se señalan en el presente documento, las experiencias más importantes que se han tenido en el diseño y construcción de estructuras de mampostería a base de bloques huecos de concreto cuya principal aplicación es en la edificación de viviendas de interés social en la República Mexicana.

9.3.1 ANÁLISIS Y DISEÑO

La mayoría de las viviendas de interés social que se construyen en México son estructuras de uno y dos niveles resueltas con muros de mampostería. Sólo en las grandes ciudades como la ciudad de México, se ha generalizando el uso de edificios de departamentos de 4 o más niveles con muros de mampostería y concreto para resolver el problema de la vivienda de interés social. Por esta razón se ha considerado apropiado manejar dos criterios de análisis para estructuras de mampostería, uno para construcciones en condominios horizontales de uno a dos niveles y otro para construcciones verticales de cuatro o más.

9.3.1.1 Construcciones en condominios horizontales

Los condominios horizontales son viviendas de uno a dos niveles con posibilidad de crecer un nivel más, agrupadas en módulos de dos hasta doce viviendas con muros compartidos. Las relaciones largo/ancho en planta pueden llegar a ser de 1:4. En la figura 9.77, se muestran algunos casos de agrupamiento de construcciones horizontales. Para el análisis de este tipo de construcciones se ha visto que el modelo de la columna en voladizo que apareció en los Comentarios de las Normas de Mampostería de 1976 es un método de análisis adecuado para

¹ Director Corporativo de Ingeniería, Grupo GEO.

² Gerente Corporativo de Ingeniería, Grupo GEO.

este tipo de estructuras, ya que de los análisis comparativos que se han hecho entre el modelo de la columna en voladizo y el modelo de la columna ancha que recomienda la Propuesta de Normas de Mampostería (GDF, 2002) se han obtenidos elementos mecánicos similares con la ventaja de que el método de la columna en voladizo es un método más sencillo de aplicar. La opción del Método Simplificado normalmente no puede aplicarse debido a que este tipo de estructuras no cumplen con los requisitos de simetría, la cantidad de muros perimetrales y la relación largo-ancho que exige dicho método para su aplicación.

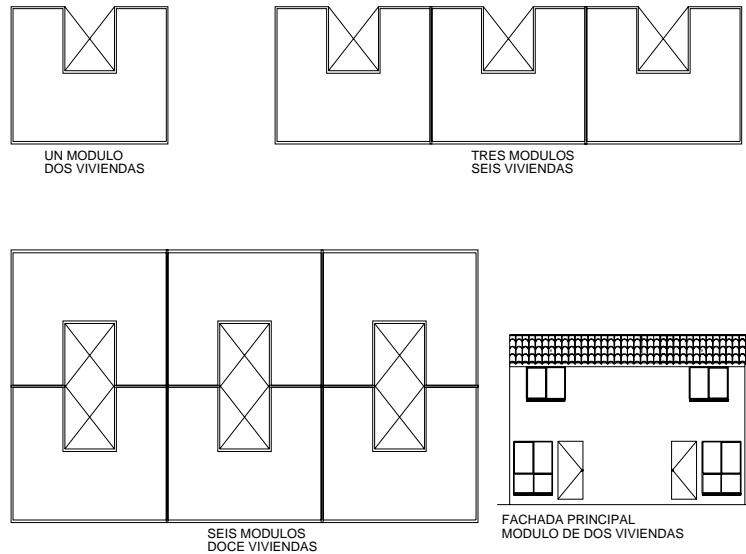


Figura 9.77 Construcciones horizontales en condominio

En el modelo de la columna en voladizo, se realiza un análisis estático con el objeto de obtener la fuerza cortante sísmica que actúan en cada muro considerándolo como columna en voladizo, despreciando el acoplamiento que proporcionan las losas, antepechos y cerramientos. En éste método se toman en cuenta excentricidades torsionales y la distribución de las fuerzas cortantes se realiza según la rigidez a flexión y cortante de cada muro. En dicho método se puede realizar la reducción de las fuerzas sísmicas calculando en forma aproximada el período fundamental de vibración. Para espectros de diseño con una rama ascendente esta reducción puede ser importante.

En la práctica profesional existe un programa de análisis y revisión de estructuras de mampostería que aplica el método de la columna en voladizo (ANEMgc) y revisa los muros con las expresiones de las Normas de Mampostería (DDF, 1995).

En este tipo de construcciones de uno y dos niveles, es común tener una dirección “fuerte” definida por todos los muros largos que dividen los espacios de una vivienda y entre viviendas y otra “débil” definida por los muros cortos o mochetas de la fachada principal y posterior que por los requerimientos de iluminación, ventilación y circulación del proyecto arquitectónico no permiten tener

muros largos en dicha dirección (Fig. 9.78). Esta característica propia de las construcciones horizontales para vivienda de interés social permite manejar dos criterios de solución para la estructuración y refuerzo de los muros: una para la dirección fuerte y otra para la dirección débil.

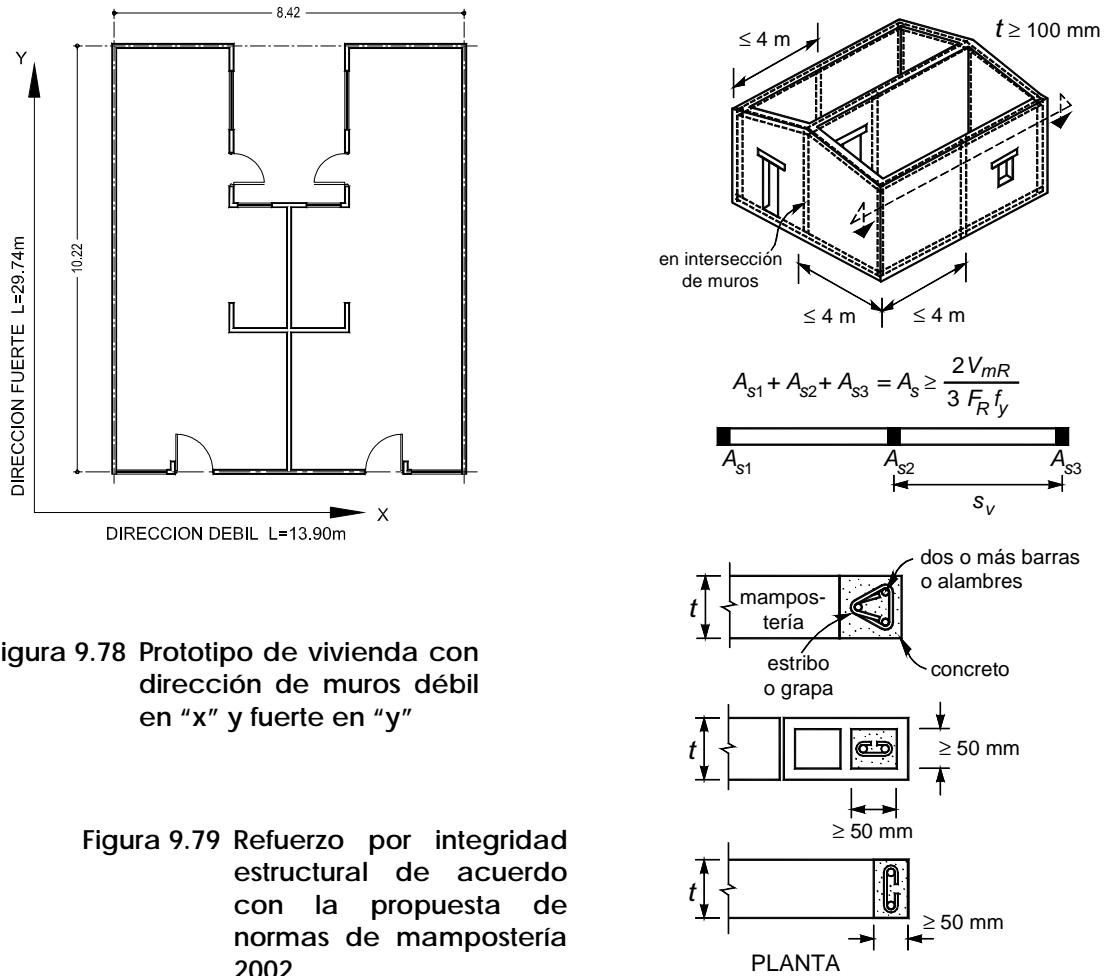


Figura 9.78 Prototipo de vivienda con dirección de muros débil en "x" y fuerte en "y"

Figura 9.79 Refuerzo por integridad estructural de acuerdo con la propuesta de normas de mampostería 2002

En la estructuración de los muros en la dirección fuerte, conviene considerarlos bajo el criterio de muros confinados con o sin refuerzo horizontal. Con base en la experiencia en la revisión de este tipo de estructuras, se ha obtenido que, para zonas de alto peligro sísmico como la zona C y D de acuerdo con la regionalización sísmica de CFE (1993) para la República Mexicana, la solución de muros confinados con refuerzo horizontal es la más adecuada para este caso. Para las zonas con moderado y bajo peligro sísmico, como las zonas A y B, la solución de muros confinados sin refuerzo horizontal o la de muros con refuerzo mínimo por integridad estructural es suficiente. El refuerzo por integridad estructural está definido en la Propuesta de Normas de Mampostería 2002 (GDF 2002, Fig. 9.79).

En la dirección “fuerte” del análisis, a veces es mucho más importante tomar en cuenta los efectos de temperatura y los de asentamientos ya que los muros largos con relación largo/alto $L/h > 2$ son muy sensibles a estos efectos. Normalmente, el espesor de 100 mm en los muros de esta dirección es suficiente, salvo algunos casos en la zona D.

En la dirección débil, es muy importante que se aproveche al máximo la resistencia de los muros. Para este caso, lo más recomendado es utilizar el criterio de muros reforzados interiormente. Para piezas de mampostería huecas como el bloque de concreto, cuando no es suficiente la resistencia propia y la contribución del refuerzo horizontal, existe la opción de rellenar todas las celdas con el mismo mortero de junteo para incrementar la resistencia de diseño a compresión diagonal de la mampostería, v_m^* . En pruebas realizadas en muretes de bloque hueco de concreto se han obtenido incrementos de resistencia de un $v_m^* = 2$ kg/cm² a 5 kg/cm² por el solo hecho de rellenar todas las celdas. El espesor mínimo recomendado para muros en esta dirección es de 140 mm, salvo algunos casos en zona A donde pueden manejarse muros de 100 mm por la poca exigencia mecánica requerida por cargas laterales.

9.3.1.2 Construcciones verticales

Las construcciones verticales, normalmente son edificios de cuatro niveles o más con un mínimo de cuatro viviendas por nivel. Dependiendo del coeficiente sísmico y el número de niveles, todo los muros pueden ser de mampostería ó una combinación de muros de mampostería con muros de concreto. Para estas construcciones el modelo de la columna en voladizo puede funcionar con la salvedad de que los resultados a flexión suelen ser conservadores. El método de la columna ancha combinado con un análisis dinámico tridimensional es el método de análisis más recomendado. La elaboración del modelo puede resultar laboriosa pero haciendo uso de los programas de dibujo que existen actualmente puede dibujarse la estructura en uno de estos programas y después puede ser leído el dibujo por el programa de análisis (Fig. 9.80).

En el modelo de la columna ancha se toma en cuenta la contribución de las dalas, losas y pretilas para acoplar los muros, para lo cual se deben considerar las secciones compuestas que establece la Propuesta de Norma de Mampostería (GDF, 2002).

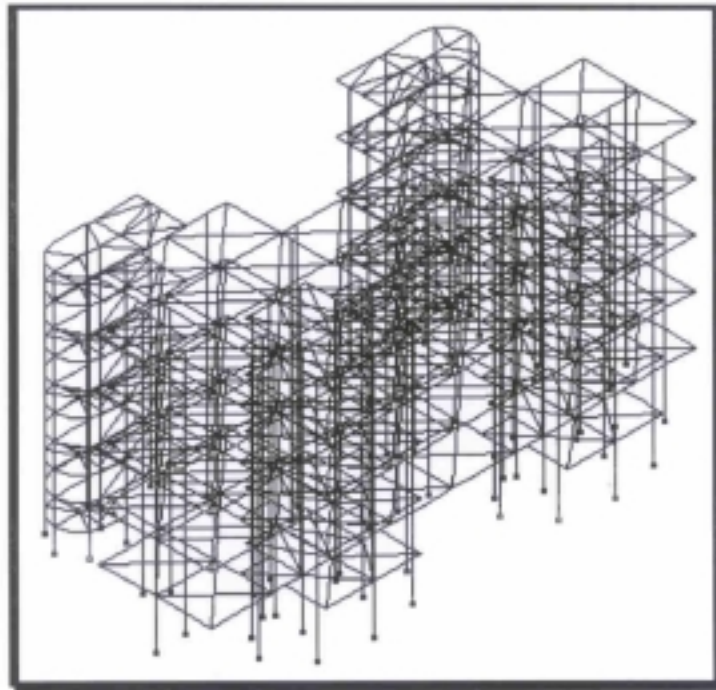


Figura 9.80 Edificio de mampostería de cinco niveles, modelo de la columna ancha y vista panorámica

Los modelos de muros con elemento finito suelen ser muy sencillos para la introducción de datos pero tienen el inconveniente de consumir un tiempo importante de computadora, de ser muy sensibles los resultados al criterio de modelación y al hecho de que no todos los programas de elemento finito integran los esfuerzos para obtener elementos mecánicos con que aplicar las expresiones de diseño de las Normas Técnicas de Mampostería.

9.3.2 RELACIÓN DEL DETALLADO CON EL DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE MUROS

Debido al sustancial incremento en la resistencia de los muros de mampostería al esfuerzo cortante al considerar la contribución del refuerzo horizontal, se vuelve muy importante el detallado de los proyectos de mampostería para incluir todos dibujos que indiquen la correcta colocación del acero vertical y horizontal, ya que una mala colocación de dicho refuerzo puede anular los beneficios de la sobre resistencia que proporciona el refuerzo horizontal, con consecuencias graves. Dentro de los puntos importantes a cuidar son:

- 1) El refuerzo horizontal debe estar formado por varillas sueltas trefiladas estirados en frío con un esfuerzo de fluencia de 5 000 ó 6 000 kg/cm² según se especifique en el proyecto y no por escalerillas electrosoldadas ó por alambrión liso. La fabricación de las varillas debe cumplir con la Norma NMX-B-072-1986.
- 2) El refuerzo horizontal debe anclarse en los castillos extremos del muro y en castillos interiores cuando la longitud del muro sea mayor a la longitud de las varillas. El anclaje debe ser con un gancho a 90 grados ahogado en un castillo de confinamiento ó un gancho a 180 grados abrazando el refuerzo vertical de un castillo ahogado. El refuerzo horizontal no debe traslaparse y siempre debe estar anclado en sus extremos a un castillo (Fig. 9.81).
- 3) En la intersección de los muros reforzados interiormente cuando no se cuatrapean las piezas en las uniones en "L" ó en "T" se debe indicar la colocación de un anclaje mecánico a base de un gancho cerrado con las mismas varillas del refuerzo horizontal y a la misma separación que éste (Fig. 9.82).

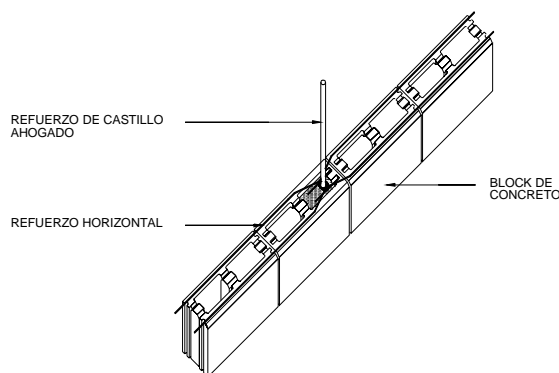


Figura 9.81 Anclaje intermedio de refuerzo horizontal

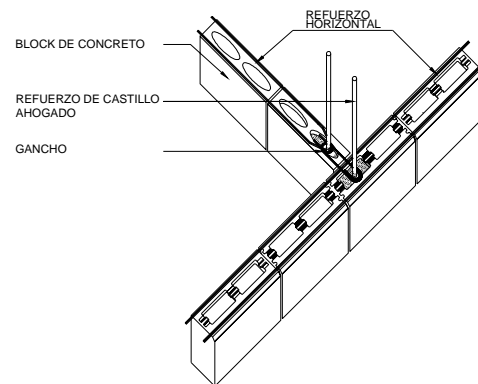


Figura 9.82 Anclaje mecánico en intersección de muro

Finalmente cabe mencionar que además del detallado en el proyecto de estructuras de mampostería, la supervisión técnica de obra y la capacitación técnica de los trabajadores son factores muy importantes a tomar en cuenta, tal es el caso de reglamentos de construcción como el UBC donde se exige una supervisión especial para estructuras de mampostería diseñadas al 100% de su resistencia y obligan a reducir la resistencia de dichas estructural al 50% cuando no se tiene dicha supervisión.

9.3.2.1 Castillos ahogados

La solución de los castillos ahogados ofrece ventajas considerables en el proceso constructivo, dentro de las cuales podríamos exponer las siguientes:

- a) La utilización del mismo mortero de junteo para el colado de los alvéolos, evitando realizar etapas constructivas adicionales al desplante mismo del muro, asimismo, la producción en obra de un mismo tipo de mortero. Como resultado de lo anterior, habrá que decidir y definir las características del mortero para que cumpla con ambos requerimientos: junteo y colado de castillos.
- b) Se elimina el uso de la cimbra para el colado de castillos, evitando ésta etapa constructiva.
- c) Comparando éste proceso con los castillos aparentes (muros confinados), en los muros cortos, el rendimiento de la mano de obra se encuentra notablemente disminuido debido al poco número de piezas por colocar en cada hilada tomando en cuenta que en los extremos del muro se colocan los castillos aparentes.
- d) La estabilidad del muro durante el proceso constructivo se incrementa debido a que los castillos ahogados comenzarían a trabajar mecánicamente en función de la madurez del mismo mortero. Lo anterior es más sensible en sitios y en épocas en donde el viento tiene la fuerza suficiente para voltear los muros. Con el uso de los castillos aparentes, sí desea evitar lo anterior, el uso del apuntalamiento sería indispensable ó bien, el colado de castillos realizarlo en dos etapas: a media altura de desplante del muro y el complemento al término del mismo.
- e) Esta solución es totalmente acorde al concepto arquitectónico de muros aparentes, principalmente en fachadas.

9.3.2.2 La importancia del despiece del bloque, en un proyecto de vivienda

En un proyecto para vivienda, en donde lo repetitivo de las tareas en la mano de obra debe provocar una mayor productividad, se plantea como necesario el despiece de los muros de bloque.

El resultado de ésta acción permite realizar una mejor planeación y una búsqueda hacia procesos cada vez más adecuados al tipo de obra que se realiza. La precisión en los trabajos a realizar es también un efecto del manejo fino en la concepción del proyecto mismo. Manejar el concepto de cota acumulada ó cadenamiento a partir de un eje de referencia permite definir escantillones como herramienta de trabajo de mayor productividad. En la figuras 9.83 y 9.84 se presenta un ejemplo de despiece.

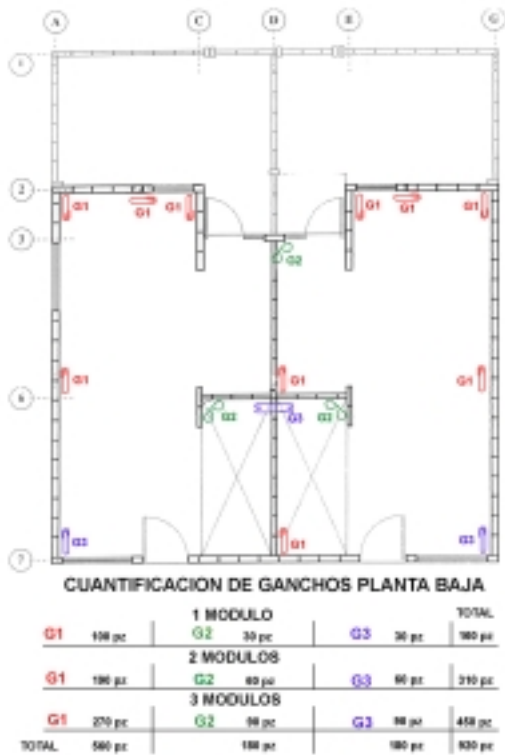


Figura 9.83 Despiece de muros y ganchos

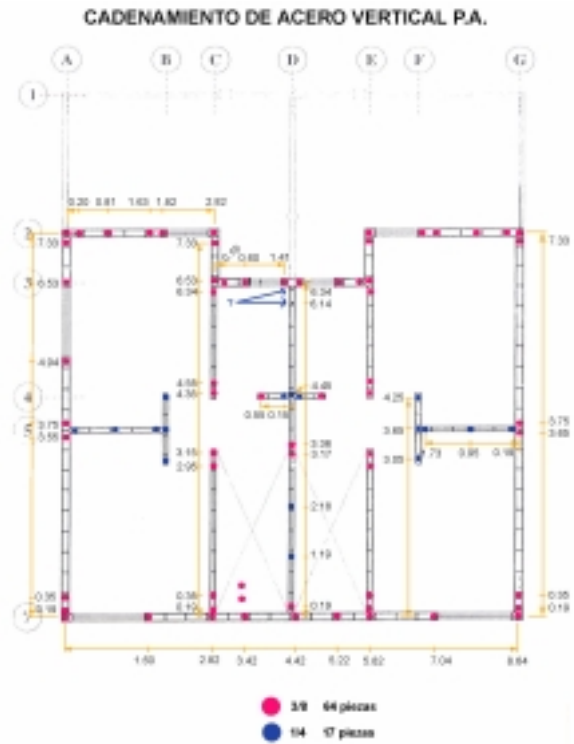


Figura 9.84 Cadenamiento de muros

9.3.3 MATERIALES

Se hará mención de manera general las características mecánicas más importantes a tomar en cuenta para su especificación en el proyecto y para verificarse en un laboratorio de materiales.

9.3.3.1 Acero de refuerzo

El acero de refuerzo de los muros de mampostería puede dividirse en cuatro tipos:

- 1) Varilla corrugada lámina en caliente Grado 42 con resistencia a la fluencia de 4 200 kg/cm², fabricada de acuerdo con la Norma NMX-C-407-ONNCE-2001, utilizada para el refuerzo vertical de los muros, con diámetros que pueden ir desde el No.3 (3/8", 9.53 mm) al No.6 (3/4", 19.05 mm) generalmente.
- 2) Varilla trefilada estirada en frío con resistencia a la fluencia de 6000 kg/cm² y de 7 000 kg/cm² a la tensión, fabricada de acuerdo con la Norma NMX-B-072-1986, utilizada como refuerzo vertical de los muros con diámetros del No. 2.5 (5/16", 7.93 mm) y No. 2 (1/4", 6.35 mm). Para refuerzo horizontal se utilizan varillas del No. 1.25 (5/32, 3.97 mm) y No. 2 (1/4", 6.35 mm).
- 3) Electrosoldados formados por alambres lisos o trefilados estirados en frío, con resistencia a la fluencia de 5000 kg/cm² y de 5600 kg/cm² a la tensión, fabricados de acuerdo con la Norma NMX-B-072-1986, B-253-1988 y B-456-1992. Se utiliza como refuerzo de castillos y cadenas en muros confinados.
- 4) Alambrón liso de ¼" con 5.5 mm de diámetro real con resistencia a la fluencia de 2530 kg/cm². No existe una norma específica para el alambrón con uso estructural pero puede usarse como referencia la norma NMX-B-254 para Acero Estructural. Se debe restringir su uso, sólo para la fabricación de estribos de castillos y cerramientos en muros confinados.

Es importante señalar que se debe contar con el apoyo de un laboratorio de materiales que conozca perfectamente las normas y ensayos de las varillas estiradas en frío, ya que en algunos lugares del país sigue siendo poco conocido este tipo de acero.

9.3.3.2 Unidades de mampostería

Una de las unidades de mampostería más utilizadas en la construcción de viviendas de interés social de uno y dos niveles, es la pieza de bloque hueco de concreto de 40 de largo por 20 de alto con 10, 12 y 14 cm de espesor. La Norma NMX-C-404-1997-ONNCE establece una resistencia mínima para estas piezas de 60 kg/cm² medida sobre su área bruta, la cual para construcciones de este tipo resulta suficiente. El Proyecto de Norma de Mampostería 2002 al respecto establece como resistencia mínima de diseño a compresión, f_p^* la que establece la Norma NMX-C-404, sólo que de acuerdo a la expresión para el cálculo de la resistencia de diseño de dicha propuesta (ec. 2.1) y para un coeficiente de variación de $c_p = 0.20$ (piezas provenientes de plantas mecanizadas), la resistencia media a compresión, f_p referida al área bruta sería:

$$f_p = f_p^* \times (1 + 2.5c_p) = 60 \times (1 + 2.5 \times 0.20) = 90 \text{ kg/cm}^2$$

La resistencia de 90 kg/cm² deberá de ser muy tomada en cuenta por los fabricantes de bloques de concreto ya que la producción actual de la mayoría de estas plantas está basada en obtener una resistencia promedio de 60 kg/cm². Aunque siguen existiendo fabricantes de bloque de concreto que respaldados en

la Norma NMX-C-010-1986, suministran piezas con resistencia promedio de 40 kg/cm²

9.3.3.3 Mortero

El control en la calidad del mortero de junteo o de relleno esta basado principalmente en su resistencia a compresión obtenida a partir de probetas cubicas de acuerdo con la Norma NMX-C-061-0NNCCE. Las Normas de Mampostería incluyen una tabla de proporcionamientos recomendados para mortero de acuerdo con la resistencia requerida. Para muros de mampostería construidos con piezas de bloque hueco de concreto, se recomiendan resistencias mínimas del mortero de 125 kg/cm² y proporcionamientos en volumen de 1 : ½ : 4 cemento-cal-arena de acuerdo con las Normas de Mampostería vigentes (DDF, 1995). Aunque hay que señalar que la Propuesta de Normas de Mampostería 2002 establecen una resistencia mínima de diseño a compresión de cubos de mortero de $f_j^* = 40$ kg/cm² para mortero de junteo y de $f_j^* = 125$ kg/cm² para mortero de relleno (GDF, 2002), lo cual implica aplicando la misma expresión que para el caso de las unidades de mampostería, el obtener resistencias promedio mínimas f_j de 60 y 188 kg/cm² para el mortero de junteo y para el de relleno respectivamente.

Cuando los muros tienen espesores de 100 y 140 mm es preferible utilizar el mismo mortero de junteo para el relleno de los castillos ahogados. Para muros de 200 mm de espesor es preferible fabricar un mortero de relleno con agregado grueso para el colado de dichos castillos.

9.3.3.4 Pilas y muretes

Para definir la resistencia de diseño a la compresión de la mampostería f_m' y la resistencia a la compresión diagonal v_m^* lo conveniente es la realización de ensayos de pilas y muretes respectivamente. Para la mampostería a base de bloque hueco de concreto de 20×40 cm (alto × largo) los prismas deben tener una dimensión de 40×60 cm, lo que equivale a apilar 3 piezas, de acuerdo con el Proyecto de Norma de Mampostería se requiere ensayar un mínimo de 9 pilas para promediar los resultados (Fig. 9.85). En el caso de los muretes para piezas huecas de concreto se deben construir con una dimensión de 60×60 cm utilizando piezas completas y medias piezas cuatrapeadas. También se deben ensayar como mínimo 9 muretes para obtener el promedio (Fig. 9.86). Siempre ha existido la inquietud de que al rellenar todos los huecos de los bloques de concreto se puede incrementar la resistencia de diseño f_m^* y v_m^* y utilizar esta sobrerresistencia en casos particulares donde se tengan cargas concentradas importantes ó se requiera de una mayor resistencia de la mampostería ante cargas sísmicas. En base a ensayos realizados en el Laboratorio de Resistencia de Materiales de la UNAM y en el Laboratorio del Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto se

tiene valores de resistencia de diseño aplicables a muros de mampostería con bloques huecos de concreto. Dichos valores se ilustran en la tabla 9.8.



Figura 9.85 Ensayo de pilas de bloque de 140 mm



Figura 9.86 Ensayo de muretes de bloque de 140 mm

Tabla 9.8 Resultado de ensayos en piezas, morteros, pilas y muretes de bloque hueco de concreto 14x20x40 cm

Resistencias en kg/cm ²	Bloques Vacíos	Bloques Rellenos
Resistencia promedio de las Piezas, f_p	60	60
Resistencia de Diseño de las Piezas f_p^* con $cv = 0.13$	40	40
Resistencia Promedio del Mortero f_j	140	140
Resistencia de Diseño del Mortero, f_j^* con $cv = 0.2$	95	95
Resistencia promedio de Pilas, f_m	50	75
Resistencia de Diseño en Compresión obtenida de Pilas, f_m^* , con un $cv = 0.15$	36	55
Resistencia Promedio de muretes, v_m	3.0	7.5
Resistencia de Diseño a Compresión Diagonal obtenida de Muretes, v_m^* , con un $cv = 0.15$	2.0	5.0
Modulo de Elasticidad, E_m	30,600	75,000

Nota: Los coeficientes de variación cv , resultaron menores que los que marcan las Normas Técnicas, por lo que se tomaron los mínimos que estable la Norma

9.3.3.5 Unidades de mampostería de concreto de alta resistencia

Debido a las exigencias de la Propuesta de Norma 2002 en cuanto a la resistencia a compresión de las piezas y a la resistencia a compresión diagonal de la mampostería, se ha estado trabajando en forma conjunta con los fabricantes de bloques de concreto en una pieza de concreto multiperforada de $12 \times 12 \times 24$ cm, la cual de acuerdo a ensayos realizados en la UNAM se tienen resistencias de la mampostería de $f_m^* = 70$ kg/cm² y $v_m^* = 7$ kg/cm² con una resistencia de la pieza $f_p^* > 150$ kg/cm², el uso principal al que se pretenden destinar dichas piezas es en el diseño de edificios de mampostería en zonas sísmicas, ya que por su elevada resistencia estarían sobradas para edificaciones de uno y dos niveles (Fig. 9.87).

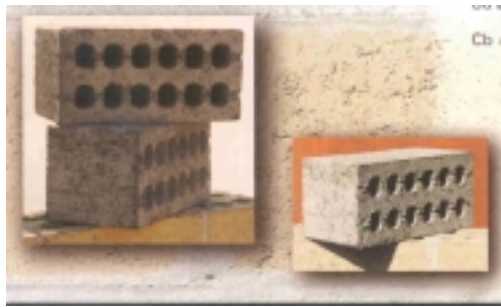


Figura 9.87 Unidades de mampostería de alta resistencia

9.3.4 OTRAS APLICACIONES DE LA MAMPOSTERÍA

Normalmente la mampostería se asocia principalmente a la construcción de viviendas, pero existen otras estructuras relacionadas con los Conjuntos Habitacionales en donde también la mampostería hueca de concreto puede utilizarse de manera exitosa.

9.3.4.1 Escuelas

Los edificios de las escuelas primarias con uno y dos niveles y claros de 6.0 m pueden resolverse de manera económica utilizando muros de mampostería de bloque hueco de concreto de 140 mm de espesor aprovechando los muros divisorios como muros de carga entre aulas e incrementando la resistencia de la mampostería al rellenar los huecos con mortero en la dirección con baja densidad de muros. Con una buena conciliación del proyecto arquitectónico y estructural se pueden lograr edificios económicos de mampostería, en lugar de los tradicionales edificios con columnas y travesaños de concreto armado con muros divisorios. En la figura 9.88 se muestra una fotografía de dichos edificios.

9.3.4.2 Muros de contención

Durante la construcción de un conjunto habitacional, es común la construcción de plataformas para absorber los desniveles del terreno, cuando los desniveles son mayores a 20 cm es conveniente construir muros de contención para darle estabilidad y proteger contra la intemperie la plataforma de terracería donde se desplanta la vivienda. Los muros de mampostería han resultado una solución económica para la construcción de dichas contenciones. En base a las experiencias un muro de contención de mampostería puede competir favorablemente contra muros de concreto armado en alturas no mayores de 2.0 m. El uso de contrafuertes de mampostería permite optimizar el trabajo de los muros con esfuerzos perpendiculares a su plano. En la figura 9.89 se muestra una solución de muros de contención de mampostería.



Figura 9.88 Escuela con muros de bloque de concreto

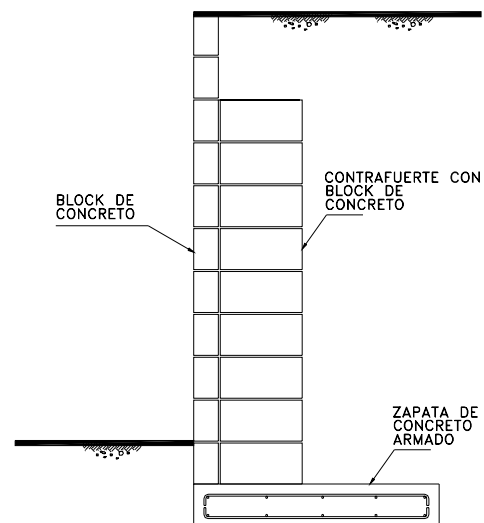


Figura 9.89 Muro de contención con bloque de concreto

9.3.5 CONCLUSIONES

De acuerdo a lo presentado anteriormente se puede ver que la mampostería de bloque hueco de concreto es una buena alternativa para la construcción de viviendas de interés social e incluso para la construcción de algunas estructuras requeridas dentro del equipamiento de un conjunto habitacional. La mayor ventaja del bloque hueco de concreto se tiene en construcciones horizontales donde las exigencias mecánicas por carga gravitacional y sismo son soportadas satisfactoriamente por dicho material, salvo casos ubicados en zonas de alto riesgo sísmico, con un costo bastante competitivo respecto a otras piezas de mampostería.

REFERENCIAS

- Abrams D.** (1994), "Masonry in the Americas", American Concrete Institute.
- Alcocer S.M., Zepeda J.A., y Ojeda M.** (1997), "Estudio de la factibilidad técnica del uso de tabique Vintex y Multex para vivienda económica", *Informe IEG/01/97*, Centro Nacional de Prevención de Desastres, julio, 125 pp.
- Amrhein J.E.** (1994), "Reinforced Masonry Engineering Handbook", Masonry Institute of America.
- Comisión Federal de Electricidad** (CFE, 1993), "Manual de Diseño de Obras Civiles, Diseño por Sismo", Comisión Federal de Electricidad, México, D.F.
- Corona G.**, ANEMgc, Análisis y Revisión de Edificios de Mampostería.
- Departamento del Distrito Federal** (DDF, 1995), "Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de mampostería", *Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal*, México, D.F., 27 de febrero, 16 pp.
- Gobierno del Distrito Federal** (GDF, 2002), "Normas técnicas complementarias para el diseño y construcción de estructuras de mampostería", Anteproyecto del Comité de Normas, México, D.F., 47 pp.
- Meli R.** (1977), "Diseño y construcción de estructuras de mampostería. Normas técnicas complementarias del reglamento de construcciones para el Distrito Federal. Con comentarios y ejemplos", *Informe No. 403*, Instituto de Ingeniería, UNAM, México, mayo, 98 pp.
- Meli R. y Hernández O.** (1971), "Propiedades de piezas para mampostería producidas en el Distrito Federal", *Informe No. 297*, Instituto de Ingeniería, UNAM, México, diciembre, 46 pp.
- NMX-C-010** (1986), "Industria de la construcción. Concreto. Bloques, ladrillos o tabiques y tabicones", Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación, México, 9 pp.
- NMX-C-061-ONNCCE** (2001), "Determinación de la resistencia a la compresión de cementantes hidráulicos", Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación, México.
- NMX-C-404-ONNCCE** (1997), "Industria de la construcción. Bloques, tabiques o ladrillos y tabicones para uso estructural. Especificaciones y métodos de prueba", Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación, México, 11 pp.
- NMX-C-407-ONNCCE** (2001), "Industria de la construcción. Varilla corrugada de acero proveniente de lingote y palanquilla para refuerzo de concreto.

Especificaciones y métodos de prueba”, Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación, México, 14 pp.

NMX-B-072 (1986), “Alambre corrugado de acero, laminado en frío para refuerzo de concreto”, Secretaría de Comercio y Fomento Industrial, México, 11 pp.

NMX-B-253 (1988), “Alambre liso de acero, estirado en frío para refuerzo de concreto”, Secretaría de Comercio y Fomento Industrial, México, 9 pp.

NMX-B-254 (1987), “Acero Estructural”, Secretaría de Comercio y Fomento Industrial, México, 10 pp.

Uniform Building Code, (1994)

CAPÍTULO 10

SUPERVISIÓN INTERNA Y CONTROL DE CALIDAD EN CONSTRUCCIÓN DE VIVIENDAS DE MAMPOSTERÍA

J. CESÍN M.J. FARADJI

CAPÍTULO 10

SUPERVISIÓN INTERNA Y CONTROL DE CALIDAD EN CONSTRUCCIÓN DE VIVIENDAS DE MAMPOSTERÍA

Javier Cesín Farah¹, Marco José Faradji Capón²

RESUMEN

Se comenta la importancia de la supervisión interna y control de calidad de las viviendas realizadas con mampostería.

Se presentan algunos comentarios relativos al proceso de construcción de edificios de mampostería, haciendo hincapié en el correcto detallado, limpieza de obra y mantenimiento del ritmo de la misma.

Se sugieren intensidades de muestreo y pruebas de laboratorio a realizar en conjuntos habitacionales.

10.1 OBJETIVOS DEL CONSTRUCTOR

Dada la dinámica actual de construcción de vivienda, se vuelve necesario repasar los conceptos que implican para el promotor³ y con ello concluir en la importancia de una correcta supervisión interna y un buen control de calidad.

Partiremos de la base, que un promotor con ética busca permanecer desarrollando su actividad mediante la obtención de utilidades, entregando viviendas a tiempo, en costo y con la calidad requerida para garantizar costos mínimos de mantenimiento y un cumplimiento cabal de las disposiciones legales.

¹ Maestro en Ingeniería con especialidad en Estructuras DEPMI, Gerente Técnico de Grupo Kapra.

² Maestro en Ingeniería con especialidad en Estructuras DEPMI, Director General de Laboratorio de Control LANC S.A. de C.V.

³ En sucesivo, se emplearán indistintamente el término "Promotor" y "Constructor", en el afán de considerar el proceso de vivienda como un proceso integral desde su concepción hasta su entrega, sin embargo, en la práctica, el "Constructor" solo interviene en la edificación propiamente dicha.

Tabla 10.1 Objetivos del constructor

Meta	Objetivos a controlar	Herramienta	Área que lo suele preparar
Utilidad	<ul style="list-style-type: none"> - Ingresos - Costos y gastos - Créditos - Flujo de efectivo 	<ul style="list-style-type: none"> - Estados. Financieros - Flujos - Comparación presupuesto vs ejercido 	<ul style="list-style-type: none"> - Contabilidad - Tesorería
Calidad	<ul style="list-style-type: none"> - Calidad de proyecto - Calidad de presupuesto - Calidad de obra - Calidad de vivienda 	<ul style="list-style-type: none"> - Estándares de proyecto - Capacitación - Reglamentos vigentes - Normas de calidad - Pruebas de Laboratorio - Verificación de construcción - Revisión de presupuesto - Consumos de recursos 	<ul style="list-style-type: none"> - Gerencia - Arquitectura - Supervisión interna - Laboratorio - Control presupuestal - Inventarios
Costo	<ul style="list-style-type: none"> - Mano de obra - Materiales - Equipo - Subcontratos - Indirectos 	<ul style="list-style-type: none"> - Presupuesto - Compras - Inventarios - Tesorería - Contabilidad - Control de equipo - Nómina 	<ul style="list-style-type: none"> - Personal - Gabinete - Compras - Inventarios - Tesorería - Contabilidad - Maquinaria
Tiempo	<ul style="list-style-type: none"> - Permisos y licencias - Desarrollo del proyecto - Desarrollo del presupuesto - Desarrollo de la obra - Realización de ventas - Mantenimiento post-venta 	<ul style="list-style-type: none"> - Estandarizar lenguaje - Programa de proyecto - Proceso de cuantificación - Definición de partidas - Programa de obra - Programa de materiales - Programa de equipo - Control de avance - Control de ventas - Registro de garantías 	<ul style="list-style-type: none"> - Gerencia - Arquitectura - Gabinete - Pers. Obra. - Compras - Maquinaria - Ventas

De la tabla anterior, podrá haber comentarios inmediatos sobre quienes hacen esto o aquello y aún así, la pregunta fundamental es ¿quién integra toda la información y la vuelve útil a la empresa?.

Nuestro gobierno, como cualquier otro, siempre buscará el hacer más con menos, el construir más vivienda al menor costo posible y bajo esa dinámica concentrar sus esfuerzos. El promotor no debe olvidar la obligación ética de entregar un producto de calidad, sin embargo, dada la presión a que se ve sometido, reordena sus prioridades de la siguiente forma: Utilidad – Costo – Tiempo – Calidad, e incluso: Costo – Tiempo – Utilidad – Calidad (es increíble, pero en la lucha de reducir costos, se olvida que tiene mayor importancia la utilidad que el costo).

La calidad no pierde interés, pero se le resta importancia. De hecho, ante la práctica extinción de la supervisión externa, quien era la que debía verificar que el proceso constructivo se adaptara a lo previsto en el proyecto, se ha dejado esta labor a la buena intención de los superintendentes en obra. En general, el promotor no los obliga ni les sugiere el empleo de malas técnicas de construcción, pero tampoco implanta mecanismos eficientes de calidad en campo.

10.2 SUPERVISIÓN INTERNA

El papel de la supervisión interna debe replantearse de tal forma que sea una herramienta efectiva para el promotor, esto es, que mida el desempeño de un proyecto contra las cuatro variables: Utilidad, Calidad, Costo, Tiempo (UCCT).

Esta función, debe iniciarse con una real intención de la Gerencia General de lograr que las áreas trabajen como partes de un todo (primera condición de la Calidad Total).

El estandarizar el lenguaje entre las diversas áreas, logrará que la información sea mucho más transportable y la elaboración de consolidados y su seguimiento más simple. La definición de las partidas de obra y sus conceptos adquiere una muy especial relevancia bajo esta óptica.

La verificación del proceso constructivo y su retroalimentación al área de proyectos y presupuesto, se convierte en el principal motor de la mejora de la empresa.

En campo, la labor debe certificar el empleo de los recursos, desde su calidad hasta su aplicación. El apoyo en un laboratorio de calidad, se vuelve indispensable.

Bajo este contexto, no es suficiente la labor del Director Responsable de Obra y los Corresponsables o Peritos, que en sus cortas visitas a obra garanticen una calidad íntegra de la misma. Su función es muy importante, pero debe integrarse a una verdadera supervisión interna que garantice que sus disposiciones se lleven a cabo y no queden como meras recomendaciones. El promotor nunca debe pensar que está duplicando un "costo", ya que no se está hablando de lo mismo.

Por lo tanto, la supervisión interna es un área que debe integrarse con todas la demás para lograr se cumplan los objetivos del promotor. El consumo de materiales y el empleo de los demás recursos, son apoyos adicionales para certificar la calidad de obra y pieza fundamental para medir su costo. La idea es no emplear más de lo necesario pero tampoco menos.

10.3 LABORATORIO DE CONTROL DE CALIDAD

El laboratorio debe operar en campo, midiendo lo que valga la pena medir y que sea mensurable. Esto implica un proceso más amplio que el solo corroborar la resistencia de materiales.

El reglamento actual de mampostería del D.F. indica varias características que deben tener los muros al ser construidos. En la propuesta de reglamento (GDF, 2002a), se hace hincapié en este renglón debido a que tiene un efecto al

menos igual de importante un correcto empleo de los materiales, como su resistencia intrínseca. De hecho, en el caso de un muro realizado con piezas que requieran mortero en toda su superficie, el solo emplearla en las orillas, disminuye a menos de la mitad su resistencia. También se puede comentar el caso del correcto anclaje del acero horizontal y el evitar traslapes del mismo en secciones intermedias entre dos castillos en muros reforzados interiormente.

Se concluye pues, que es deseable una mayor participación de un laboratorio que realice muestras del proceso constructivo y reporte a supervisión. No basta la simple observación sin registro ni metodología, se requiere formalizar esta actividad.

10.4 MATERIALES

10.4.1 MAMPOSTERÍA

Mampostería: Obra hecha con mampuestos colocados sin ordenación de hiladas o tamaños. – **concertada.** Aquella en cuyos paramentos se colocan los mampuestos rudamente labrados sin sujeción a escuadra, para que ajusten mejor. – **en seco.** La que se hace colocando los mampuestos sin argamasa. – **ordinaria.** La que se hace con mezcla o argamasa.

Mampuesto (De mano y puesto) Dícese del material usado en la obra de mampostería. Piedra sin labrar que se puede colocar con la mano en la obra.

10.4.1.1 Tipos de mampostería

Definición de términos (Miguel Saad, 1975):

Ladrillo: Pieza paralelepípedas de dimensiones teóricas 2.5×7×28 cm.

Tabique: Pieza paralelepípedas de dimensiones teóricas 7×14×28 cm. Según la norma NMX-C-404: "... fabricado de forma prismática con arcillas comprimidas o extruídas, mediante un proceso de cocción o de otros materiales con procesos diferentes. Las dimensiones nominales mínimas deben ser 5 cm de alto, 10 cm de ancho y 19 cm de largo sin incluir la junta de albañilería".

Bloque: Según la norma NMX-C-404: "... fabricado por moldeo del concreto y/o de otros materiales, puede ser macizo o hueco. Las dimensiones nominales de las piezas deben basarse en el módulo de 10 cm en múltiplos o submúltiplos, estando incluida la junta de albañilería de 1 cm de espesor. Sus dimensiones mínimas deben ser de 10 cm de altura, 10 cm de ancho y 30 cm de largo. Las dimensiones de la pared deben ser de 2.5 cm como mínimo".

Tabicón: Según la norma NMX-C-404: "... fabricado de concreto u otros materiales. Las dimensiones nominales mínimas deben ser de 6 cm de alto, 10 cm de ancho y 24 cm de largo. Se incluye la junta de albañilería".

Aparejo: Modo de disponer o arreglar los tabiques para obtener un grueso o espesor deseado.

Hiladas: Cada uno de los tendidos de las piezas a lo largo de toda la longitud de la pared, limitados por dos juntas horizontales continuas.

Juntas: El lugar ocupado por el material ligante. Deben ser de espesor constante, formando una línea continua las juntas horizontales y discontinua las verticales.

A sogá o a hilo: Tabique colocado en el aparejo con su mayor dimensión siguiendo la longitud de la pared o muro.

A tizón: Tabique asentado en el aparejo con su mayor dimensión perpendicular a la longitud de la pared o muro.

A canto: Tabique asentado en el aparejo sobre la superficie que forman su peralte y su longitud, pudiendo estar colocado a tizón o al hilo.

Paramento: Superficie interior o exterior de las paredes, pudiendo ser visibles o no, de acuerdo con la calidad del tabique empleado.

Paño: Superficie interior exterior de la pared o muro, sobre la cual se sigue la plomada en la albañilería del tabique.

Contrapaño: Lado opuesto al paño.

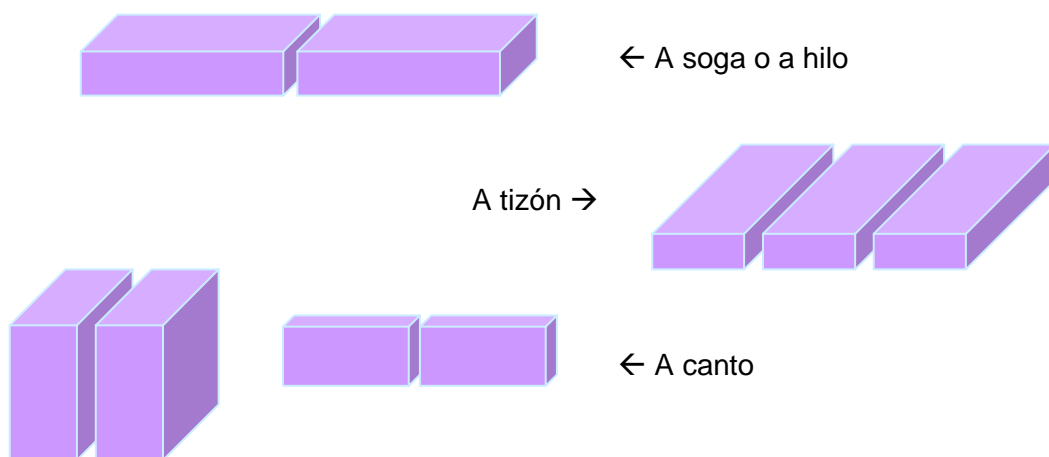


Figura 10.1 Arreglo de tabiques

10.4.2 CEMENTO

El cemento debe almacenarse en un lugar seco y bien estibado. Es conveniente la colocación de una tarima de polines sobre los cuales debe asentarse. El almacén debe estar cerrado, protegido de la humedad.

El cemento se hace viejo, esto es, se hidrata en ambientes húmedos, lo que provoca un fraguado parcial. Por lo que se recomienda emplear siempre el cemento más viejo y desechar el cemento endurecido.

No se recomienda la compra de cemento a granel, a menos que se cuente con un control estricto del mismo, ó que éste sea empleado dentro de una planta productora de mortero o tabique. El silo donde se almacene debe ser de paredes lisas y de forma de cono truncado para permitir su remoción.

El consumo de cemento, cuando se controla bien en inventarios, nos da un índice de calidad y cantidad de mortero empleado en la obra.

El proporcionar cierta sobre resistencia al mortero, agregando más cemento, puede proporcionar un poco más de tranquilidad a cambio de un ligero costo adicional. Esto debe valorarse.

Siempre será deseable la dosificación para obras masivas en Laboratorio, lo que trae consigo ahorro en el costo de la mezcla.

10.4.2.1 Tipos de cemento

La norma C 150 de la ASTM especifica los cinco tipos de cemento mostrados en la tabla 10.2.

Tabla 10.2 Tipos de cemento

Tipo	Características
Tipo I	Cemento de uso general, cuando no se necesitan las propiedades especiales de otros cementos.
Tipo II	Cemento de uso general que tiene resistencia moderada a los sulfatos y moderado calor de hidratación.
Tipo III	Cemento de alta resistencia a temprana edad.
Tipo IV	Cemento indicado cuando se necesita bajo calor de hidratación, como es el caso de las construcciones de cemento masivo.
Tipo V	Cemento resistente a sulfatos.

Existen otros tipos de cemento tales como el cemento de escoria, cemento portland de escorias de alto horno y cemento portland puzolánico.

Se denomina “puzolana” a ciertos materiales, no cementantes por sí mismos o tan solo ligeramente cementantes, que se usan para reemplazar en la mezcla una porción de cemento portland. La puzolana al reaccionar con la cal libre, producto de la hidratación del cemento portland, genera un compuesto que gana

resistencia lentamente, así como una generación más lenta de calor y las clases N y F producen un concreto más resistente a los sulfatos.

Las tres clases de puzolanas se muestran en la tabla 10.3.

Tabla 10.3 Clases de puzolanas

Clase	Características
Clase N	Materiales naturales: tierras diatomáceas y ciertas arcillas y pizarras, calcinadas o no.
Clase F	Cenizas volantes: usualmente carbón bituminoso calcinado.
Clase C	Cal con alto contenido de calcio, parcialmente cementante, con cenizas volantes, comúnmente producto de la combustión de lignitas o carbones sub-bituminosos.

10.4.3 AGREGADOS

La grava y la arena deben almacenarse de tal forma que no se mezclen ni se contaminen. El piso debe estar pavimentado, o en su defecto, poner tablonas sobre el suelo o dejar sin remover una capa e varios centímetros. De todas maneras, debe nivelarse y apisonarse el terreno.

Las pilas sucesivas se deben distinguir, de tal forma que se deben emplear por separado y no mezclarlas. El manejo excesivo causa segregación.

No se debe permitir que el agregado caiga de tal altura que se segregue. Si la altura es grande, se deben utilizar pantallas o ductos escalonados para romper la caída.

La grava debe ser producto de trituración de roca sana y no debe presentar forma de laja.

La dimensión de la grava debe seleccionarse de tal forma que no sea mayor de $\frac{3}{4}$ pulg, ni mayor de $\frac{1}{5}$ de la menor dimensión entre las paredes de la cimbra, ni mayor de $\frac{3}{4}$ del mínimo espacio libre entre varillas de refuerzo.

La arena debe estar limpia de arcilla y materia orgánica, además el material más fino pasando la malla 100 no sea mayor de 10%, y de la malla 200 entre 3% y 5% del peso. Se ha observado que una arcilla muy fina o contaminada induce a mayores contracciones de la mezcla final.

10.5 FABRICACIÓN DE MUROS

10.5.1 TIPOS DE APAREJO

En la figura 10.2 se muestran algunos tipos de aparejo usuales.

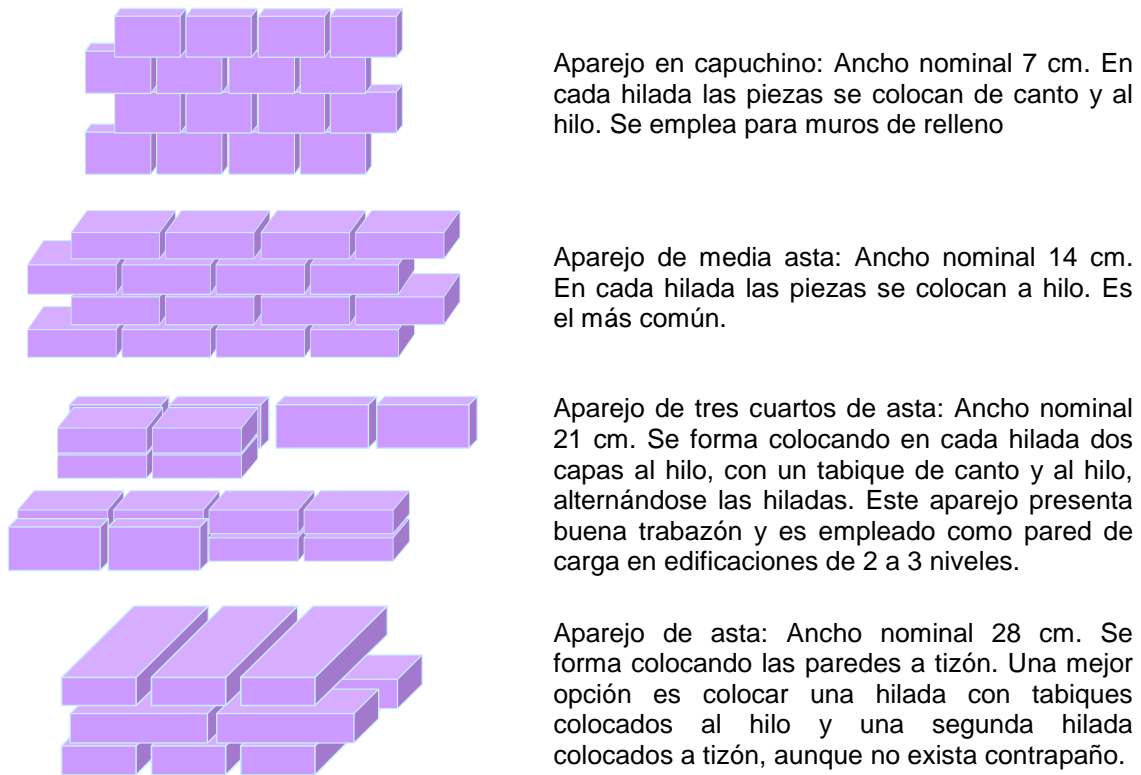


Figura 10.2 Tipos de aparejo

10.5.2 FABRICACIÓN

Humedecer ligeramente las caras de los bloques de concreto que estarán en contacto con el mortero. Las piezas de barro recocido deberán permanecer sumergidas en agua, por lo menos dos horas antes de su utilización.

Las piezas deberán estar libres de polvo, aceite, grasa y cualquier otra sustancia extraña que impida una adherencia efectiva del mortero que se utilice en el junteo.

Las piezas huecas deben orientarse de tal forma que sus perforaciones sean ortogonales a la cara de apoyo.

Cuidado en el llenado de las juntas verticales.

Debe procurarse el empleo de escantillones en vanos de puertas y ventanas.

El refuerzo vertical de los castillos deberá anclarse perfectamente a la losa o bien a las contratraves, debiéndose garantizar que se conserve su posición durante el colado.

El refuerzo horizontal debe ser continuo sin traslapes en secciones entre dos castillos.

Al iniciar el desplante de los muros, en especial fachadas, debe retirarse el mortero sobrante de la primera hilada (después de desplantar unas tres subsecuentes) para evitar un detalle posterior en la etapa final.

El colado de los huecos verticales se efectuará de manera que se obtenga un llenado completo en tramos no mayores a 4 hiladas.

En caso de empleo de bloque multiperforado con hueco vertical para castillos ahogados, deberá cuidarse el colado de la pieza hueca traslapada con el multiperforado.

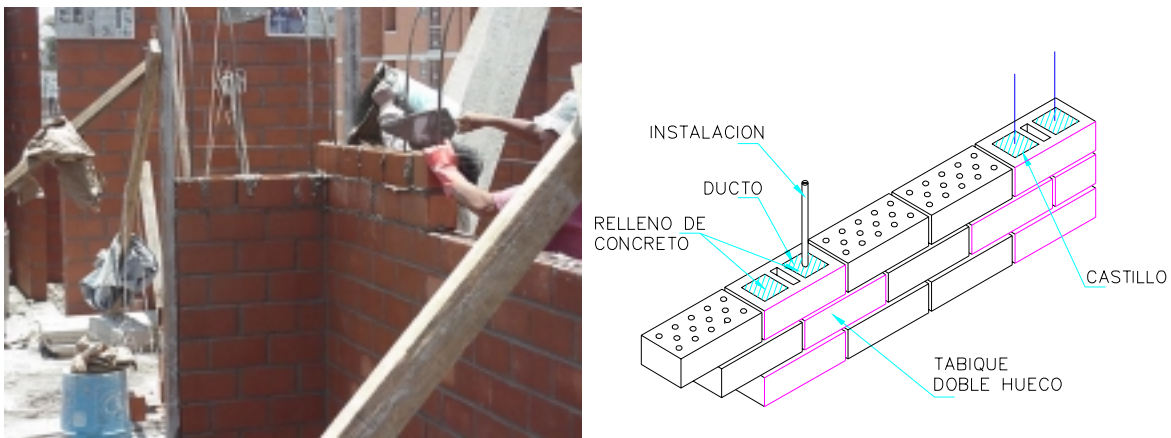


Figura 10.3 Construcción de muros

El mortero en las juntas deberá cubrir totalmente las caras horizontales y verticales de las piezas (evidentemente no aplica a hueco vertical). En piezas multiperforadas, se deberá verificar que el mortero penetre al menos 15 mm en la pieza inferior y uno 10 mm en la superior, ya que el sistema de trabazón que logra el mortero es lo que proporciona la resistencia a cortante de estas piezas.

El espesor de las juntas será el mínimo que permita una capa uniforme y la alineación de las piezas. El espesor de la junta horizontal no excederá de 12 mm si se coloca acero y 10 mm sin refuerzo. El espesor mínimo será de 6 mm. Los ajustes se podrán realizar en la cadena de enrase.

Se deberá tomar las precauciones necesarias para garantizar la estabilidad del muro en el proceso de la obra, tomando en cuenta posibles empujes horizontales, incluso los provocados por viento o sismo.

Es importante que al construir los muros, se distribuya la carga de tabiques, cemento, agua, etc, sobre la losa. No exceder de 150 kg/m² aún en caso de estar apuntalada la losa.

10.5.3 CASTILLOS

Entre menos espaciados estén los estribos (pieza formada por varilla de acero formando una figura cerrada triangular o rectangular), se confina mejor un muro, ya que en el evento de un agrietamiento por cortante, se tendrá capacidad de deformación en el muro.

Puede emplearse el mismo mortero para el llenado de los huecos donde se coloque el refuerzo vertical. En caso de emplear concreto, el tamaño máximo de agregado es de 10 mm.



Figura 10.4 Muro de piezas huecas con celdas reforzadas (nótese el uso de conectores)

Los ductos de instalaciones, en el caso de muros realizados con bloques multiperforados, deben ser rellenos con mortero para evitar zonas muy débiles en el muro.

El colado de castillos interiores, debe realizarse en tramos no mayores de 50 cm si la celda es menor de 25 cm² o de 1.5 m si es mayor.

Si se interrumpe el colado del castillo, la mezcla de relleno debe alcanzar hasta la mitad de la altura de una pieza.

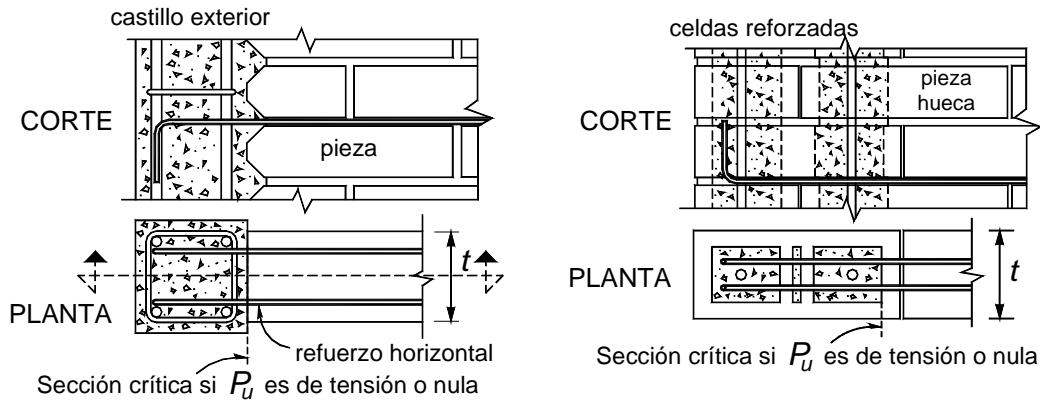
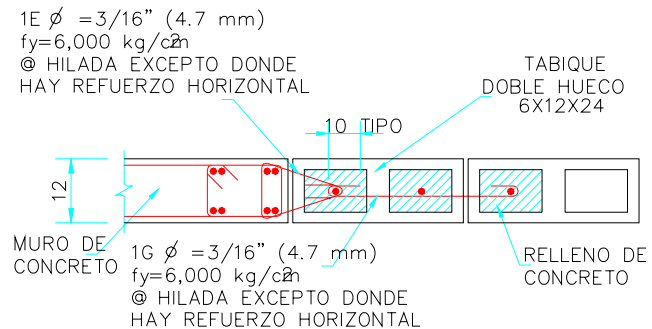


Figura 10.5 Anclaje de refuerzo horizontal

10.5.4 ANCLAJE DE MURO DE MAMPOSTERÍA CON MURO DE CONCRETO

En el caso de la liga de muros de concreto con mampostería y en donde el colado del primero no asegure una liga adecuada, es indispensable la inclusión de estribos adicionales para tomar el cortante que se genera en la unión.

También es válida la unión, cuando se logra dar una superficie en la mampostería, que al ser colado el elemento de concreto logre una buena liga:



DE PUNTA EN EXTREMO

Figura 10.6 Conexión entre muros de mampostería y de concreto

10.5.5 ELABORACIÓN DE MORTERO

Los morteros de cemento son mezclas de cemento y agua (mortero simple ó “lechada” de cemento) o cemento, arena y agua.

Los morteros simples se emplean en el junteo de piezas de pavimento, lambrines o recubrimientos, junteo de sillares o cantería labrada para obtener juntas perdidas o de mínimo espesor y en el “lechadeado” (capa de pequeño espesor) de azoteas para proporcionar cierta impermeabilidad a los ladrillos de barro.

La arena es un material inerte fino e interviene en los morteros para lograr un volumen fijado a menor costo y también para disminuir la contracción por fraguado, sin embargo, el empleo de arena muy fina aumenta la contracción por lo que se recomienda no emplearla.

Para lograr un mortero más plástico, se adiciona cal hidratada, lo que también proporciona impermeabilidad y mejora la adherencia, sin embargo, el exceso de ésta en la mezcla, afecta la resistencia de la misma.

El agua es primordial en la resistencia del mortero. Se debe emplear la mínima cantidad de cal, sólo lo suficiente para dar plasticidad a la mezcla y evitar en lo posible el uso del llamado “mortero de albañilería”.

Se debe preparar el mortero sobre una superficie no absorbente. Es recomendable la instalación de un centro de producción dentro de la obra, de tal forma que se evite el mezclado sin control sobre cualquier superficie, lo que además implica costos posteriores por tecateo.

Tabla 10.4 Proporcionamiento del mortero

Tipo de mortero	Proporcionamiento Vol.	f_j^* kg/cm ²	Cem litros	Cal litros	Arena litros	Agua litros
I	1:1/4:2.8	125	294	74	827	310
I	1:1/4:3.8	125	250	63	939	264
II	1:1/2:3.4	75	244	122	824	321
II	1:1/2:4.5	75	208	104	936	274
III	1:1:4.5	40	189	189	852	310
III	1:1:6	40	160	160	963	263

10.5.6 TIEMPO DE APLICACIÓN DEL MORTERO FRESCO

Este es uno de los factores más importantes en la calidad del muro.

El problema base es simple: al albañil se le paga por m² de muro realizado, no por m³ de mortero empleado. Esto implica, que el maestro no debe ser detenido en su labor por la falta de mortero.

Lo anterior, cuando no está bien programado, se refleja en que se emplea menos mortero del adecuado y por otro lado, se prepara mortero de más, que al tener su fraguado inicial, se remezcla sin mayor control, deteriorando su calidad.

El mortero preparado en seco, tiene una vida de unas 24 horas, debido a que con la hidratación por la humedad ambiente y con la humedad de la arena, inicia parcialmente su fraguado. De cualquier manera, es importante el conservarlo bien envasado.

El mortero con base en cemento ordinario debe usarse dentro de las 2 horas y media a partir del mezclado inicial. Si el mortero empieza a endurecerse, podrá remezclarse hasta que vuelva a tomar la consistencia, agregándole agua. Sólo se debe remezclar una vez.

10.5.7 REFUERZO DE LA MAMPOSTERÍA

El comportamiento de la mampostería reforzada es realmente superior que el de la no reforzada, lo cual se refleja por el agrietamiento que se presenta en ésta última ante cargas relativamente bajas, así como en la distribución y ancho de las fisuras.

Es conveniente aclarar si embargo, que buena parte de las construcciones existentes se han realizado con mampostería sin refuerzo interior y en donde el buen comportamiento ha quedado a cargo de otros elementos como son dalas y castillos con una distribución razonable. El refuerzo interior es cada vez más necesario, debido a la disminución de elementos aparentes al colarse los castillos ahogados en el muro.

Un refuerzo adecuado es necesario para evitar una falla frágil del muro.

Las construcciones antiguas nos muestran la importancia de la continuidad mediante dalas y castillos para proporcionar una mayor rigidez y resistencia al conjunto de muros y losas. Cuando los techos estaban sobrepuestos, bastaba un ligero desplazamiento de los muros, fuera de su plano, para que éste se colapsara.

Las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería (NTCM) del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal contemplan dos formas principales de refuerzo de las mamposterías (GDF, 2002a): confinadas y con refuerzo interior (las otras dos formas son muros diafragma y no reforzados).

10.5.7.1 Muros confinados

Los muros confinados están rodeados por castillos y dalas y forman un marco rígido.

Se requiere refuerzo interior para evitar agrietamiento en la mampostería.

La unión vertical de la mampostería con los castillos deberá detallarse para transmitir las fuerzas de corte, es por esto que la mampostería debe dejarse dentada o debe emplearse conectores metálicos.

10.5.7.2 Muros reforzados interiormente

En este tipo de muro, se tienen castillos ahogados en las piezas extremas.

Presentan problemas serios de supervisión, ya que todo su refuerzo está “oculto”. Es necesario garantizar que los castillos y demás huecos estén debidamente colados, así como que el refuerzo horizontal haya sido colocado y anclado.

Aunque no es estrictamente necesario colocar dalas, están proporcionan además de una buena liga a muros, una longitud de anclaje para el acero de la losa, de tal forma que se disminuyen las deformaciones en ésta última.

No se debe traslapar el refuerzo horizontal en tramos comprendidos entre castillos.

Cuidado en el anclaje del refuerzo horizontal.

Evitar la forma “boumerang” en estribos, esto es, estribos triangulares no formados por tramos rectos.

En el caso de muros altamente esforzados, es conveniente el colocar acero en las primeras y últimas hiladas, para cortar el inicio del agrietamiento.

10.5.7.3 Detalles de refuerzo

Mochetas: Aunque no se consideran como elementos resistentes a sismo, debe cuidarse su fabricación. En mochetas cortas, la restricción de las losas es suficiente para que no se requiera un castillo extremo, sin embargo, si la mocheta es mayor de 80 cm, será necesario colocarlo.

Muros “muy esforzados”: En el caso de muros de acceso o de azotea, así como muros extremos, es conveniente la colocación de acero horizontal en las primeras tres hiladas, así como en las últimas. En muros desfasados y unidos por mochetas, éstas deben ser bien armadas para evitar fisuras verticales.

Muros de azotea. Estos muros son especialmente susceptibles a los cambios de temperatura de la losa de azotea, por lo que además de reforzar las últimas hiladas, es conveniente impermeabilizar la losa lo antes posible.

10.5.8 APLANADOS

En general contribuyen a la resistencia del muro, cuando son de buena calidad, ya que ayudan a una redistribución de esfuerzos en el plano el muro.

Los aplanados se mejoran notablemente con el empleo de malla electrosoldada. Ésta debe ser apropiadamente anclada e incluso se recomienda el uso de malla de gallinero tensada contra la malla electrosoldada.

Los aplanados mayores a los 3 cm, deben ser realizados en dos etapas y siempre es conveniente dejar reventar una capa, antes de aplicar la segunda para evitar agrietamiento.

La calidad del aplanado depende, además del material empleado, del que sea compactado, aún con la palma de la mano, en el momento de su aplicación.

10.6 CONSTRUCCIÓN

10.6.1 DOCUMENTACIÓN INICIAL

Planos de la obra: Se requiere al menos un juego completo de los planos. De preferencia en tamaño doble carta, con lo cual es posible crear una carpeta que es transportable en campo.

Permisos y licencias: Siempre debe haber una copia en obra.

Supervisión y Laboratorio: Deben presentarse desde un inicio. Habilitar casetas. Esto implica un sembrado de casetas inicial, así como de almacenes y áreas de almacenamiento en campo.

Contratos: Verificar alcance, plazos, penalidades, compromisos.

Definición de partidas, conceptos de trabajo y claves de materiales, proveedores, equipo, mano de obra y subcontratos: Esta actividad, a pesar de su enorme importancia, suele despreciarse y omitirse. El definir correctamente la división de partidas en unidades de obra trabajables, permitirá el desarrollo de los generadores de presupuesto, el propio presupuesto y el control de del avance y costo de obra.

Generadores del presupuesto: Deben realizarse con base en la definición de partidas, de esta forma, es posible realizar con cierta facilidad los generadores de campo.

Presupuesto de Obra: En lo posible, realizar un presupuesto interno adicional al de contrato, agrupando partidas que se subcontratan y en donde ir vaciando los volúmenes reales ejecutados. Una buena definición de presupuesto, lo convertirá en una herramienta útil para incluso programar los materiales en campo.

Programa de obra: Es importante realizar uno interno, adicional al de contrato, eliminando algunas holguras. El formato de programa es esencial y debe adaptarse a las partidas del presupuesto.

Programa de suministro de materiales: En especial, verificar fechas límite para materiales de suministro complejo o que requieren fabricación antes de entregar a obra.

Subcontratos: Verificar presupuestos y tiempos de entrega. Los atrasos en subcontratos pueden interrumpir todo el proceso de obra. Exigir fianza y garantía. Definir penalidades por atraso.

Generadores de trabajos realizados: El trabajo de generadores se debe realizar desde el primer día. Estos son adicionales a los de contratación. El contar con un programa de precios unitarios que permitan explotarlos, contribuirá a una revisión oportuna de consumos de materiales.

Estimaciones: Aún cuando la obra no tenga un cliente externo, es necesario realizar estimaciones del trabajo ejecutado para medir correctamente el avance y costo de la obra.

Sindicato: No descuidar. Debe haber contratos con sindicatos de personal y fleteros para evitar interrupciones en obra. Es necesario definir adecuadamente con el fletero la forma de control y solicitud de material.

Tiros y bancos de material: Se deben localizar y medir distancias en conjunto con el fletero. Se recomienda verificar que el odómetro de los vehículos registre correctamente la distancia, tomando medidas entre puntos con distancia conocida.

Apertura de bitácoras: Adicionalmente a la bitácora, se recomienda un diario de obra.

Archivo de memorandos: Es importante guardar toda la correspondencia interna.

Medidas de seguridad: Aprovisionarse de cascos, letreros de precaución, etc.

Medidas de sanidad: Habilitar letrinas en campo. Un comedor cerrado en ciertas zonas es deseable para los Ingenieros.

Almacén: Se debe realizar tanto la construcción de un almacén adecuado como la apertura de documentación: kardex, diario de almacén, topes de materiales y archivo de requisiciones.

Seguro Social: La contratación de trabajadores implicará su alta en el Seguro. Se debe solicitar toda la documentación pertinente y evitar el que menores de edad trabajen. En caso de ser menores de 18 años y mayores de 16, requieren carta de padre o tutor autorizando el trabajo.

Seguros varios: Siempre es bueno contar con un seguro por responsabilidad civil y daños a terceros.

Teléfonos del proyectista, director responsable de obra, corresponsable, teléfonos de emergencia.

Implantar una **vigilancia** adecuada en obra. Reglas claras sobre la prohibición de bebidas alcohólicas.

10.6.2 PLANOS ESTRUCTURALES

Es por demás explicar la importancia de un plano bien detallado. No tiene caso involucrar la mejor ingeniería en el desarrollo del proyecto, si el plano no refleja la forma en que debe realizarse una estructura.

Los planos pueden llegar al grado de detalle de dibujar la retícula completa del armado de una losa y más información con respecto a los cruces de muros, con la ayuda de los modernos planos de dibujo.

Para efectos de control de planos, es necesario desarrollar una nomenclatura que indique claramente la versión y fecha de emisión de un plano, así como una base de datos que controle los planos realizados.

Entre la información que debe indicarse, se tiene:

- 1) Características de las piezas de mampostería: tipo, peso, material, resistencia a compresión, a cortante, módulo de elasticidad, marca (si aplica), peso volumétrico y absorción.
- 2) Mortero: tipo de cementante, mezcla en volumen, resistencia, procedimiento de mezclado y remezclado, tipo y tamaño de agregados.
- 3) Acero: Tipo, diámetro, grado.
- 4) Detalles: colocación de acero, anclaje, dobleces, cruces de muros, etc.
- 5) Construcción: Tolerancias.
- 6) Muestreo: en caso de aplicar para muros y materiales.

10.6.3 NIVELACIÓN

Debido a que cada vez es más común la construcción de Unidades Habitacionales en terrenos altamente comprensibles, es necesario un control de la nivelación del mismo, desde antes del inicio de la construcción.

Adicionalmente, se debe considerar la separación o unión de cimentaciones, el trabajo en conjunto de macromanzanas (conjunto de edificios o grupo de casas conglomeradas en un solo bloque) e incluso el normar el orden de construcción de edificios dentro de un conjunto.

10.6.3.1 Puntos de referencia

Se deben instalar al menos tres bancos de nivel superficiales, con referencias entre ellos.

En caso de requerirse aislar el hundimiento regional, se debe instalar un banco de nivel profundo.

Los bancos deben estar en lugares debidamente protegidos.

Deberán marcarse los puntos de nivelación en la periferia e interior de los edificios y banquetas.

Para la revisión de desplomes, se deben colocar ménsulas en la parte alta de los edificios, así como escuadras entre ellos para medir separación.

10.6.3.2 Nivelaciones

Deberán efectuarse periódicamente y compararlas contra las previstas en el informe de Mecánica de Suelos.

Al inicio de obra, deberán hacerse semanalmente así como al inicio de época de lluvias.

Es conveniente que se realicen a la misma hora, de preferencia temprano en la mañana, para evitar errores por reverberación por el calor.

Los resultados deben reportarse gráficamente, para analizar tendencias.

10.6.4 EXCAVACIÓN Y CIMENTACIÓN

Verificar el trazo de la cimentación y la orientación del edificio (aunque suene absurdo) son actividades que no cuestan y ahorran muchos problemas.

Las superficies excavadas deben cumplir requisitos de localización, dimensiones, forma, compactación y humedad.

La subrasante debe estar adecuadamente compactada. Cuidar los bordes a lo largo de los bordes de los muros de cimentación.

Desplantar sobre terreno firme. Excavar hasta alcanzarlo. En roca, la superficie debe estar limpia y sana. En arcilla, verificar cajón de cimentación y/o pilas.



Figura 10.7 Excavación para la cimentación

10.6.5 CIMBRA

Es conveniente el conformar la cimbra de tal forma que se tenga el menor número de ajustes posibles, dejando éstos al centro en los puntales, de tal forma que al descimbrar, no se mueva el sistema de apuntalamiento.

Deben constituirse en obra juegos de cimbra y llevar un control del número de usos. Se puede identificar con colores los elementos de un juego.

Al descimbrar no se debe aventar el triplay para no dañar los cantos de los mismos.

La cimbra debe ser curada sumergiéndola en diesel antes de emplearla, pues esto alarga su vida. Los cantos deben ser protegidos con pintura. La pileta de diesel debe estar cubierta para evitar accidentes, así como evitar fugas que contaminen el suelo. Una opción es sumergir el triplay en una solución 80% aceite quemado 20% diesel.

La cimbra se construirá de manera que resista las acciones a que pueda estar sujeta durante la construcción, incluyendo las fuerzas ocasionadas por la compactación y vibrado del concreto.

La cimbra deberá incluir las contraflechas descritas en el proyecto estructural.

Antes del colado deberá quedar perfectamente limpia. Las uniones deben ser revisadas para evitar un costilleo después del colado. En losas, se debe asegurar un correcto calafateado.

La cimbra de madera y en general de materiales absorbentes, deberán estar húmedas al menos desde dos horas antes del colado.

Con el objeto de descimbrar fácilmente, se recomienda cubrir los moldes con algún lubricante. En el caso de aparentes, se debe verificar el empleo de éstos, ya que por ejemplo, la práctica de usar aceite quemado deja manchas en el concreto que son difíciles de eliminar.

10.6.6 COLOCACIÓN DEL ACERO DE REFUERZO

10.6.6.1 Losas

Se debe dejar un recubrimiento de 2.0 cm para ambos lechos. 2.5 cm en lecho inferior en losas de cimentación.

Se recomienda el uso de apoyos (“poyos”) para calzar el acero.

Debido al espesor de la losa, debe considerarse que un centímetro de error puede reducir la resistencia de la losa en un 30% (losas de 10 cm).

El empleo de acero habilitado con “bayonetas” conlleva un par de desventajas: a) no se puede habilitar antes del cimbrado. b) es difícil garantizar el peralte efectivo.

En el lecho superior de la losa, el acero de refuerzo del claro corto deberá pasar por encima del acero del claro largo, mientras que en el lecho inferior, el acero de refuerzo del claro corto deberá pasar por debajo del correspondiente del claro largo.

El acero de tableros extremos, deberá quedar anclado adecuadamente a la trabe. Esto evitará deformaciones posteriores que provocan agrietamiento de la losa.

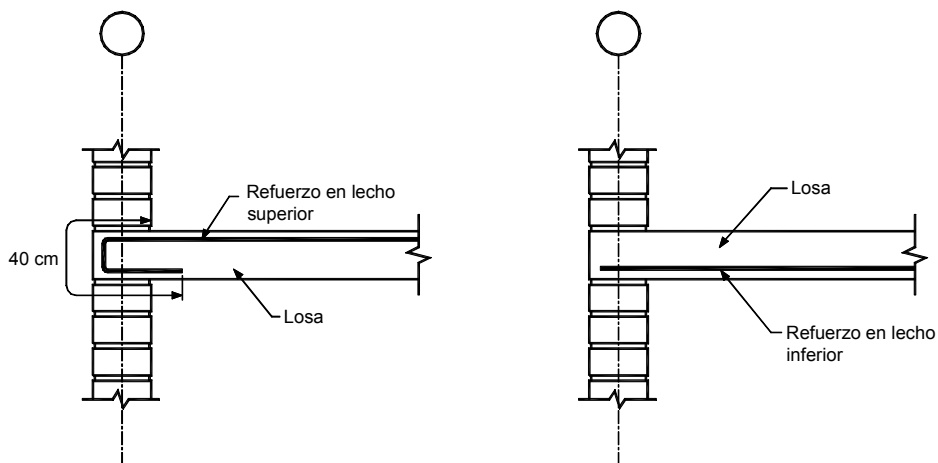


Figura 10.8 Colocación del acero de refuerzo en lasas

Para el refuerzo del lecho superior, se le hará un gancho de tal manera que se tenga una longitud de desarrollo de 40 cm (Fig. 10.8). Por lo que respecta al acero de refuerzo del lecho inferior, podrá terminar en punta.

La tolerancia para la colocación del acero de refuerzo será de 0.5 cm para ambos lechos.

Durante el colado, el acero de refuerzo deberá quedar en posición de proyecto, para ello se deberán utilizar silletas y varillas secundarias de amarre en número suficiente. Ningún punto de la parrilla del acero de refuerzo podrá descender más de 0.5 cm al ser pisada.

En aberturas en lasas, como en las cajas para instalación eléctrica, se deberá colocar varillas a 45° en las esquinas.

Se deberá prever el anclaje del acero de refuerzo de castillos y de la rampa de la escalera.

10.6.6.2 Contratabes

El recubrimiento libre será de 2.5 cm para el lecho inferior y de 2.0 cm para el superior.

Solamente se podrá traslapar 30% del área total del acero de refuerzo en una misma sección.

Se deberá prever el anclaje del acero de refuerzo de muros estructurales de concreto, así como de columnas y castillos.

Todo estribo deberá rematarse con un gancho a 135°.

10.6.7 COLADO DE ELEMENTOS

El constructor debe tomar una serie de precauciones a fin de evitar retrasos en el colado:

- a) Asegurarse de que el acceso esté libre y sobre terreno firme hasta el lugar preparado para la descarga. No se debe dañar el acceso en época de lluvias.
- b) La bomba de concreto debe estar lista antes de llegada programada del primer colado.
- c) Debe cuidarse programar adecuadamente la fecha y hora, de acuerdo a la capacidad de trabajo, así como del cimbrado y habilitado del acero.
- d) Los colados nocturnos en general no son recomendables, ya que su calidad suele ser inferior por la falta de luz de supervisión.
- e) El programar colados en la tarde da la idea de una holgura hasta la noche, por lo que es mejor programar los colados para el día siguiente temprano y dejar todo listo.
- f) No es conveniente colar con mucho calor porque se acelera la evaporación del agua superficial, provocando pequeñas grietas.

10.6.8 CURADO DE LOSAS

Toda superficie de losa deberá mantenerse húmeda, al menos los primeros días.

Se recomienda el arrojar agua o tela de yute humedecida y cubierta con arena.

El uso de membranas (curacreto) no es recomendable en superficies donde laborará personal, ya que su paso provoca el desprendimiento de la membrana.

10.6.9 AGRIETAMIENTO SUPERFICIAL EN LOSAS

Para evitar el agrietamiento superficial, se dan las siguientes recomendaciones:

- a) Iniciar el curado lo más pronto posible.
- b) Emplear un revenimiento moderado (8 a 12 cm). En caso de requerirse un revenimiento mayor, debe verificarse que la mezcla no tenga un excesivo sangrado. La inclusión de aire ayuda a reducirlo.
- c) Jamás se deberá espolvorear cemento seco o mezcla de cemento y arena fina sobre la superficie del cemento en estado plástico para absorber el agua de sangrado. No se deberá realizar operación alguna

de acabado mientras haya agua de sangrado en la superficie del concreto. En caso de requerir eliminar el agua de sangrado, se podrá hacer arrastrando una manguera de plástico o hule.

- d) Es importante que antes de iniciar el colado, la cimbra se encuentre húmeda.
- e) Se deberá evitar la manipulación excesiva de la superficie que pudiese segregar el concreto al hundir el agregado y concentrando la pasta de cemento en la superficie.
- f) Se sugiere realizar la operación de aplanado con llana de acero hasta que desaparezca el brillo acuoso de la superficie.

10.6.10 DESCIMBRADO

El descimbrado de muros se puede realizar a las 24 hr. de efectuado el colado.

Las losas deberán descimbrarse al haber alcanzado un 70% de su resistencia, ya que se considera que esta proporción corresponde a su peso muerto.



Figura 10.9 Apuntalamiento de losas después de descimbrar

El descimbrado debe hacerse por tableros, dejando apuntalado conforme se vaya realizando. Si los ajustes se dejaron de tal forma que no se retire el

apuntalamiento principal, habrá pocos problemas, sin embargo cuando no es posible, debe apuntalarse conforme se retire un tramo de cimbra para evitar que trabaje súbitamente toda la losa.

En cada polín se debe colocar una rastra, la cual puede ser de 30 a 50 cm.

El apuntalamiento debe persistir el mayor tiempo posible, ya que no basta a veces, que el concreto tenga el 100% de su resistencia debido a que una losa no está diseñada para soportar la losa superior, en su proceso de cimbrado y curado.

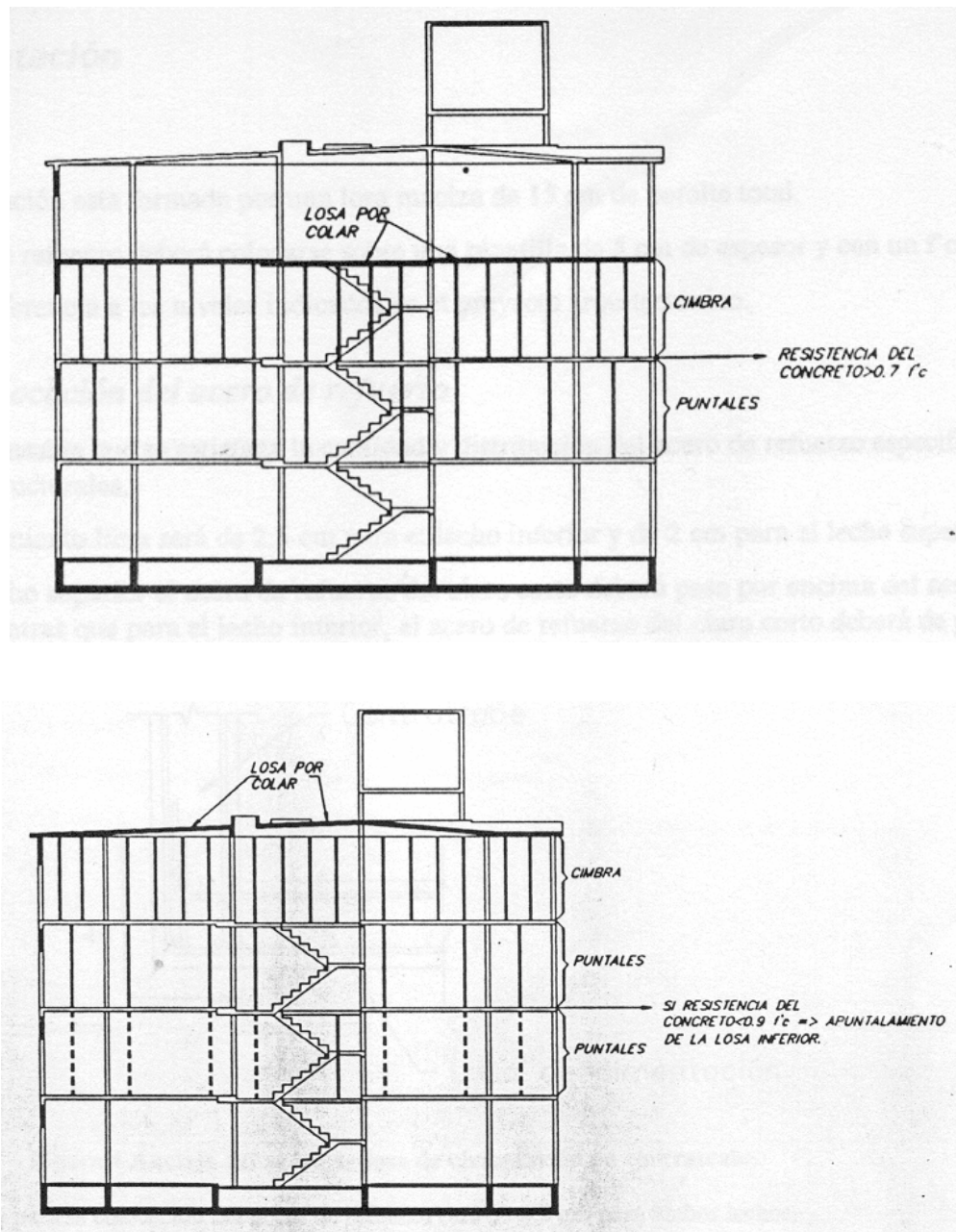


Figura 10.10 Apuntalamiento de losas

10.7 CONTROL DE CALIDAD

Es necesario que el control de calidad abarque aquellos aspectos de obra que sean susceptibles de medirse, con lo que el alcance debe incluir aspectos constructivos y no únicamente de medición de propiedades índice de materiales.

10.7.1 PRUEBAS A MATERIALES

Al inicio de obra, deben realizarse una serie de pruebas índice para confirmar que los materiales a emplear son de la calidad contemplada en el diseño estructural.

Algunas pruebas deben continuar realizándose durante la obra, para garantizar que el material suministrado cumpla con lo solicitado.

10.7.1.1 Piezas de mampostería

Clasificación de piezas de acuerdo a los materiales empleados en su fabricación.

Norma: NMX-C-404-1997-ONNCCE.

Tabla 10.5 Clasificación de piezas, NMX-C-404-1997-ONNCCE

Tipo de pieza	Materiales	Forma
Bloque macizo hueco	Grava-cemento Arena-cemento Barro extruido Arcilla recocido Otros	Rectangular Rectangular Rectangular Rectangular Otras
Tabique macizo (ladrillo) hueco y multiperforado	Silicio calcáreo Barro extruido Arcilla recocido otros	Rectangular Rectangular Rectangular Otras
Tabicón	Grava-cemento Arena-cemento Tepojal-cemento otros	Rectangular Rectangular Rectangular Otras

Dimensiones mínimas

Norma: NMX-C-404-1997-ONNCCE, NMX-C-038 (método de prueba).

Tabla 10.6 Dimensiones mínimas de piezas, NMX-C-404-1997-ONNCCE, NMX-C-038

Tipo de pieza	Dimensiones
Bloque macizo hueco	Basadas en el módulo de 10 cm en múltiplos o submúltiplos, estando incluida la junta de albañilería de 1 cm de espesor. Dimensiones mínimas: 10 cm de altura, 10 cm de ancho y 30 cm de largo. Dimensiones de la pared: 2.5 cm mínimo. Tolerancias: ± 3 mm en altura y ± 2 mm en largo y ancho.
Tabique macizo (ladrillo) hueco y multiperforado	Dimensiones mínimas: 5 cm de altura, 10 cm de ancho y 19 cm de largo sin incluir la junta de albañilería. Tolerancias: ± 4 % El área de neta de piezas macizas será igual o mayor al 75% de su área total. El área de neta de piezas huecas es menor al 75% de su área total, pero mayor al 40%,
Tabicón	Dimensiones mínimas: 6 cm de altura, 10 cm de ancho y 24 cm de largo incluyendo la junta de albañilería. Tolerancias: ± 3 mm en altura y ± 2 mm en largo y ancho.

Resistencia en compresión de piezas

Norma: NMX-C-404-1997-ONNCCE, NMX-C-036 (método de prueba).

Tabla 10.7 Resistencia en compresión de piezas, NMX-C-404-1997-ONNCCE, NMX-C-036

Tipo de pieza	Resistencia (kg/cm ²)
Bloques	60
Tabique (ladrillo) recocido	60
Tabique (ladrillo) extruído	60 (hueco horizontal) 100 (hueco vertical)
Tabicones	100

Absorción máxima de agua

Norma: NMX-C-404-1997-ONNCCE, NMX-C-037 (método de prueba).

Tabla 10.8 Absorción máxima de agua, NMX-C-404-1997-ONNCCE, NMX-C-037

Tipo de pieza	Absorción máxima de agua en % durante 24 h
Bloques	9-20
Tabique (ladrillo) recocido	13-21
Tabique (ladrillo) extruído	12-19
Tabicones	9-20

Absorción inicial de agua

Norma: NMX-C-404-1997-ONNCCE, NMX-C-404 (método de prueba)

A diferencia de la prueba de absorción máxima, esta sólo considera la absorción estando sumergida la pieza un minuto.

Aunque no se especifican límites, esta prueba es conveniente en bloques extruidos en donde el control de humedad durante la construcción es importante.

Peso volumétrico neto mínimo de piezas en estado seco

Norma: Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería del Distrito Federal.

Tabla 10.9 Peso volumétrico neto mínimo de piezas en estado seco, NTCM (GDF, 2002a)

Tipo de pieza	Valores en kN/m ³ (kg/m ³)
Tabique de barro recocido	13 (1300)
Tabique de barro con huecos verticales	17 (1700)
Bloque de concreto	17 (1700)
Tabique de concreto (tabicón)	15 (1500)

10.7.1.2 Muretes de mampostería

Ensayes de pilas construidas con las piezas y morteros que se emplearán

Norma: Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería del Distrito Federal (GDF, 2002a), sección 2.7.1.1.

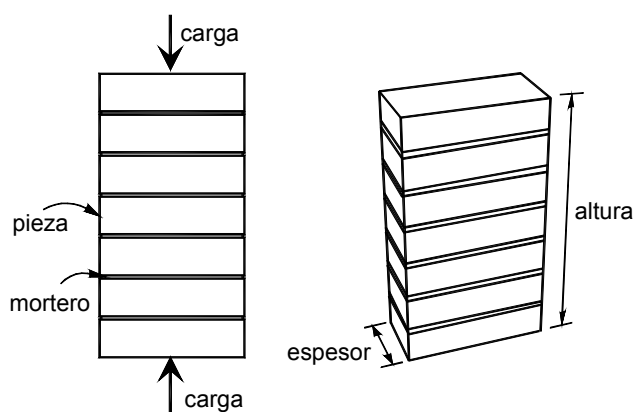


Figura 10.11 Pila para prueba en compresión (GDF, 2002a)

El objetivo es determinar la resistencia de diseño en compresión a partir de la resistencia media de las pilas.

Se deben ensayar un mínimo de nueve pilas en total, construidas con piezas provenientes de por lo menos tres lotes diferentes del mismo producto.

Las pilas deben estar formadas con, al menos, tres piezas sobrepuestas y con una relación altura a espesor comprendida entre dos y cinco. Posteriormente se corrigen las resistencias obtenidas por esta relación. Las pilas se deben ensayar a los 28 días.

Debe tenerse cuidado en el manejo dado su peso, por lo que es recomendable que en lo posible, se realicen en el lugar de ensayo.

La norma proporciona alternativas para la determinación de la resistencia de diseño con base en las piezas y el mortero a emplear, sin embargo, es conveniente la realización de esta prueba al inicio de obra para certificar que se cumpla con lo establecido en el proyecto.

Ensayes en compresión diagonal

Norma: Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería del Distrito Federal (GDF, 2002a), sección 2.7.2.1.

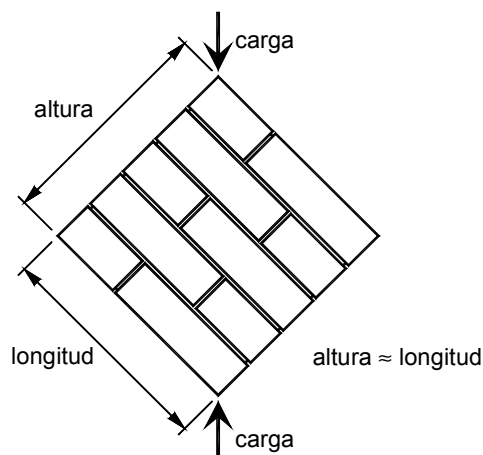


Figura 10.12 Murete para prueba en compresión diagonal (GDF, 2002a)

El objetivo es determinar la resistencia de muretes en compresión diagonal, la cual tiene una aplicación directa en la resistencia de diseño a compresión diagonal y posteriormente en la resistencia a cortante del muro.

Se deben ensayar un mínimo de nueve muretes en total, construidas con piezas provenientes de por lo menos tres lotes diferentes del mismo producto.

Los muretes deben ser aproximadamente cuadrados con al menos una pieza y media en la base.

Debe tenerse cuidado en el manejo dado su peso, por lo que es recomendable que en lo posible, se realicen en el lugar de ensayo.

La norma proporciona alternativas para la determinación de la resistencia de diseño con base en las piezas y el mortero a emplear, sin embargo, es conveniente la realización de esta prueba al inicio de obra para certificar que se cumpla con lo establecido en el proyecto.

Un factor muy importante es el cuidar que las placas de asiento no sean muy grandes, ya que se aumenta el confinamiento en el murete y la resistencia que se obtiene es aparentemente más alta. Ya se está realizando la norma oficial para especificar estos detalles.

10.7.1.3 Agregados

Cal hidratada

Norma: NMX-C-003-ONNCCE.

La cal es el producto que se obtiene calcinando la piedra caliza por debajo de la temperatura de descomposición del óxido de calcio. En ese estado se denomina cal viva (CaO) y si se apaga sometiéndola al tratamiento de agua, se le llama cal apagada (hidróxido de calcio).

Se conoce con este nombre comercial a la especie química de hidróxido de calcio, la cual es una base fuerte formada por el metal calcio unido a dos grupos hidróxidos.

Debe contener un mínimo de 80% de óxido de calcio y un máximo de 5% de óxido de magnesio.

Se conoce como cal hidráulica a la cal compuesta principalmente de hidróxido de calcio, sílica (SiO_2) y alúminica (Al_2O_3) o mezclas sintéticas de composición similar. Tiene la propiedad de fraguar y endurecer debajo del agua.

Cemento de albañilería

Norma: NMX-C-021-ONNCCE.

Agregados pétreos

Norma: PNMX-C-111-1997-ONNCCE (proyecto de norma).

Agregado fino (arena) es el material que pasa por la criba 4,75 (malla no 4) y se retiene en la criba 0,075 (malla no. 200).

Agregado grueso (grava) es el material que es retenido por la criba 4,75 (malla no 4) y que pasa por la criba 90 (malla 3½ pulg).

Módulo de finura es un valor empírico igual a la centésima parte de la suma de los porcentajes en masa retenidos acumulados en cada una de las cribas siguientes:

75(3"), 50(2"), 37.5(1½"), 25(1"), 10(¾"), 12.5(½"), 9.5(⅜"), 4.75(No.4), 2.36(No.8), 1.18(No.16), 0.600(No.30), 0.300(No.50) y 0.15(No.100).

Tabla 10.10 Requisitos para agregado fino

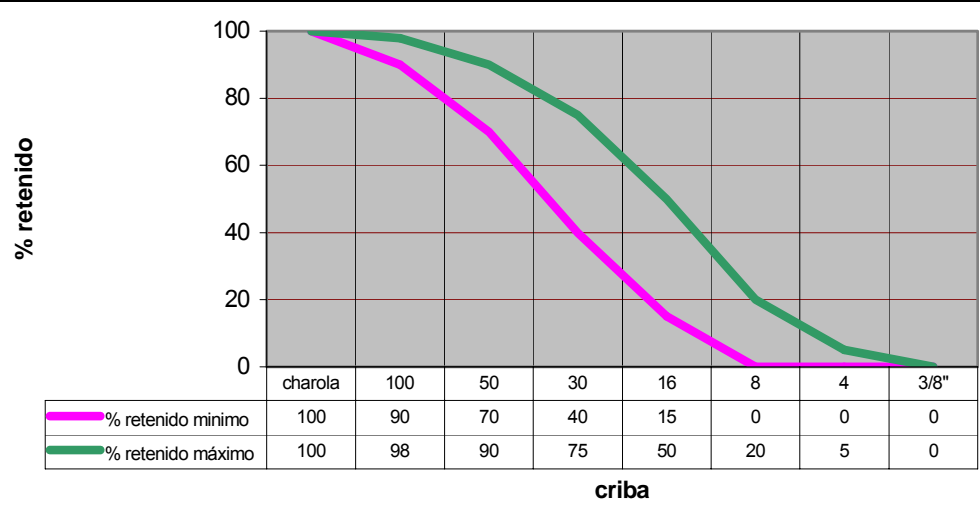
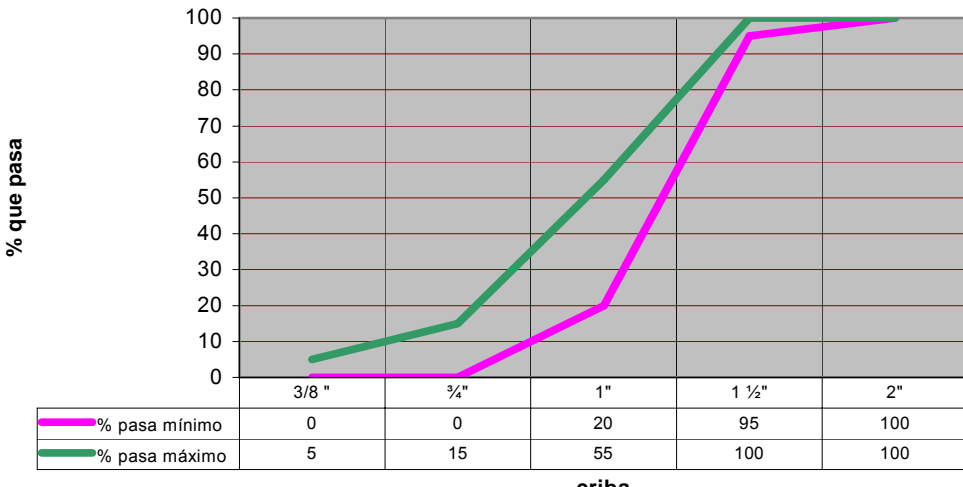
Límites de aceptación del agregado fino (arena):																												
Módulo de finura	Entre 2.30 y 3.20 con una tolerancia de ±0.20																											
Granulometría	El retenido parcial de la masa total en cualquier criba no debe ser mayor del 45%. Pueden aumentar los valores del retenido acumulado de la masa ensayada en las cribas 0.300 y 0.150 a 95% y 10% respectivamente, siempre y cuando el contenido de cemento sea mayor que 250 kg/m³ para concreto sin aire incluido.																											
Límites granulométricos	 <table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <thead> <tr> <th></th> <th>charola</th> <th>100</th> <th>50</th> <th>30</th> <th>16</th> <th>8</th> <th>4</th> <th>3/8"</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>— % retenido mínimo</td> <td>100</td> <td>90</td> <td>70</td> <td>40</td> <td>15</td> <td>0</td> <td>0</td> <td>0</td> </tr> <tr> <td>— % retenido máximo</td> <td>100</td> <td>98</td> <td>90</td> <td>75</td> <td>50</td> <td>20</td> <td>5</td> <td>0</td> </tr> </tbody> </table>		charola	100	50	30	16	8	4	3/8"	— % retenido mínimo	100	90	70	40	15	0	0	0	— % retenido máximo	100	98	90	75	50	20	5	0
	charola	100	50	30	16	8	4	3/8"																				
— % retenido mínimo	100	90	70	40	15	0	0	0																				
— % retenido máximo	100	98	90	75	50	20	5	0																				
Sustancias nocivas	<p>Grupos de arcilla y partículas deleznable: máximo 3% en masa de la muestra total.</p> <p>En carbón y lignito, en concreto aparente: máximo 0.5%</p> <p>En carbón y lignito, en otros concretos: máximo 1.0%</p>																											
Impurezas inorgánicas	No deben dar un color más oscuro que la coloración no. 3 según la norma NMX-X-88. a menos que se demuestre que la coloración es debida a la presencia de pequeñas cantidades de carbón, lignito o partículas semejantes, o bien, si se demuestra que el efecto de las impurezas orgánicas en morteros ensayados a la edad de 7 días, dan resistencias no menores del 95% conforme la norma NMX-C-76.																											
Material fino que pasa la criba 0,075 (No.200)	<p>Depende de los límites de consistencia, variando el límite permisible desde 1% para un límite líquido de hasta 45, hasta un máximo de 18% para un límite líquido de hasta 25 y un índice plástico de hasta 5.</p> <p>La normas técnica complementarias para concreto del D.F. (GDF, 2002b), indican un máximo de 15% en peso.</p>																											
Contracción lineal	La normas técnica complementarias para concreto del D.F. (GDF, 2002b), indican para los finos de los agregados (arena+grava) de los finos que pasan la malla no.40, un máximo de 2% para concreto clase 1 y 3% para clase 2.																											

Tabla 10.11 Requisitos para agregado grueso

Límites de aceptación del agregado grueso (grava):																			
Coeficiente volumétrico (de forma)	No menor de 0.15 La normas técnica complementarias para concreto del D.F. (GDF, 2002b), indican un mínimo de 0.20 para concreto clase 1.																		
Granulometría	Se indican diferentes límites de acuerdo al tamaño nominal del agregado grueso.																		
Límites granulométricos para grava de 19 mm (¾") a 37.5 mm (1 ½")	 <table border="1" data-bbox="454 861 1412 966"> <thead> <tr> <th></th> <th>3/8 "</th> <th>1/4"</th> <th>1"</th> <th>1 ½"</th> <th>2"</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>% pasa mínimo</td> <td>0</td> <td>0</td> <td>20</td> <td>95</td> <td>100</td> </tr> <tr> <td>% pasa máximo</td> <td>5</td> <td>15</td> <td>55</td> <td>100</td> <td>100</td> </tr> </tbody> </table>		3/8 "	1/4"	1"	1 ½"	2"	% pasa mínimo	0	0	20	95	100	% pasa máximo	5	15	55	100	100
	3/8 "	1/4"	1"	1 ½"	2"														
% pasa mínimo	0	0	20	95	100														
% pasa máximo	5	15	55	100	100														
Sustancias nocivas.	La norma remite a una tabla que indica límites de acuerdo a la severidad del intemperismo de la región donde se construya la obra.																		
Material fino que pasa la criba 0,075 (No.200)	El límite máximo depende del intemperismo y se sitúa en general en un 2%. Cuando se mezcla arena y grava, se especifican límites en conjunto dependiendo de los límites de consistencia, variando entre un 1% hasta un 10%.																		
Otros	Reactividad potencial (reacción álcali-agregado), sanidad (intemperismo acelerado), abrasión (desgaste).																		

Agua de mezclado

Norma: NMX-C-122.

10.7.1.4 Cemento, concreto y mortero

Muestreo del concreto fresco

Norma: NMX-C-160-1997-ONNCCE.

Esta norma indica la forma en que debe realizarse el muestreo del concreto fresco en obra.

Tabla 10.12 Muestreo del concreto

Equipo que suministra	Forma de muestreo
Mezcladoras estacionarias (fijas y basculantes)	Se intercepta el flujo completo de descarga con el recipiente, aproximadamente a la mitad de la descarga del tambor de la mezcladora o desviando el flujo, de tal modo que descargue en el recipiente.
Pavimentadoras	El contenido de la pavimentadora debe descargarse y la muestra debe tomarse con cucharón (no debe utilizarse pala) de por lo menos cinco distintos puntos distribuidos razonablemente en tosa el área del volumen descargado.
Olla de camión mezclador o agitador	La muestra se toma en tres o más intervalos, interceptando todo el flujo de la descarga, teniendo la precaución de no tomarla antes del 15% ni después del 85% de la misma. El muestreo se hace pasando repetidamente el recipiente en la descarga, interceptándola totalmente cada vez, o desviando el flujo completamente de tal modo que descargue en el recipiente.
Camiones caja, con o sin agitadores, de volteo y otros tipos	Las muestras deben obtenerse por cualquiera de los otros procedimientos descritos, de acuerdo al más aplicable dadas las condiciones.

Se debe obtener una muestra suficiente para las pruebas, transportarse inmediatamente y remezclarse para asegurar su uniformidad.

Los especímenes para determinar la resistencia de compresión deben ser cilindros de concreto, colados en posición vertical, con longitud igual a dos veces el diámetro. El espécimen debe ser un cilindro de 15×30 cm. Cuando el tamaño máximo nominal del agregado es mayor de 50 mm, el diámetro del cilindro debe ser por lo menos 3 veces el tamaño máximo nominal de agregado.; cuando esto último no sea posible, es necesario cribar el concreto y eliminar el material mayor a 50 mm. A menos que se requiera por proyecto, no deben hacerse en campo cilindros menores de 15×30 cm.

Los especímenes deben moldearse inmediatamente después de obtenida y remezclada la muestra. En el lugar donde se almacenen a cubierto durante el primer día, deben evitarse golpes, inclinaciones del espécimen o alteraciones de su superficie. Deben cubrirse inmediatamente, de preferencia con una placa o capa no absorbente y no reactiva o con una tela de plástico resistente.

Se retiran del los moldes, de preferencia 24 horas después del moldeo, con una margen entre 20 y 48 horas y almacenarse de inmediato en una condición húmeda ($23\text{ }^{\circ}\text{C} \pm 2\text{ }^{\circ}\text{C}$) hasta el momento de la prueba en agua saturada de cal, evitando corrientes de agua, Pueden almacenarse también en cuarto húmedo.

Los cilindros que se van a trasladar al laboratorio deben empacarse en cajas resistentes de madera u otros recipientes adecuados, rodeados de arena, aserrín u otros materiales de empaque adecuados en condición húmeda y protegerse de la congelación.

Revenimiento

Norma: NMX-C-155, NMX-C-156-1997-ONNCCE.

El revenimiento es una medida de la consistencia del concreto fresco en término de la disminución de altura.

El revenimiento se debe medir con una aproximación de 1 cm. La prueba especificada en la norma NMX-C-156 obtiene valores confiables en el intervalo de 2 a 20 cm.

Tabla 10.13 Tolerancias en el revenimiento

Revenimiento especificado en cm	Tolerancia en cm
Menos de 5	± 1.5
De 5 a 10	± 2.5
Más de 10	± 3.5

En caso de que el revenimiento sea inferior al límite especificado, se puede aceptar el concreto si no existen dificultades para su colocación.

Cuando se llegue al lugar de la obra y el revenimiento sea menor que el solicitado incluyendo su tolerancia, el fabricante puede agregar agua para obtener un revenimiento dentro de los límites requeridos, mezclando adicionalmente para cumplir con los requisitos de uniformidad especificados. Para ello, la olla o las aspas deben girar 30 revoluciones como mínimo a la velocidad de mezclado.

Es conveniente no llevar el revenimiento arriba de lo solicitado, y además no se debe añadir agua a la revolvedora posteriormente.

El revenimiento del concreto debe estar dentro de los valores permisibles durante los primeros 30 min., medidos a partir de que llega a la obra, quedando exentos de ello el primer y último medio metro cúbico de concreto descargado. El periodo máximo de espera en el sitio de entrega es de 30 min. a la velocidad de agitación. En caso de que la entrega se haga con equipo no agitador, puede reducirse el tiempo de espera, de común acuerdo entre el fabricante y el consumidor.

La aceptación o rechazo del concreto al momento de su entrega, debe hacerse en base a la prueba de revenimiento.

Si existe duda sobre el primer valor obtenido, se puede solicitar una segunda prueba, la cual debe realizarse inmediatamente con otra porción de la misma muestra o con otra muestra de la misma entrega, siendo esta definitiva para su aceptación o rechazo.

En caso de una segunda falla, debe considerarse que el concreto no ha cumplido con los requisitos de esta especificación y el consumidor se responsabiliza de su utilización en caso de aceptar el mismo.

Las Normas Técnica Complementarias para Concreto del D.F. (GDF, 2002b), indican que el revenimiento nominal de los concretos no será mayor de 120 mm. Para permitir la colocación del concreto en condiciones difíciles, o para que pueda ser bombeado, se autoriza aumentar el revenimiento nominal hasta un máximo de 180 mm, mediante el uso de aditivo superfluidificante, de manera que no se incremente el contenido unitario de agua.

Para incrementar los revenimientos máximos, se podrá admitir el uso de aditivo superfluidificante.

Para realizar la prueba se requiere de un cono para revenimiento. Si alguna porción del concreto se desliza o cae hacia un lado, se desecha la prueba y se efectúa otra con una nueva porción de la misma muestra. Si dos pruebas consecutivas hechas de la misma muestra presentan esta falla, probablemente el concreto carece de la necesaria plasticidad y cohesividad y en este caso no es aplicable la prueba de revenimiento.

Peso volumétrico del concreto fresco

Norma: NMX-C-162.

Las normas técnica complementarias para concreto del D.F. (GDF, 2002b), indican que para concreto clase 1, debe ser superior a 2 200 kg/m³ y para clase 2, no menor que 1 900 kg/m³.

Concreto Premezclado

Norma: NMX-C-155.

Tabla 10.14 Criterio de aceptación del concreto

Criterio de aceptación	Concreto grado A	Concreto grado B
Resistencia	<p>Se acepta que no más del 20% del número de pruebas de resistencia a compresión resulte con un valor inferior a la resistencia especificada f'_c. Se requiere un mínimo de 30 pruebas.</p> <p>No más del 1% de los promedios de 7 pruebas de resistencia a compresión consecutivas será inferior a la resistencia especificada.</p> <p>Además, se debe cumplir con todos los promedios consecutivos de las muestras anotadas en la tabla 10.15.</p>	<p>Se acepta que no más del 10% del número de pruebas de resistencia a compresión resulte con un valor inferior a la resistencia especificada f'_c. Se requiere un mínimo de 30 pruebas.</p> <p>No más del 1% de los promedios de 3 pruebas de resistencia a compresión consecutivas será inferior a la resistencia especificada.</p> <p>Además, se debe cumplir con todos los promedios consecutivos de las muestras anotadas en la tabla 10.15.</p>

Tabla 10.15 Criterio de aceptación del concreto (tabla 1 de la norma NMX-C-155)

Número de pruebas consecutivas	f_p : resistencia a compresión mínima (kg/cm ²) Concreto grado A	f_p : resistencia a compresión mínima (kg/cm ²) Concreto grado B
1	$f_c' - 50$	$f_c' - 35$
2	$f_c' - 28$	$f_c' - 13$
3	$f_c' - 17$	f_c'
4	$f_c' - 11$	
5	$f_c' - 7$	
6	$f_c' - 4$	
7	f_c'	

La descarga total del concreto se debe hacer dentro de la hora y media posterior a la introducción inicial del agua de mezclado.

En condiciones especiales de temperatura ambiente, empleo de aditivos y otros, esta limitación del tiempo de descarga puede modificarse de común acuerdo entre el fabricante y el consumidor.

La normas técnica complementarias para concreto del D.F. (DDF, 1996), clasifica el concreto según la tabla 10.16.

Tabla 10.16 Criterio de aceptación para el concreto (DDF, 1996) ¹

Criterio de aceptación	Concreto clase I	Concreto clase 2
Módulo de elasticidad a 28 días de edad kg/cm ² , mínimo	$14000 \sqrt{f_c'}$	$8000 \sqrt{f_c'}$
Contracción por secado después de 28 días de curado húmedo y 28 días de secado máximo estándar, máximo	0.0005	0.0008
Coefficiente de deformación diferida después de 28 días de curado y de 28 días de carga en condiciones estándar, al 40% de su resistencia, máximo	1	1.5
Resistencia	Si ninguna pareja de cilindros da una resistencia media inferior a $f_c' - 35$ kg/cm ² , y, además, si los promedios de resistencia de todos los conjuntos de tres parejas consecutivas, pertenecientes o no al mismo día de colado, no son menores que f_c' .	Si ninguna pareja de cilindros da una resistencia media inferior a $f_c' - 50$ kg/cm ² , y, además, si los promedios de resistencia de todos los conjuntos de tres parejas consecutivas, pertenecientes o no al mismo día de colado, no son menores que $f_c' - 17$ kg/cm ² .

¹ Nota: Ver GDF (2002b) para actualización relativa al módulo de elasticidad.

Resistencia en compresión de mortero

Norma: NMX-C-061.

Resistencia en compresión del concreto endurecido

Norma: NMX-C-159 (elaboración de especímenes en el laboratorio), NMX-C-160 (elaboración de especímenes en obra) y NMX-C-083-ONNCCE.

Para cada prueba de resistencia deberán elaborarse por lo menos 2 cilindros de cada muestra. El resultado de una prueba será el promedio de las resistencias obtenidas de los especímenes a la edad especificada. Si un espécimen muestra evidencia definitiva de deficiencia en muestreo, elaboración, manejo, curado o prueba (que no sea debida a baja resistencia), deberá ser desechado y la resistencia del cilindro restante deberá ser considerado como el resultado de la prueba (NMX-C-155).

Las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto del D.F. (GDF, 2002b), indican lo siguiente:

La calidad del concreto endurecido se verificará mediante pruebas de resistencia a compresión en cilindros elaborados, curados y probados de acuerdo con las normas NMX-C-160 y NMX-C-083, en un laboratorio acreditado.

Cuando la mezcla se diseña para obtener la resistencia especificada a 14 días, las pruebas se efectuarán a esta edad, de lo contrario, las pruebas deberán efectuarse a los 28 días de edad.

Módulo de elasticidad estático y relación de Poisson

Norma: NMX-C-128-1997-ONNCCE.

El módulo de elasticidad estático secante es la relación que existe entre el esfuerzo y la deformación unitaria axial, al estar sometido el concreto a esfuerzos de compresión dentro del comportamiento elástico. Es la pendiente de la secante definida por dos puntos de la curva esfuerzo deformación, dentro de esta zona elástica.

Punto 1: esfuerzo σ_1 y deformación unitaria ε_1 de 0.00005.

Punto 2: esfuerzo s_2 correspondiente al 40% del esfuerzo máximo y deformación unitaria ε_2 .

La relación de Poisson es la relación entre las deformaciones transversal y longitudinal al estar sometido el concreto a esfuerzos de compresión dentro del comportamiento elástico.

Obtención y prueba de corazones de concreto endurecido

Norma: NMX-C-169-1996-ONNCCE.

Las muestras de concreto endurecido deben tomarse hasta que se alcance la edad especificada, en general, un mínimo de 14 días.

El corazón debe extraerse perpendicularmente a la superficie cerca del centro, alejado de aristas. Si contiene acero, no debe usarse para determinar resistencias.

El diámetro del corazón debe ser al menos tres veces el tamaño máximo nominal del agregado grueso y por común acuerdo, se puede aceptar dos veces.

Los corazones, si pertenecen a un elemento que estará seco, deben permanecer siete días en un ambiente con temperatura de 15°C a 26°C y una humedad no mayor de 60%.

Si el elemento va a estar saturado, el corazón debe sumergirse en agua saturada con cal, con una temperatura de 23°C ± 2 °C, por lo menos 40h inmediatamente antes de sujetarlos a la prueba de compresión.

Las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto para el D.F. (GDF, 2002b), (sección 14.3.4.1) señalan que cuando el concreto no cumpla con el requisito de resistencia, se permiten extraer y ensayar corazones, extrayendo tres por cada incumplimiento. El concreto clase 1 se considera adecuado si el promedio de las resistencias de los tres corazones es mayor o igual que $0.85f_c'$ y si la resistencia de ningún corazón es menor que $0.75f_c'$; para el concreto clase 2 se comparará con $0.8f_c'$ y $0.7f_c'$, respectivamente.

10.7.1.5 Muestreo de materiales

Tabla 10.17 Muestreo de materiales

Concepto	Especificación	intensidad sugerida
Concreto	Proporcionamiento para elaboración de concreto	Uno por cada resistencia a la compresión y por cada tipo de agregado y/o tipo de cemento.
	Revenimiento de concreto premezclado	Una vez por cada entrega de concreto.
	Revenimiento de concreto hecho en obra	Una vez por cada cinco revolturas.
	Peso volumétrico del de concreto fresco premezclado	Una vez por cada día de colado pero no menos de una vez por cada 20 m ³
	Peso volumétrico del de concreto fresco hecho en obra	Una vez por cada día de colado.

Concepto	Especificación	intensidad sugerida		
	Resistencia a compresión	Una muestra de 4 especímenes por cada 20 m ³ o fracción de concreto para resistencias (f_c') mayores de $f_c' = 100 \text{ kg/cm}^2$		
	Resistencia a compresión (NMX-C-155)	No. de entregas	Muestras recomendado	Muestras mínimo obligatorio
		1	1	1
		2 a 4	2	1
		5 a 9	3	2
		10 a 25	5	3
		26 a 49	7	4
	50 en ad	9	5	
Agregados	Estudio físico	Un estudio por cada tipo de arena y grava		
Mortero	Resistencia a compresión	Una muestra de 4 especímenes por cada vivienda.		
	Proporcionamiento para elaboración de mortero	Uno por cada resistencia a la compresión y por cada tipo de agregado y/o tipo de cemento.		
Acero	Resistencia a tensión	Una muestra por cada 50 ton o por diámetro de varilla.		
Bloques o tabiques	Resistencia a compresión de piezas	Una muestra de 5 especímenes por cada 10 millares.		
	Absorción	Una muestra de 5 especímenes por cada 10 millares.		
	Resistencia a compresión de pilas	Dos muestras al inicio de obra		
	Resistencia a compresión de diagonal de muretes	Dos muestras al inicio de obra		

10.7.2 VERIFICACIÓN DE LA CALIDAD DE MUROS

Se deberá llevar un registro que evalúe los siguientes conceptos: Apariencia, plomo, espesores de junta, aplicación del mortero sobre las caras vertical y horizontal de piezas, penetración del mortero en alvéolos, colado de castillos, colado de huecos de piezas traslapados con multiperforado, colocación de acero horizontal.

Para verificarlo, se recomienda la realización de una prueba de tipo destructivo, retirando una o dos piezas de un muro, con el empleo de cincel.

Así mismo, para el caso de castillos, se realizan aberturas en la base o cerca de la base de los mismos, para verificar la penetración del mortero.

Tabla 10.18 Muestreo en muros

Concepto	Especificación	Muestreo sugerido
Apariencia	No debe haber presencia de grasa, fisuras, despostilladuras (muros aparentes) o algún otro desperfecto en las superficies de muro	4 muros por planta de vivienda
Aparejo	Cuatrapeado	4 muros por planta de vivienda
Muros a top	Deben estar conectados con el muro ortogonal	1 muro por planta de vivienda
Plomo	Menos de 0.004 de la altura y de 1.5 cm	4 muros por planta de vivienda
Espesores de junta	Menor de 1.2 cm horizontal con acero y de 1.0 cm sin acero. Mínimo 0.6 cm.	4 juntas en 4 muros por vivienda
Penetración de mortero en alvéolos	1.0 en piezas.	1 muro por planta de vivienda
Colado de castillos en piezas huecas	Colado completo	2 castillos por planta de vivienda
Colado de piezas huecas traslapadas con multiperforado	Colado completo	2 piezas por planta de vivienda
Colocación de acero en castillos	No se traslape más del 50% del acero en una misma sección.	2 castillos por planta de vivienda
Colocación de acero horizontal	Sin traslapes, y anclado en extremos con ganchos a 90° en el plano del muro.	2 hiladas por planta de vivienda

10.7.3 CONSUMO DE MATERIALES

El consumo cemento y/o mortero puede ser un buen indicador de la aplicación de los mismos en la obra. Sin embargo es necesario se cubran los siguientes requisitos:

- Debe contarse con topes precisos de consumo de éstos materiales.
- Debe haber un eficiente control del inventario en obra, es decir, del registro de entradas y salidas de material por maestro o frente.
- Debe cuidarse que no existan desperdicios inaceptables en obra.
- No debe haber material acaparado por el maestro, sólo el de consumo en la jornada.
- La obra debe contar con una buena vigilancia que controle traslados (deben indicarse en almacén) y que evite robos.

- f) La recuperación de material al almacén debe indicarse claramente con una nota de contra-salida.
- g) Es recomendable la instalación de un centro productor de mortero, mismo que entregará material seco o húmedo, dependiendo de las condiciones de la obra y velocidad de consumo del mismo.

Lo anterior no reemplaza las pruebas directas a los muros. Adicionalmente, el laboratorio debe contar con información de material consumido para evaluar la aplicación del mismo.

10.7.4 HABILITADO DE ACERO

El habilitar en lugares adecuados, proporciona la oportunidad de lograr una correcta supervisión.

Para los estribos, en especial los triangulares, es necesario trazarlos adecuadamente.

Es conveniente el empleo de equipo especial para el habilitado, ya que aumenta la producción y logra dimensiones con menor variabilidad.

10.8 OTROS ASPECTOS DE OBRA

10.8.1 ELEVACIÓN DE MATERIALES

Este es un aspecto no muy mencionado, sin embargo, es donde se produce gran parte del desperdicio de bloques y ladrillos, así como un gran costo en el tiempo.

Existen varias recomendaciones:

- a) Si el material está entarimado, es posible el empleo de equipo pesado como “highlanders” o cargadores de material.
- b) El escalonar edificios, puede facilitar el izaje del material en forma diagonal, es decir, elevar a los niveles inferiores e ir pasándolo a niveles superiores,
- c) Se puede emplear malacates eléctricos para el izaje de material. En lo más posible, se debe evitar el lanzar piezas de tabique.
- d) Así mismo, el descender la cimbra, debe ser lo más cuidadoso para no lastimar los cantos de la misma, ya que se reduce notablemente su vida útil.

- e) Para el caso del mortero, éste se puede elevar en seco, el agua por separado y sobre una superficie adecuada, realizar la mezcla. Esto es aplicable sobre todo, cuando se tienen varios niveles. En casas de dos niveles, se puede llevar mortero con el agua mezclada.

10.8.2 EMPLEO DE ESCANTILLONES

El empleo de escantillones es necesario para lograr que los elementos accesorios de los muros (puertas y ventanas), se puedan manufacturar en serie y que al ser colocados, ajusten de tal forma que no haya problemas subsecuentes por filtraciones ni mala vista por un sellado excesivo.

Estos escantillones deben ser lo suficientemente rígidos para no deformarse en el proceso, así como versátiles, es decir de bajo peso y que puedan retirarse antes del colado de la losa.

10.8.3 HERRAMIENTA REQUERIDA

El uso actual es que el maestro debe proporcionar su herramienta, misma que se le paga como un porcentaje de su destajo. Sin embargo, es conveniente valorar la inversión en herramienta auxiliar de mejor calidad, esto es, charolas ligeras en lugar de las de madera, reglas metálicas para el correcto plomeo y trazado de hiladas. Andamios interiores y exteriores, artesas de material no absorbente y ligeras para el mezclado de mortero.

10.8.4 RITMO

Mantener el ritmo de la obra, garantiza que no haya interrupciones y que se pueda lograr una calidad consistente y medible.

Esto implica que los edificios a realizar deben ser correctamente programados, con lo que es posible realizar un calendario de suministro de materiales, acorde a su necesidad y disponibilidad en el mercado.

El control debe realizarse diariamente en forma somera por parte de la residencia en campo. El empleo de controles gráficos, no muy detallados, pero donde con color se indique el avance semanal, permitirá valorar adecuadamente que está pasando con la obra.

Es importante el conocer de antemano que se espera realizar en la semana y no dejar estas decisiones al maestro de obra, de tal forma que se deben prever los accesos a obra, los materiales a emplear, el personal requerido y el equipo necesario.

Una obra con ritmo es palpable y es donde se refleja la calidad del superintendente para manejar todo un conjunto de recursos para cumplir con el compromiso de calidad, tiempo y costo de la obra.

10.9 RECOMENDACIONES SOBRE ESTRUCTURACIÓN

10.9.1 CIMENTACIÓN

En Unidades Habitacionales, suele considerarse la cimentación de cada edificio en forma aislada, sin embargo, no debe olvidarse el trabajo en conjunto, esto es:

- a) La existencia de varios edificios cercanos, tienen un trabajo común por la superposición de bulbos de presión. En suelos blandos, suelen tener un asentamiento hacia el centro del conjunto. Esto implica que aunque se tengan edificios sin excentricidad en su cimentación, pueden tener asentamientos diferenciales, por la influencia de los otros edificios.
- b) Debe considerarse la opción de unir o no las cimentaciones, y cuantos edificios máximo. Las ventajas de esto, son que al aportar rigidez en una contratrase perimetral, se disminuye la tendencia a asentamientos diferenciales, aunque entre mayor dicha trabe, mayor el armado de la misma ya que trabaja como una viga simplemente apoyada con carga repartida. (en suelos blandos).
- c) El unir la cimentación no implica que necesariamente se una en la superestructura. De hecho, el generar conjuntos masivos genera esfuerzos por temperatura adicionales, que se reflejan en grietas en muros extremos de planta baja.
- d) En el análisis, debe considerarse el trabajo en conjunto. Es conveniente el modelo con resortes uniformemente distribuidos (modelo de Winkler) en la zapata, con los resortes con las características de deformación del suelo y en la parte superior la carga por los edificios.

La construcción de plantillas es conveniente para proporcionar una superficie de trabajo limpia y nivelada para asentar el acero de elementos estructurales. Se realiza de un espesor mínimo de 5 cm y $f'_c = 100$ kg/cm². Puede emplearse plástico de polietileno en lugar de la plantilla, pero debe cuidarse no dañarlo con la colocación del acero de cimentación.

10.9.2 ANCLAJE DE MUROS DE RELLENO

El anclaje de muros de relleno, debe realizarse de tal forma que no interfiera con el trabajo de la estructura principal.

Es común el problema de columna corta provocado por muretes mal colocados (ej. en escuelas).

El anclaje debe considerar que el muro no se voltee. El momento de realizar las últimas hiladas de un muro es después que las trabes a las cuales se anclará, ya hayan sufrido su deformación primaria.

Un mecanismo simple, es continuar solo una varilla de los castillos y anclarla en la losa en casquillos colocados ex profeso. También se puede restringir el desplazamiento lateral con ángulos, pero la solución no es de apariencia agradable.

El empleo de materiales porosos para la junta no es recomendable, dado que sus características de deformación se pierden al absorber el mortero del muro de relleno.

REFERENCIAS

American Concrete Institute (1992), "Manual para Supervisar Obras de Concreto", ACI 311-92, Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A.C.

Departamento del Distrito Federal (DDF, 1996), "Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto", *Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal*, México, D.F., 25 de marzo, 68 pp.

Gallegos, H. (1991), "*Las estructuras de mampostería. Albañilería estructural*"; Pontificia Universidad Católica del Perú; Lima Perú, agosto.

Gobierno del Distrito Federal (GDF, 2002a), "Normas técnicas complementarias para el diseño y construcción de estructuras de mampostería", Anteproyecto del Comité de Normas, México, D.F., 47 pp.

Gobierno del Distrito Federal (GDF, 2002b), "Normas técnicas complementarias para el diseño y construcción de estructuras de concreto", Anteproyecto del Comité de Normas, México, D.F., 101 pp.

Hernández O. (1998), "Reflexiones sobre la Mampostería en México", *Ingeniería Civil*, No. 359, junio, pp 17-28.

Jean R. "Especificaciones de Construcción prototipos V-4 y V-5", *Documento interno*, Kapra.

Miguel Saad A. (1975), "*Tratado de Construcción*", Tomo II: Productos Cerámicos, Cia. Editorial Continental, S.A. de C.V.

CAPÍTULO 11

REHABILITACIÓN DE
ESTRUCTURAS DE
MAMPOSTERÍA

S.M. ALCO CER

CAPÍTULO 11

REHABILITACIÓN DE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA

Sergio M. Alcocer¹

INTRODUCCIÓN

La rehabilitación² de la estructura de un edificio se puede describir como el conjunto de modificaciones e intervenciones necesario para mejorar su comportamiento ante acciones futuras. En particular, la rehabilitación sísmica comprende todas aquellas medidas tendientes a promover un comportamiento adecuado de la estructura, de modo de satisfacer los niveles de desempeño sísmico establecidos.

Desde un punto de vista técnico, el inicio de la rehabilitación es marcado por la evaluación de la estructura, que persigue identificar las debilidades potenciales de la estructura. Los esquemas de rehabilitación que se estudien y desarrollen deben corregir de manera global estas debilidades, cuidando de no producir nuevas. Desde un punto de vista económico, el o los esquemas de rehabilitación deben ser rentables. Si así se requiere, la rehabilitación no debe modificar la función y uso de la estructura; además, debe ser consistente con la estética y apariencia de la estructura. Puesto que el tema de este libro está enfocado a la vivienda, el esquema de rehabilitación debe proporcionar, adicionalmente, un sentimiento de confianza y seguridad a los habitantes.

En general, se han sugerido tres filosofías para mejorar el comportamiento de una estructura ante acciones sísmicas: a. incrementar la resistencia, b. aumentar la capacidad de deformación inelástica, o c. aumentar ambas. Sin embargo, existen otras posibilidades, como son, debilitamiento local para cambiar el modo de falla, control pasivo o activo, mejorar la configuración estructural, reducir la masa reactiva, y otras.

¹ Investigador Titular, Instituto de Ingeniería, UNAM; Coordinador de Investigación, Centro Nacional de Prevención de Desastres, CENAPRED.

² En este capítulo se empleará el vocablo rehabilitación para hacer referencia a las actividades y procesos comprendidos para restituir las condiciones iniciales de un elemento/estructura dañado (reparar); para incrementar la resistencia (reforzar), rigidez (rigidizar), y capacidad de deformación; así como para modificar el sistema resistente a cargas (reestructurar) de un edificio. Usualmente las modificaciones se asocian a un incremento de una o varias propiedades estructurales.

En términos amplios, el ingeniero estructural tiene a su disposición varias técnicas para establecer el esquema adecuado para un edificio en particular. En muchos casos, la solución se obtiene combinando una o más de las técnicas básicas que serán descritas.

En este capítulo, primeramente, se presentarán de forma breve los principios básicos que deben seguirse para lograr un adecuado comportamiento sísmico, para después describir los principales tipos de daño observado en estructuras de mampostería. Enseguida, se esbozará el contenido y el proceso de una evaluación estructural, y se describirán las diferentes técnicas de evaluación no destructiva y tipos de ensayos en obra. Se discutirán las técnicas de rehabilitación de estructuras de mampostería, haciendo énfasis en las ventajas y desventajas de cada una de ellas, así como recomendaciones para su análisis, diseño y construcción. Se tratará el tema de corrosión del acero de refuerzo como uno de los problemas más serios de durabilidad de las construcciones. Se esbozarán los criterios para recimentar y renivelar estructuras de mampostería. Adicionalmente se discutirá el comportamiento y daños observados en estructuras de adobe, y se presentarán diferentes técnicas para su rehabilitación. Finalmente, se presentarán los requisitos que sobre evaluación y rehabilitación contiene la propuesta de Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería, NTCM, (GDF, 2002a).

11.1 PRINCIPIOS BÁSICOS PARA UN COMPORTAMIENTO SÍSMICO ADECUADO DE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA

Si se conocen los principios básicos que una estructura de mampostería debe seguir para exhibir un desempeño adecuado ante acciones sísmicas, será más fácil evaluar la condición de la estructura, así como seleccionar y diseñar el esquema de rehabilitación idóneo. En lo que sigue se discuten de modo escueto estos principios. Estos se han derivado de la observación y estudio de la respuesta de las estructuras ante los sismos.

- Forma robusta de la edificación. La planta debe ser simétrica, regular y compacta. Los muros deben estar arriostrados entre sí. Se debe usar un mismo arreglo de muros en pisos subsecuentes (regularidad en elevación). Los cuerpos deben separarse entre sí cuando menos 50 mm. Se debe mantener el área de las aberturas lo más baja posible.
- Cimentaciones sólidas. Conviene usar cimentaciones continuas y que estén reforzadas de acuerdo con el tipo de terreno. Así, si el material es blando, es recomendable que las zapatas corridas sean de concreto reforzado. Para proteger a los muros, se debe evitar que la cimentación y el suelo adyacente a ella se puedan saturar, ya que de otro modo la estructura sería debilitada.

- Materiales de buena calidad. Ya sea que se usen piezas sólidas o huecas, deben satisfacer la Norma Mexicana NMX-C-404-ONNCCE. Los morteros deben poseer una resistencia consistente con la resistencia de las piezas por unir. Así, por ejemplo, si las piezas son de muy baja resistencia, no es recomendable usar morteros de alta resistencia, especialmente por el costo. El caso contrario, es decir usar morteros débiles para unir piezas de alta resistencia, es una práctica inadecuada ya que la resistencia de la mampostería, es especial a cargas laterales, será reducida. Se recomienda que la dosificación (cemento:cal:arena, por volumen) del mortero sea 1:2:9 ó 1:0:6 en el peor de los casos. Un punto muy importante es que en todos los morteros se use cemento, de modo de alcanzar una resistencia mínima acorde con las piezas según la menor resistencia permitida en la norma NMX-C-404-ONNCCE. Para la elaboración de los morteros se deben usar arenas limpias, libres de arcilla y materia orgánica. Análogamente, se debe usar agua limpia, libre de cloruros, materia orgánica y de cualquier otra sustancia que altere la resistencia mecánica y durabilidad del mortero.
- Muros resistentes. Las estructuras deben poseer una adecuada densidad de muros. Se debe tener en mente que la resistencia de un muro depende de varios factores, como son: tipo de pieza, mortero, aparejo, refuerzo, carga axial, tamaño y ubicación de aberturas, relación de esbeltez (altura/espesor).
- Aberturas bien distribuidas. El tamaño de las aberturas debe ser el más pequeño posible; éstas deben estar alejadas de las esquinas de los muros, por lo menos a una distancia de $\frac{1}{4}$ de la altura de la abertura, pero no menos de 600 mm. Las aberturas deben estar espaciadas de modo que entre ellas quede una porción de anchura igual a la mitad de la altura de la abertura, pero no menor que 600 mm. Se recomienda que la suma de las anchuras de las aberturas sea menor que la mitad de la longitud del muro. Se ha observado un mejor desempeño ante sismos en muros cuyas aberturas están confinadas en los lados y en la parte superior con castillos y dalas.
- Elementos horizontales de confinamiento: dalas. Del mismo modo que lo señalado anteriormente, los muros reforzados con dalas en su extremo superior tienen un mejor comportamiento sísmico que aquéllos que no las tienen; incluso mejor es el comportamiento si las dalas son continuas en la estructura, consiguiendo la continuidad mediante conexiones adecuadas entre ellas. Las dalas incrementan la rigidez de la parte superior del muro, evitan su agrietamiento prematuro y facilitan la transmisión de fuerzas inducidas por sismo. Con objeto de promover un trabajo como unidad de la estructura, así como de diafragma por parte del sistema de piso/techo, es conveniente que la dala esté conectada con éste. Las dalas deben tener una anchura mínima de su sección transversal igual al espesor del muro, y un peralte de 100 mm. Deben estar reforzadas de modo de resistir el puntal de compresión que se desarrolla en el muro ante cargas laterales.

Finalmente, el refuerzo longitudinal debe anclarse en las esquinas de modo de desarrollar su esfuerzo nominal de fluencia en el costado del muro. Las dadas pueden ser de madera o de concreto reforzado.

- Elementos verticales de confinamiento: castillos. La ubicación y diseño adecuado de estos elementos permiten confinar la mampostería, reduciendo en una mejor capacidad de deformación horizontal, mayor resistencia y una menor tasa del deterioro de la resistencia y rigidez. Promueven que el comportamiento del muro sea estable. Para su ubicación, diseño y construcción existen requisitos establecidos (Alcocer, 1997; GDF, 2002a).
- Mantenimiento periódico. Sin temor a equivocación, se puede afirmar que a falta de mantenimiento, el daño será mayor. Así, el daño se puede deber a: debilitamiento de la mampostería (ya sea por humedad, ciclos de deshielo/congelamiento, vegetación); corrosión de barras de refuerzo (iniciado por agrietamiento de gran anchura, por escaso recubrimiento, o bien por pérdida de éste); agrietamiento de muros, en particular por asentamientos diferenciales; o bien, por daño en sismos previos. Es conveniente establecer y emprender inspecciones regulares de la estructura, dirigidas a identificar deterioros en morteros y piezas, agrietamiento y corrosión. Un aspecto fundamental es la inspección de las instalaciones eléctrica e hidrosanitaria; una fuga de agua puede reblandecer a la mampostería, de modo de reducir su resistencia y rigidez.

En Alcocer (1997) se presentan recomendaciones generales de diseño y construcción de estructuras de mampostería. Aunque la lista de recomendaciones no es exhaustiva, se considera conveniente que el lector se refiera a ella para mayor información. En Tena (1997) se pueden encontrar ejemplos de daños ocasionados por el macrosismo de Manzanillo del 9 de octubre de 1995, debidos, en buena medida, a la falta de observancia de uno o varios de los principios enunciados arriba.

11.2 COMPORTAMIENTO SÍSMICO OBSERVADO EN EDIFICIOS DE MAMPOSTERÍA

Con objeto de identificar la vulnerabilidad sísmica de los edificios de mampostería, se enuncian los tipos de daño y modos de falla más comunes. Se incluye la mampostería simple, la confinada y la reforzada. En el acápite 11.8 se trata lo relacionado con la mampostería de adobe. Los daños en estructuras de mampostería y adobe a raíz de los sismos recientes son consistentes con los tipos señalados a continuación.

11.2.1 MAMPOSTERÍA SIMPLE

Enseguida se enuncian los tipos de daño más comunes en estructuras de mampostería simple. Se señalan los modos de falla y las causas del daño.

- Deslizamiento del sistema de piso/techo sobre los muros
- Volteo de muros perimetrales
- Agrietamiento inclinado, normalmente a lo largo de las diagonales
- Daños locales severos debido a aberturas de gran tamaño, que disminuyen la capacidad sísmica³
- Caídas de parapetos producidos por una baja resistencia a la tensión fuera del plano
- Daños por empujes de escaleras o rampas
- Golpeteo con construcciones vecinas debido a una insuficiente separación
- Falla de muros por excesiva esbeltez
- Falta de continuidad en la altura, lo que provoca concentraciones de esfuerzos y deformaciones en ciertos elementos
- Dinteles discontinuos que se traducen en un confinamiento inadecuado para mantener la capacidad sísmica a deformaciones laterales crecientes
- Distribución inadecuada de muros en planta que origina oscilaciones de torsión importantes, así como demandas de deformación que se traducen en daño
- Asentamientos diferenciales.

11.2.2 MAMPOSTERÍA CONFINADA

A continuación se enuncian los tipos de daño más comunes en estructuras de mampostería confinada. Se señalan los modos de falla y las causas del daño.

- Agrietamiento inclinado del muro. Si éste penetra en los castillos, la estabilidad ante cargas verticales del muro está en peligro. Con frecuencia se debe a un confinamiento insuficiente, ya sea porque la cantidad de elementos confinantes (castillos y dadas) es baja, porque su separación es excesiva, o porque su detallado es inadecuado

³ En este texto, la capacidad sísmica de una estructura se refiere a las características mecánicas que definen de modo sustancial su respuesta a sismo, como son la resistencia, la rigidez, la habilidad para disipar energía, así como para deformarse en el intervalo no lineal de los materiales constitutivos.

- Fallas locales o desprendimiento del muro debido a un anclaje insuficiente del refuerzo longitudinal de castillos y dalas; en particular, en la unión del castillo con la dala, así como a traslapes de longitud escasa o con ubicación inadecuada (como aquéllos ubicados en la base de muros, por ejemplo)
- Deslizamiento del sistema de piso/techo sobre los muros debido a una inadecuada conexión
- Falla del muro por flexocompresión debido a cargas verticales excesivas
- Excesivas demandas de desplazamiento ya sea por oscilaciones de torsión, baja densidad de muros, o bien por falta de continuidad en la altura de los muros.
- La deficiente colocación y compactación del concreto también contribuye a acentuar los daños en los muros
- Otras causas de daño son las discontinuidades en elevación, así como una distribución inadecuada (asimétrica) de los muros en planta.

11.2.3 MAMPOSTERÍA REFORZADA

A continuación se enuncian los tipos de daño más comunes en estructuras de mampostería reforzada. Normalmente los modos de falla son: agrietamiento inclinado, daños locales severos, y falla por flexión (sólo en los casos en que el muro se ha detallado, diseñado y construido cuidadosamente). Enseguida se señalan los modos de falla y las causas del daño.

- Falta de supervisión durante la construcción, lo que da lugar a vicios y defectos constructivos, así como a diferencias respecto al proyecto de diseño
- Traslapes del refuerzo interior del muro, ya sea insuficientes o mal ubicados
- Uso de piezas con alvéolos pequeños que dificultan la colocación y compactación adecuada del mortero fluido de relleno
- Deficiente colocación y compactación del mortero de relleno
- Uso del mortero de pega como mortero de relleno. Por una parte, el mortero de pega, generalmente, tiene una menor resistencia que el mortero fluido; por otro lado, la colocación del mortero de pega en los alvéolos deja cavidades no compactadas, lo que se traduce en una reducción de la capacidad del muro.
- Inadecuada o nula conexión entre muros transversales, como aquéllos construidos a tope
- Al igual que para los casos anteriores, a menudo se observan daños debido a la concentración de demandas de desplazamiento en virtud de

discontinuidad en elevación, así como de distribuciones asimétricas de muros en planta.

11.3 EVALUACIÓN Y ANÁLISIS DE EDIFICIOS DE MAMPOSTERÍA EXISTENTES

La rehabilitación de un edificio existente generalmente requiere una serie de evaluaciones y análisis ejecutados por un profesional del diseño. Dependiendo de la importancia del edificio, así como del tiempo y recursos, se pueden practicar diferentes niveles de evaluación.

A diferencia de un edificio nuevo, el diseñador se enfrenta a un sistema que ha sido diseñado atendiendo a reglamentos anteriores a los actuales. En algunos casos, incluso, la estructura no fue diseñada ni construida según una norma, tal y como ocurre en el sector de la autoconstrucción. Antes de iniciar cualquier actividad relacionada con la evaluación y el análisis, se requiere una planeación cuidadosa de modo de asegurar que se logrará comprender cabalmente el comportamiento estructural. La evaluación y análisis deben tender a la obtención de la curva carga - desplazamiento global de la estructura.

Antes de iniciar las actividades de evaluación y análisis es conveniente que el diseñador y el cliente establezcan y documenten las directivas del proyecto de rehabilitación. En particular, es conveniente:

- Definir los requisitos del reglamento en vigor que es necesario que la estructura existente y la rehabilitada satisfagan
- Determinar los objetivos y metas a alcanzar con la rehabilitación
- Identificar los recursos financieros y el presupuesto destinados por el cliente con el fin de detectar limitaciones a los objetivos y metas.

Es sumamente importante que el cliente tenga claro que los objetivos de desempeño son metas, mas no garantías de comportamiento.

11.3.1 EVALUACIÓN DE EDIFICIOS EXISTENTES

El término *evaluación* se define como la revisión e investigación técnica de la configuración de la estructura existente, tipos de elementos y de materiales de construcción, condición y deficiencias, así como cualquier característica relevante al análisis y diseño estructural. En la evaluación se deberán incluir elementos fabricados con otros materiales además de la mampostería.

Sin duda, una de las dificultades más importantes en la evaluación es alcanzar un nivel de confianza adecuado sobre las condiciones “reales” del edificio y su comportamiento. Es claro que, de inicio, se desconocen las propiedades de

los materiales, el estado de esfuerzos en los elementos, y el flujo de fuerzas, entre otras. La meta de la evaluación es identificar las variables y características más relevantes de una estructura para desarrollar un análisis estructural lo suficientemente completo. Los análisis se harán ante las acciones esperadas que ocurran durante la vida útil remanente de la estructura. Las actividades de una evaluación son las descritas brevemente en las secciones 11.3.2 a 11.3.7.

11.3.2 REGISTRO DOCUMENTAL DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

Es crucial recuperar todo el material disponible sobre el diseño, construcción, características del suelo, así como sobre modificaciones posteriores. En éste se incluyen cálculos, especificaciones, normas, planos de diseño y de taller, modificaciones al proyecto, dictámenes, inspecciones, determinaciones de propiedades de los materiales, y cualquier otra evidencia que ayude a caracterizar el diseño original y la configuración actual. El nivel de detalle de la información recabada determinará el esfuerzo necesario para entender el edificio existente.

11.3.3 INSPECCIONES

La inspección del edificio es necesaria para confirmar que el registro documental recuperado refleja cercanamente las condiciones existentes, así como para identificar la presencia de daño ocasionado por acciones anteriores. En una inspección se deben revisar: 1) configuración; 2) condición; y 3) deficiencias de la estructura.

En la inspección de la configuración de la estructura se incluye la verificación de las dimensiones del edificio, el arreglo de los elementos y las propiedades mecánicas de los materiales. Las dimensiones de los elementos son generalmente fáciles de obtener; sin embargo, el armado de un castillo u otro elemento de concreto es esencialmente imposible de obtener sin retirar el recubrimiento. Para esta fase es suficiente con emplear cintas métricas y equipos topográficos. Como se dijo anteriormente, la calidad de los registros obtenidos determinará la profundidad de la inspección de la configuración estructural.

En la inspección de la condición estructural se incluyen la evaluación de puntos de aplicación de carga, signos de deterioro e influencia del ambiente. Si no hay señales claras de daño, es útil recurrir a técnicas de ensaye destructivo y no destructivo (ver sección 11.4).

Se debe prestar suficiente atención a la condición actual de las conexiones entre muros de mampostería, y entre muros de mampostería y sistemas de piso. Las conexiones tienen funciones importantes en la transmisión de carga y en la disipación de energía; influyen de modo determinante en el comportamiento sísmico, y son comúnmente modificadas durante la construcción. En estos lugares

es prudente recurrir a una combinación de inspecciones visuales, retiro de recubrimiento y evaluación no destructiva para localizar el refuerzo e identificar su diámetro y grado estructural.

Análogamente, es necesario evaluar las propiedades mecánicas de los materiales a través de inspecciones visuales y cuantificarlas mediante ensayos. En particular, es necesario en aquellos muros que resisten las mayores acciones, así como los que estén expuestos a ambientes locales agresivos, o cerca de las cimentaciones.

Una etapa necesaria en el proceso de evaluación es la revisión de las deficiencias de la estructura. Estas pueden ser el resultado de irregularidades (en planta o en elevación), elementos o regiones de la estructura más débiles que otras, presencia de edificios vecinos, materiales de construcción inapropiados, un sistema estructural mal concebido, detalles inadecuados, amenazas por condiciones del suelo, entre otras.

11.3.4 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

Uno de los problemas más difíciles de resolver en un proyecto de rehabilitación es el acceso físico a los elementos de carga de modo de poder cuantificar las propiedades de los materiales.

En caso de elementos de concreto, es recomendable obtener probetas (corazones) con taladros para ser ensayadas en el laboratorio. El nivel de muestreo y número mínimo de pruebas depende de la información disponible y de la condición del edificio (Mendoza, 1991). Se debe tener cuidado con la selección de los métodos de muestreo para evitar demoliciones o daños a recubrimientos valiosos.

11.3.5 EVALUACIÓN DE GRIETAS

La causa más frecuente de falla en la mampostería (entendiendo como falla a la alteración del nivel de desempeño o a la condición por la cual deja de cumplir una función) son las grietas en los muros, y no el colapso. En este capítulo se usa indistintamente el vocablo fisura como sinónimo de grieta, sin denotar diferencias en sus anchuras.

Así, en general, la filosofía de diseño se basa en eliminar las grietas o bien, en limitar su anchura a valores tolerables. Sin embargo, las grietas pueden indicar un posible colapso, alterar la apariencia arquitectónica, o servir de entrada para lluvia y demás agentes agresivos. Una grieta aparece cuando las deformaciones del muro exceden la deformación de agrietamiento de la mampostería.

No existe una clasificación universal y absoluta de la anchura de grietas que pueda considerarse peligrosa, ya que depende de la función de la estructura, tipo de acción, forma de grieta, entre otras.

Según datos recabados en estructuras de mampostería de Noruega, las grietas con anchuras menores que 0,15 mm no permiten el paso de agua de lluvia arrojada por el viento contra el muro. Sin embargo, esto no significa que todas las grietas con anchura mayores permitirán el paso de agua. Una clasificación de anchura de grietas según el nivel de exposición de la estructura se presenta en la tabla 11.1 (Grimm, 1988).

Tabla 11.1 Clasificación de grietas según el nivel de exposición de la estructura

Categoría		Anchura de grieta AG, mm
Muy finas	Impermeable	$AG < 0,15$
Finas	Exposición exterior	$0,15 < AG < 0,30$
Mediano	Exposición interior–húmeda	$0,30 < AG < 0,50$
Extenso	Exposición interior–seca	$0,50 < AG < 0,60$
Severo		$AG > 0,60$

Rodríguez y Castrillón (1995) han propuesto criterios para determinar el grado de daño de muros de mampostería por sismo (tabla 11.2). Se recomienda consultar esta referencia para clasificar el estado de la edificación dañada. Conviene señalar que la propuesta de Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería (GDF, 2002a) también considera cinco niveles del daño (ver sección 11.9)

Tabla 11.2 Criterios para determinar el grado de daño de muros de mampostería después de un sismo

Grado	Estado de daño
I	Grietas pequeñas, difícilmente visibles sobre la superficie del muro. Grietas mínimas en castillos y dalas de confinamiento. Grietas con anchuras menores que 0,2 mm.
II	Grietas claramente visibles sobre la superficie del muro, con anchuras entre 0,2 y 1 mm.
III	Inicio de la formación de agrietamiento diagonal en muros confinados con castillos y dalas. Grietas grandes en la superficie del muro, con anchuras entre 1 y 3 mm.
IV	Agrietamiento diagonal en muros confinados con castillos y dalas, o en muros de relleno ligados a marcos; grietas con anchuras mayores que 3 mm. Inicio de la formación de agrietamiento diagonal en muros sin castillos y dalas.
V	Desprendimiento de partes de piezas. Aplastamiento local de la mampostería. Prolongación del agrietamiento diagonal en castillos o en dalas (anchuras de grietas superiores a 1 mm). Agrietamiento diagonal en muros sin castillos y dalas. Deformación, inclinación horizontal o vertical apreciable del muro.

Es importante tener en mente que el coeficiente de variación de la anchura de las grietas en estructuras de mampostería es del orden del 40 por ciento; esto significa que la anchura máxima puede ser hasta del doble de la anchura media en un solo elemento.

Con objeto de entender el comportamiento de la estructura, el diseñador debe registrar:

- patrón de grietas (horizontal, vertical, inclinado, ...)
- longitud
- anchura (uniforme o variable uniformemente)
- profundidad (indicar si pasa a través de recubrimiento)
- edad.



Figura 11.1 Comparador plástico de grietas o grietómetro

La manera más sencilla para medir la anchura es mediante la comparación de la grieta con marcas de diferentes anchuras pintadas en láminas plásticas (llamado comparador de grietas o *grietómetro*). Las mediciones se mejoran en precisión si se usan lentes de aumento. Para mediciones más precisas aún, o bien de largo plazo, es conveniente recurrir a transductores de desplazamientos (de corriente directa o alterna) conectados a equipos electrónicos de captura de información.

Un aspecto crucial en la evaluación de una estructura de mampostería es determinar si la grieta está activa o es pasiva. Las activas manifiestan deslizamientos y anchuras mayores; mientras que las pasivas no cambian ni en anchura ni longitud. Existen tres métodos para detectar los movimientos de las grietas:

- Mediciones periódicas con ayuda de las láminas plásticas señaladas (Fig. 11.1). Las mediciones se hacen sobre una misma grieta y en tres o cuatro lugares seleccionados con anterioridad.
- Testigos de yeso. Conviene usar agua caliente para acelerar el fraguado del yeso y registrar la fecha de colocación. Es importante tener cuidado que el testigo no se agriete por contracción del yeso.
- Monitores plásticos de grietas. Se trata de dos piezas plásticas

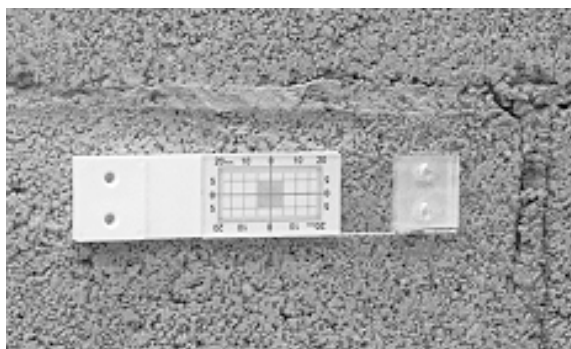


Figura 11.2 Monitor plástico de abertura de grietas

que se adhieren una en cada lado de la grieta de interés (Fig. 11.2). La pieza de plástico translúcido tiene marcado un par de ejes ortogonales; la de plástico opaco, que se coloca por debajo de la anterior, tiene marcada una cuadrícula graduada. El monitor se instala tal que los ejes ortogonales coincidan con el cero de la cuadrícula graduada. Las piezas se pueden desplazar relativamente sin restricción. Conforme la grieta se mueve, los ejes ortogonales marcan la magnitud de desplazamiento en sentido vertical y horizontal.

A continuación se presentan algunas causas de agrietamiento de mampostería (Figs. 11.3 y 11.4) (Suprenant y Schuller, 1994).

Lugar: **muros diafragma en marcos estructurales**

Tipo de grieta: verticales en el centro del muro, siendo de mayor anchura en la parte media (Fig. 11.3)

Causa: restricción al movimiento vertical de la parte superior e inferior de los muros.

Tipo de grieta: en escalera, partiendo de las esquinas inferiores y con anchura constante (Fig. 11.4)

Causa: el muro de mampostería es obligado a bajar debido a la flexión de vigas superior e inferior.

Tipo de grieta: verticales e inclinadas en la parte inferior del muro, siendo de mayor anchura en la parte más baja

Causa: la viga superior se ha flechado más que la inferior, aplicando al muro esfuerzos de compresión.

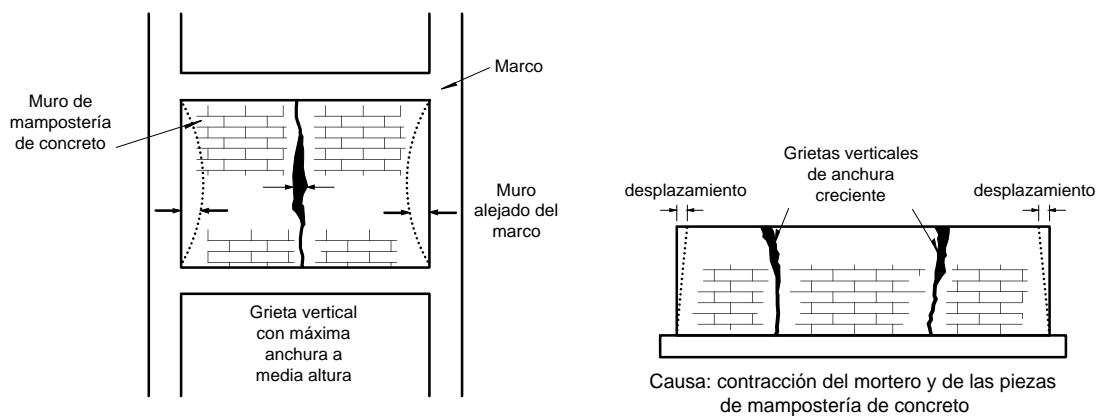


Figura 11.3 Consecuencias de la contracción del mortero y de las piezas de concreto

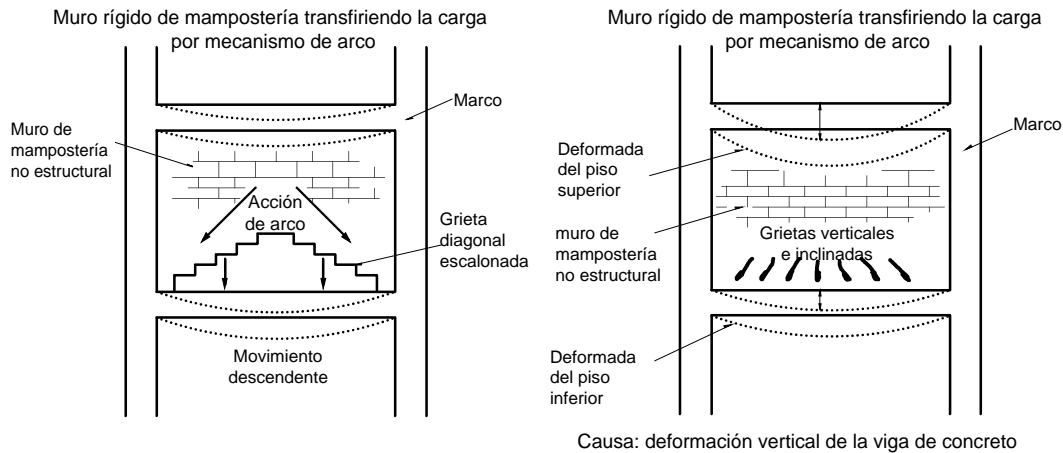


Figura 11.4 Consecuencias de una deformación vertical excesiva en las vigas

Lugar: **juntas de mortero**

Tipo de grieta: verticales y horizontales, con anchura constante en juntas de mortero de gran espesor

Causa: contracción por secado debido al alto contenido de cemento que tiene el mortero empleado en juntas anchas con un contenido de agua y cal menor que el normal.

Tipo de grieta: verticales y horizontales de anchura constante

Causa: movimiento relativo entre piezas y mortero; generalmente, asociado a cambios térmicos.

Tipo de grieta: horizontales y verticales

Causa: pandeo de la escalerilla (o acero de refuerzo en la junta) debido a movimientos de muros adyacentes, lo que provoca agrietamientos y desconchamientos del mortero.

Tipo de grietas: varios

Causa: deterioro de la adherencia debido a agentes químicos o a limpieza de mampostería con ácidos.

Lugar: **pieza desconchada**

Tipo de grieta: horizontales y verticales de anchura constante en lugares con ciclos de congelación y deshielo

Causas: la expansión volumétrica del agua cuando se congela (9 por ciento) produce tensiones que se traducen en grietas y desconchamiento de las piezas.

Tipo de grietas: de anchura constante y desconchamiento de piezas en zonas húmedas de edificios

Causas: cristalización de sales solubles en la mampostería que producen expansiones internas. Este fenómeno ocurre cuando se han aplicado selladores a los muros que, aunque permiten el paso de vapor de agua, impiden la salida de las sales.

Lugar: **bloques de concreto**

Tipo de grieta: anchura constante en bloques y juntas de mortero

Causa: contracción por secado de bloques de concreto, o bien por secado de los bloques que fueron colocados mojados.

Lugar: **varios**

Tipo de grieta: de varias anchuras en piezas y juntas

Causa: el agua que permea por los muros puede causar asentamientos diferenciales y deterioro en los materiales adyacentes.

Lugar: **juntas de expansión**

Tipo de grieta: verticales con anchura constante entre juntas de expansión o cerca de ellas

Causa: pocas juntas de expansión que obligan al sellador a salir y a agrietar la mampostería.

Lugar: **muros sobre cimentaciones o losas**

Tipo de grieta: horizontales con anchura constante cerca de la parte inferior de los muros

Causa: los muros sobre cimentaciones de concreto se expanden mientras que la cimentación (losa) se contrae.

Tipo de grieta: verticales con anchura variable, mayor en la parte superior y partiendo del fondo del muro

Causa: asentamiento de las esquinas de la cimentación (losa) o levantamiento del suelo cerca del centro del muro.

Tipo de grieta: diagonales escalonadas a partir de la esquina de aberturas de puertas o ventanas, con anchura mayor cerca de la abertura

Causa: asentamiento del centro de la cimentación (losa) o levantamiento del suelo en los extremos del muro.

Tipo de grieta: diagonales escalonadas en ambas esquinas de aberturas, siendo menor cerca de la abertura

Causa: asentamiento de un extremo del muro.

Lugar: **cerca de combinaciones de piezas claras y oscuras (cocidas de manera distinta) o de diferentes materiales en el mismo muro**

Tipo de grieta: horizontales y verticales de anchura constante

Causa: diferentes coeficientes de expansión térmica entre piezas claras y oscuras, o entre piezas de diferente material, lo que produce deformaciones relativas y agrietamiento.

Lugar: **cerca de árboles**

Tipo de grieta: anchura y tipos variables, cerca de cimentaciones

Causa: movimiento de la cimentación debido a las raíces de los árboles. En suelos arcillosos, los árboles pueden secar el suelo, provocando asentamiento de la cimentación.

Lugar: **edificios cercanos a obras**

Tipo de grieta: anchura y tipos variables. cerca de cimentaciones

Causa: aumento en la profundidad del nivel freático debido a la construcción, lo que se traduce en consolidación del

suelo y, consecuentemente, en asentamiento de los edificios vecinos.

Tipo de grieta: varios tipos, tamaños y localización

Causa: hincado de pilotes, explosiones o impactos similares.

Lugar: **parapetos**

Tipo de grieta: verticales y horizontales con anchura constante

Causa: a) Diferentes niveles de absorción y expansión térmica al estar expuestos a mayores cambios climáticos que los muros inferiores. b) Reducida o nula restricción fuera del plano.

11.3.6 CRITERIO DE SEGURIDAD DE LA REHABILITACIÓN

En términos generales, existen dos tipos de intervenciones o rehabilitaciones, dirigidas a: 1) mejorar el comportamiento de la estructura; 2) reparar la estructura dañada y, si es necesario, reforzarla con objeto de mejorar las características de su desempeño. En cualquiera de estos casos, es necesario que el dueño/usuario del edificio definan, conjuntamente con el diseñador, el nivel de desempeño que esperan de su estructura ante las acciones de diseño. De acuerdo con esto, corresponderá al diseñador seleccionar los criterios, sistemas estructurales y métodos de rehabilitación apropiados, dimensionar y detallar la estructura, así como el de los elementos no estructurales y su contenido; al constructor, asegurar y controlar la calidad durante la construcción; y al dueño, mantener la estructura a largo plazo. Todo esto buscando que, a niveles especificados de acciones, la estructura no se dañará más allá de ciertos estados límite u otros estados de funcionamiento.

La rehabilitación es obligatoria en aquellos casos en que se añaden nuevas áreas útiles a la estructura, cuando las cargas gravitacionales se incrementan en más de un 20 por ciento, cuando se altera el sistema estructural, o cuando hay daños de consideración. Toda rehabilitación mayor requiere evaluar la seguridad estructural.

Si la rehabilitación se hace fundamentalmente por la alta vulnerabilidad ante sismos, en teoría, para un período de retorno dado, y si la vida útil remanente de una estructura es menor que la de una nueva (generalmente de 50 años), se puede usar un valor de aceleración esperada del terreno más bajo para una misma probabilidad de falla. Normalmente, los valores de diseño para las acciones no sísmicas no se reducen, aun para los casos de vida útil remanente corta.

El enfoque adoptado por los reglamentos de construcción del país no permite aún escoger libremente los niveles de desempeño aludidos arriba, ni reducir los valores de diseño sísmico en función de la vida útil remanente; por el contrario, establece estados límite y prescribe requisitos que deben ser satisfechos. En lo que sigue en esta sección se hará referencia al uso de los reglamentos vigentes para verificar la seguridad estructural. Los requisitos sobre evaluación y rehabilitación de la propuesta de NTCM se presentan en 11.9.

Para determinar la seguridad estructural del edificio existente y, poder así determinar la conveniencia de rehabilitar una estructura, se sugiere seguir los métodos de análisis simplificado y el estático equivalente, ya que la mayoría de las estructuras de mampostería son de baja altura y de relativa simple estructuración. Estos métodos pueden ser consultados con detalle en Bazán y Meli (1998).

Para el análisis estructural, se pueden usar modelos de paneles o de columna ancha. Los muros perforados se pueden modelar suponiendo que las porciones horizontales, arriba y debajo de las aberturas, son infinitamente rígidas y resistentes, de modo que los desplazamientos se concentren en los pilares intermedios. Otra opción es emplear modelos de puntales y tensores. En estos modelos, los tensores resisten tensiones a través de barras de acero, y los puntales, compresiones en el plano del muro de mampostería. La inclinación y magnitud de los puntales en la mampostería dependerán de la magnitud relativa de las cargas verticales y laterales.

En todos los casos, se debe prestar atención a los cambios de rigidez que pueda sufrir la estructura, ya que de ellos dependerá la distribución de elementos mecánicos obtenidos de análisis elásticos. De especial importancia tiene el cálculo del período fundamental de vibración para diseño sísmico. Dada la incertidumbre asociada al cálculo de este parámetro, es frecuente que se deba obtener el intervalo de períodos más probable y se analice la estructura para los extremos. Asimismo, en el análisis se debe considerar cualquier modificación en las capacidades de deformación y disipación de energía que haya sufrido la estructura por daño, o que pueda experimentar por la rehabilitación, para seleccionar el factor de comportamiento sísmico con base en la reglamentación local, o bien, a partir de ensayos de laboratorio disponibles.

Recientemente se ha puesto en boga el uso de análisis estáticos no lineales, en los cuales se mantienen constantes las cargas verticales y se incrementan gradualmente las cargas horizontales. La distribución de éstas en la altura del edificio puede seguir la sugerida en los reglamentos de construcción (generalmente lineal) o bien la correspondiente al modo fundamental de vibración. En este último caso, es obvio que se necesita obtenerla con un análisis dinámico. Conforme se incrementan las cargas, se debe corregir la rigidez de la estructura según una ley de deterioro supuesta. Con esta técnica, se pueden identificar los modos de falla más probables que puede exhibir la estructura; es usual suponer que el comportamiento de la mampostería dominado por tensión diagonal sea elasto-frágil, mientras que si la flexión controla, el modelo sea elasto-plástico

perfecto. Comparando la resistencia de entrepiso con el cortante actuante se obtiene una idea de la calidad del desempeño de la estructura.

Otro método para identificar la necesidad de rehabilitar, e incluso, para especificar niveles de diseño, se apoya en la densidad de muros, definida como la suma de áreas transversales de muros en la dirección en estudio dividida por el área de la planta del edificio. Este valor se puede relacionar con las demandas de resistencia y rigidez que establecen los reglamentos locales. Su mayor uso está cuando se necesita una evaluación global rápida. En el cálculo se deben tomar en consideración la edad del edificio, distribución de la rigidez y masa, interrupciones en las líneas de resistencia, sobrerresistencias y su distribución, daños previos, entre otros.

En raras ocasiones, sobretodo cuando la estructura sea de un valor histórico o estético sobresaliente, se justifican análisis no lineales de tipo dinámico.

Aunque puede resultar obvio, los coeficientes de diseño sísmico empleados deben ser consistentes con el peligro sísmico de la zona. Resultaría erróneo, incluso del lado de la inseguridad, considerar valores como los de la ciudad de México, en zonas de la costa del Pacífico mexicano. Por tanto, se deben adoptar los señalados en los reglamentos locales, cuando estén actualizados, o bien los señalados en el Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad (CFE, 1993). Incluso, en algunas situaciones, será necesario determinar para el sitio en estudio los valores de las demandas para un periodo de retorno dado. Siguiendo un razonamiento similar, se puede llegar a recomendar el uso de valores de diseño de las propiedades mecánicas de los materiales que estén basados en pruebas y estadísticas de los materiales locales, y no de los materiales de otros lugares.

Por lo general, en las revisiones de la estructura existente, y en el diseño de las opciones de rehabilitación, se emplean los mismos factores de seguridad parcial (de carga y de reducción de resistencia) que para edificios nuevos. En particular, es justificable usar valores de los factores de reducción de resistencia iguales si los planos ejecutivos y las memorias de la estructura existente son confiables, si no hay evidencia de propiedades inadecuadas o alteradas de los materiales, o si, mediante ensayos no destructivos, se verifican las hipótesis anteriores. En caso de estructuras dañadas, los valores de los factores de reducción de resistencia pueden ser menores, de manera de considerar los efectos que el daño tiene en la resistencia remanente del elemento. Sin embargo, a la fecha, no existen estudios que aborden la problemática de determinar factores de resistencia para elementos dañados.

11.3.7 TOMA DE DECISIONES SOBRE UNA REHABILITACIÓN

11.3.7.1 Medidas a tomar después de un sismo

Inmediatamente después de un sismo, se deben tomar ciertas medidas rápidamente; en particular, se debe considerar la ocurrencia de réplicas que puedan dañar más la estructura, o incluso precipitar su colapso parcial o total. El tipo de medidas depende, obviamente, del nivel de daño observado.

Si la estructura no presenta daño o sólo exhibe daños ligeros, no es necesario hacer nada. El paso y uso de la estructura estará permitido. Si el daño es tal que afecta la resistencia del edificio a cargas laterales, se debe restringir el acceso mientras se realiza una evaluación más detallada; sin embargo, es recomendable considerar un apuntalamiento de emergencia. Por último, si el nivel de daño es alto u ocurrieron colapsos parciales, se debe prohibir el acceso al edificio y restringirlo a zonas adyacentes. Las zonas en pie del edificio se deben apuntalar.

Entre las medidas que se puede adoptar para apuntalamiento de emergencia están los apoyos verticales, horizontales, arriostramiento diagonal, tensores, colocación rápida de concreto en columnas muy dañadas empleando cimbras hechizas, retirar el material desprendido, reducir cargas en la estructura, entre otras.

11.3.7.2 Criterios para rehabilitar una estructura

Una vez que, de la evaluación, se ha concluido que es necesario rehabilitar, la decisión se debe centrar en minimizar la intervención y optimar los costos globales. La intervención debe considerar, entre otros:

- costos, tanto iniciales como de largo plazo
- durabilidad de los elementos originales, de los nuevos y de las juntas entre ellos
- mano de obra y equipos disponibles
- necesidad de mantener ocupado el edificio mientras se realizan los trabajos de rehabilitación
- estética
- conservación del carácter histórico
- duración de la construcción.

La selección del tipo, la técnica, la extensión y urgencia de la rehabilitación dependen de la información de la estructura conseguida durante la evaluación. En términos generales:

- los edificios con irregularidades importantes, tanto en rigidez como en sobrerresistencias, deben rehabilitarse buscando disminuirlas o eliminarlas
- si el edificio posee elementos no estructurales vulnerables a los desplazamientos esperados de la estructura, se recomienda incrementar la rigidez de manera apreciable
- se deben satisfacer todos los requisitos que sobre la resistencia marcan los reglamentos locales; se debe buscar el mínimo de modificaciones de las rigideces locales y el máximo incremento posible de la ductilidad local disponible en la estructura
- conviene calcular los cocientes de resistencia remanentes (como la razón entre la resistencia remanente y la resistencia original de un elemento o región crítica); estos cocientes pueden servir de guías para priorizar los trabajos de rehabilitación.

11.3.7.3 Tipos de intervención en un edificio

Siguiendo las recomendaciones señaladas antes, la intervención puede ser uno o la combinación de los siguientes tipos:

- no intervenir, a menos que se tengan que corregir algunos problemas de durabilidad
- reducir la masa o restringir el uso del edificio
- modificar el sistema estructural, mejorando la configuración y los elementos
- adicionar nuevos elementos estructurales (por ejemplo, nuevas dadas de cerramiento sobre los muros)
- modificar local o globalmente los elementos con y sin daño
- reemplazar los elementos inadecuados o severamente dañados
- redistribuir los efectos de las acciones (por ejemplo, renivelando una estructura)
- colocar elementos de control
- demoler total o parcialmente la estructura.

11.3.7.4 Algoritmo del diseño de una rehabilitación

Se recomienda seguir los siguientes pasos:

1. Diseño conceptual, que involucra:

- seleccionar, justificadamente, las técnicas, materiales y morfología de la rehabilitación
- estimar las dimensiones de los elementos estructurales adicionales

- estimar la rigidez modificada de los elementos rehabilitados
- estimar un factor de comportamiento sísmico.

2. Análisis, que incluye:

- calcular las acciones verticales y sísmicas
- seleccionar modificaciones a los factores parciales de seguridad
- determinar los cambios en los efectos de las acciones, debido a las rigideces modificadas
- evaluar la compatibilidad de deformaciones entre los elementos de la estructura original y los elementos rehabilitados o adicionales.

3. Verificar:

- la selección del modelo de comportamiento de los elementos rehabilitados
- el cálculo de las resistencias
- la selección de factores de reducción de resistencia
- que las desigualdades de seguridad (en términos de resistencia, rigidez, capacidades de deformación y disipación de energía) se satisfagan ante acciones normales y sísmicas, en los estados límite (o niveles de desempeño) de interés
- que el factor de comportamiento sísmico sea adecuado.

11.4 TÉCNICAS DE EVALUACIÓN Y ENSAYES EN EL SITIO DE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA

A continuación, se describirán algunos de los principales métodos para evaluar la mampostería (Suprenant y Schuller, 1994). No todos los métodos son no destructivos; algunos requieren la extracción o remoción de probetas. Otros dejan manchas de grasa, agujeros u otras marcas que pueden ser no aceptables desde un punto de vista estético o arquitectónico.

La extracción de algunas probetas, como corazones, usualmente requiere de agua para enfriar la broca durante el barrenado. Esta agua puede dañar los acabados interiores y exteriores. Por otro lado, algunas pruebas pueden producir polvo, ruido, radiación y cascajo. Para algunos métodos de prueba es indispensable contar con energía eléctrica, gas, aire comprimido, accesos especiales, andamios, equipos de izaje, y otros.

Con algunos métodos se mide directamente la resistencia; algunos otros requieren de correlaciones con pilas o corazones para estimar la resistencia. Algunos más, como el martillo de rebote (o de Schmidt) y pruebas de penetración, son útiles para indicar la uniformidad de la mampostería. En la tabla 11.3 se presenta la aplicabilidad de algunos de los métodos que serán discutidos. En lo

que sigue se discuten las ventajas y desventajas de los métodos en cuanto a su aplicación en mampostería; en términos generales, se puede considerar que éstas son las mismas para concreto.

Tabla 11.3 Aplicabilidad de los métodos de evaluación y ensayos en sitio

Condición	Método de prueba																		
	Inspección visual	Martillo de rebote	Extracción	Barrenado	Penetración	Ensayes a corte	Corazones	Adherencia mortero-pieza	Gatos planos	Velocidad de pulso	Impacto eco	Magnético	Radiografías	Termografía infrarroja	Microondas	Resistividad de la mampostería	Potencial de corrosión	Petrografía	Pruebas de carga
Resistencia de las piezas															X				
Resistencia en el plano		X	X		X	X	X	X	X	X	X								X
Uniformidad en el plano	X	X	X	X	X				X	X									
Deformabilidad en el plano									X										X
Nivel de esfuerzos en el plano									X										
Localización de grietas	X								X	X		X							
Movimiento de grietas	X																		
Desempeño ante carga																			X
Tamaño de barra, localización y recubrimiento												X	X	X					
Localización de anclas												X	X	X					
Vacios en mortero fluido	X									X	X		X	X					
Vacios en la mampostería	X									X	X		X	X					
Corrosión del acero de refuerzo	X													X		X			
Problemas de durabilidad	X									X	X			X				X	

11.4.1 INSPECCIÓN VISUAL

Consiste en la inspección de grietas, de los efectos de intemperismo, deterioro del mortero, corrosión, eflorescencia y otros defectos que pueden ser detectados mediante la ayuda de lupas de baja potencia. En este método se incluyen mediciones de asentamientos diferenciales, así como el uso de equipos de fibra óptica para detectar grietas internas y vacíos.

11.4.2 MARTILLO DE REBOTE

Para determinar la uniformidad en la mampostería y para delimitar zonas de mampostería débil o de baja calidad se emplea un martillo de acero accionado por un resorte o bien un martillo colocado en un péndulo. Consiste en un pistón de

acero endurecido que es accionado por un resorte conectado a una masa (Fig. 11.5). La herramienta se coloca contra la superficie de mampostería y se descarga el resorte, empujando la masa contra la mampostería. La masa rebota de la superficie; la distancia de rebote es medida en una escala arbitraria. Existen varios tipos de martillo: el N, que es recomendable para piezas de arcilla, sin embargo, puede dañar las de concreto o las piezas de arcilla antiguas; el L, que es para piezas suaves; y el P (tipo pendular), que se emplea para juntas de mortero o materiales de baja resistencia. Los modelos más actualizados constan de registradores automáticos de las lecturas, sea mediante impresoras en papel o de memoria digital.



Figura 11.5 Martillo de rebote o esclerómetro

En general, la determinación de la dureza de la superficie se debe hacer lejos de orillas, aberturas, piezas desconchadas o agrietadas; en ocasiones, es necesario desbastar la superficie para obtener un plano liso. Es conveniente revisar la calibración del martillo regularmente, en particular si el uso del equipo es intensivo. Los fabricantes cuentan con dispositivos de calibración.

Las pruebas se deben realizar de modo que el martillo sea ortogonal a la superficie de la mampostería. Existen expresiones correctivas en caso de inclinaciones diferentes. Se recomienda practicar la prueba tres o cuatro veces en cada uno de los puntos de interés hasta que el valor medido se estabilice; entonces, se aplican 10 pruebas más sin retirar la punta del pistón de la mampostería.

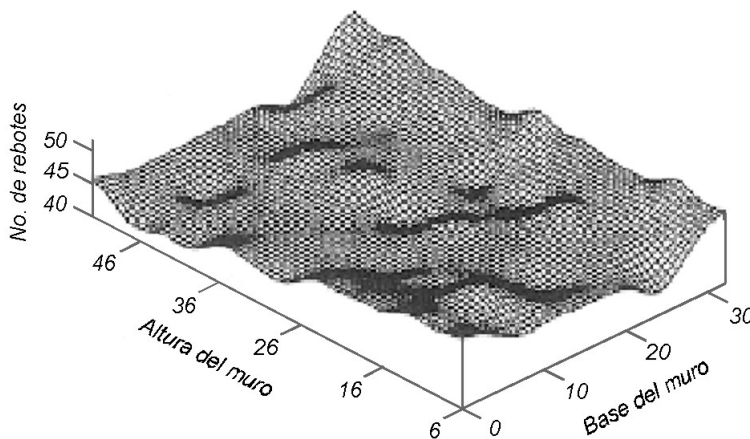


Figura 11.6 Ejemplo de aplicación del martillo de rebote para determinar la uniformidad de la superficie de un muro de mampostería

Se recomienda descartar las cinco mediciones con valores menores, buscando no considerar aquéllos afectados por inclinaciones del martillo u otras causas. El número de rebote se calcula como la media de las cinco lecturas mayores.

Las lecturas se pueden presentar en gráficas con isolíneas o líneas de igual valor. Este

tipo de gráficas es útil para identificar tendencias generales en la dureza superficial. La correlación entre el número de rebote y la resistencia de la mampostería a compresión es baja. Si se desea obtener este valor, es recomendable ejecutar ensayos destructivos para poder correlacionarla con el número de rebote.

El martillo de rebote permite conocer la condición general del material (Fig. 11.6), y sirve de base para evaluaciones más detalladas.

11.4.3 PRUEBAS DE EXTRACCIÓN

En ellas, se determina la resistencia a tensión o cortante de anclas o conectores instalados en mampostería. El ancla se instala mediante resinas epóxicas en la pieza o en la junta. La fuerza medida se puede relacionar con otras pruebas que estiman la resistencia a tensión, pero también se pueden emplear para evaluar la uniformidad del material. Las pruebas de extracción se pueden usar para evaluar la adecuada instalación de conectores.

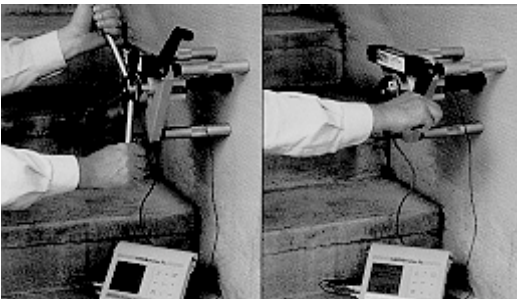


Figura 11.7 Equipo para la prueba de extracción de conectores

La resistencia a la extracción del conector se mide de la fuerza aplicada en el extremo libre del conector, ya sea de tensión directa (Fig. 11.7), de corte (perpendicular al eje del conector) o combinada tensión-cortante, según la función del conector. Esta prueba se puede usar para validar un criterio de comportamiento basado en niveles de desplazamiento del conector. Así, la fuerza necesaria para que el conector alcance el desplazamiento señalado se considera como la resistencia última. Este enfoque

ofrece la ventaja de que el daño en la mampostería es nulo o muy reducido, pero de fácil reparación.

La prueba de extracción se puede usar como índice de las variaciones de las propiedades de los materiales. El uso de este método para medir directamente las resistencias a compresión, tensión o cortante ha sido poco promisorio; las correlaciones han sido muy variables (Suprenant y Schuller, 1994).

Las pruebas de extracción son ligeramente destructivas y dejan marcas de forma de cono y grietas que deben ser reparadas si la apariencia es importante (Fig. 11.8). Además, dan información sobre las propiedades locales exteriores de las piezas y mortero, pero no dan datos sobre la condición del interior de la mampostería.

La mayor ventaja del método es para ejecutar pruebas de carga de conectores existentes o instalados en la mampostería. Los detalles sobre el método de prueba se pueden consultar en la norma ASTM E 488-90 "Métodos de

prueba para determinar la resistencia de anclas en elementos de concreto y mampostería”.

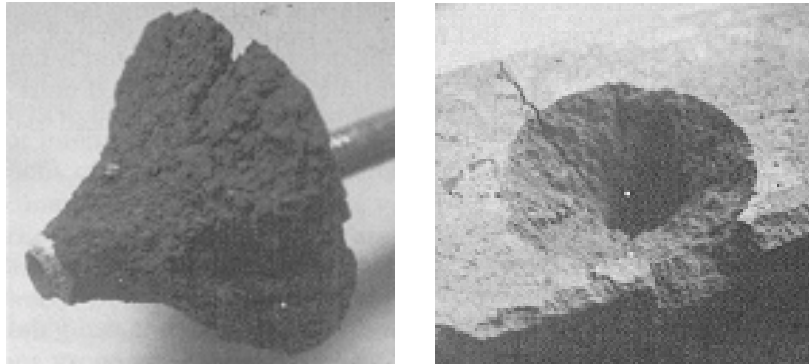


Figura 11.8 Falla típica de extracción de un conector embebido en mampostería. La fuerza de extracción y el cono de mampostería formado son indicadores de la resistencia de la misma

11.4.4 BARRENADO

En este método se mide la energía consumida para perforar una junta de mortero con una broca. Se usa para determinar la uniformidad de las juntas, así como para identificar áreas de mortero deteriorado.

11.4.5 PRUEBA DE PENETRACIÓN

Se determina la resistencia de conectores o probetas de acero a penetrar en la mampostería. Sirve para conocer la uniformidad de las piezas y las juntas.

La profundidad de penetración es afectada por la resistencia, rigidez y densidad del material que rodea la zona, así como por la deformación elástica de la masa contra la que las probetas son disparadas. Estas pruebas parecen ser más útiles para determinar la resistencia del mortero que la resistencia a compresión de la mampostería.

El equipo, comercialmente disponible, es compacto y portátil; consiste en un aparato con forma de pistola que dirige una carga (empuje neumático producido con un cartucho de pólvora o bien resultado de un resorte comprimido) contra el espécimen en estudio. El equipo usado para concreto reforzado se puede usar para mampostería; solamente se han modificado las probetas de acero. El equipo consta de un dispositivo de seguridad para evitar que se dispare si no se presiona firmemente contra la superficie de mampostería.

El equipo consta de dos niveles de potencia: el bajo, para mortero y piezas suaves con resistencias a la compresión esperadas de 14 MPa (140 kg/cm²), y el alto, para piezas de arcilla y mampostería con huecos rellenos con mortero.

La probeta consta de un cilindro de acero endurecido de 6,4 mm de diámetro dentro de una funda plástica. La penetración se mide con un micrómetro con precisión de 0,02 mm.

Es necesario usar protección en la cara y ojos cuando se opere la herramienta, ya que es frecuente que la superficie de la mampostería se desconche.

Es importante que la prueba se ejecute sobre partes sólidas de piezas, y no sobre las paredes de alvéolos. La superficie debe ser relativamente lisa, de modo que pueda asentar la pistola adecuadamente. El número de ensayos depende del tamaño de la zona bajo evaluación. Para concreto se considera que una prueba está compuesta de la media de la penetración de tres sondas o de seis conectores. Las sondas se deben separar al menos 180 mm, mientras que los conectores entre 50 y 150 mm.

Una vez que ha penetrado la sonda, se debe revisar, con un martillo, que no haya quedado suelta. Se deben descartar las sueltas o las que no fueron instaladas perpendicularmente a la superficie. Para medir la profundidad de penetración, se deben retirar las sondas o conectores.

Evidentemente, las sondas de acero endurecido penetran más en materiales débiles, suaves o porosos que en aquéllos más duros y densos. Similarmente, penetran más en mampostería deteriorada que en sana. La interpretación de los resultados arroja áreas de materiales deteriorados o de baja calidad.

Ensayes de laboratorio muestran correlaciones con la resistencia a la compresión que varían entre 0,6 a 0,95 (Suprenant y Schuller, 1994)

11.4.6 ENSAYES A CORTE EN EL PLANO DE PIEZAS Y ELEMENTOS

Es uno de los métodos más aceptados para determinar la resistencia a cortante de la mampostería. En él, se mide la resistencia a la fuerza cortante rasante de una junta de mortero, desplazando horizontalmente una pieza de mampostería con un gato hidráulico (o bien con un gato plano), figura 11.9.

Este método se ha hecho obligatorio en varias municipalidades del estado de California, EUA, para ayudar a determinar la resistencia sísmica de edificios de mampostería simple. No obstante, los resultados de la prueba no deben interpretarse como valores absolutos de la resistencia al corte de la mampostería.

La resistencia al corte obtenida se puede extrapolar a la de todo el elemento de mampostería, debido a que el modo de falla es similar: agrietamiento siguiendo las juntas de mortero ya que la resistencia a la adherencia del mortero es menor que la de tensión de las piezas. La resistencia obtenida de esta prueba no debe emplearse para predecir la capacidad de resistir cargas laterales de muros esbeltos, cuya falla es gobernada por flexión, ni en muros cuya falla por tensión diagonal esté caracterizada por grietas inclinadas a través de piezas y juntas, indistintamente.

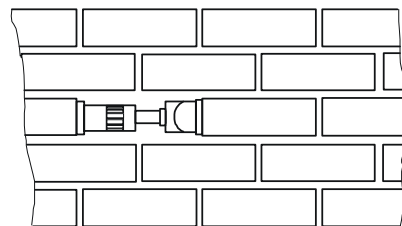


Figura 11.9 Ensayo de corte en el sitio

El equipo requerido para esta prueba es simple: un taladro y brocas para retirar el mortero, cinceles y martillos, un gato hidráulico calibrado, bomba hidráulica manual con manómetro de carátula, placas de acero de 12 mm de espesor, rótula para aplicar la carga, laines y equipo de protección. En lugar de un manómetro de carátula, se puede usar una celda de carga o un manómetro electrónico. En ocasiones, es conveniente medir el desplazamiento de la pieza cargada mediante un transductor de desplazamiento.

La mayor parte de las normas establecen que se practique una prueba por cada 150 m² de superficie de muro y al menos una por muro o eje de muros resistiendo la carga lateral. El número mínimo de pruebas en una estructura es de ocho.

La prueba se debe hacer en lugares representativos de las características de los materiales, calidad de la mano de obra, intemperismo y deterioro. Se deben evitar las piezas rotas, o lugares donde las juntas no sean paralelas, ya que los resultados no serían representativos.

Se debe retirar una pieza, en donde se alojará el gato hidráulico, teniendo cuidado en remover el mortero superior e inferior que queda adherido en ese hueco, así como el mortero de la junta vertical en el extremo hacia donde se moverá la pieza cargada. Una vez colocado el gato en el hueco creado, se alinea y se instala una placa de 12 mm entre éste y la pieza por cargar; se recomienda instalar adicionalmente una rótula de acero para evitar cargas concentradas por imprecisión en la alineación del gato hidráulico.

Como alternativa al gato hidráulico de tipo cilíndrico, se puede usar un gato plano instalado en la junta vertical. Ofrece la ventaja de que se requiere menos trabajo de preparación del ensaye y de restitución del muro, ya que no se retira ninguna pieza completa. Sin embargo, tiene el inconveniente de que es difícil y costoso construir gatos planos de distintos tamaños para aplicaciones varias, así como de que la deformabilidad del gato es limitada.

En las pruebas de corte, la resistencia se define como la carga asociada al primer deslizamiento de la pieza respecto al mortero. Para poderla determinar de

manera confiable, es conveniente colocar transductores de desplazamiento (mecánicos o electrónicos). En ocasiones, el mortero se dilata (aumento de volumen), promoviendo un trabajo de cuña sobre la pieza y, por tanto, aumentando la resistencia al deslizamiento de la pieza. Este incremento es ficticio, de ahí que convenga obtener la curva carga-desplazamiento de todo el ensaye. El cambio de pendiente de la curva estará asociada al primer deslizamiento de la pieza.

Una variable que afecta de modo definitivo la resistencia es la magnitud del esfuerzo normal que obra sobre la junta. Es conveniente registrar la magnitud de este esfuerzo, ya sea estimado mediante bajada de cargas convencional, o, mejor aún, medido con técnica de gatos planos (ver 11.4.9).

La resistencia de la junta de mortero se calcula como el cociente de la carga aplicada al primer deslizamiento y el área total de las juntas superior e inferior ensayadas. De los resultados de esta prueba, se debe calcular, a su vez, el valor asociado al percentil indicado en las normas de diseño de la localidad⁴. Es usual obtener resultados con coeficientes de variación de entre 20 y 30 por ciento.

En ocasiones, se hace uso de la técnica de gatos planos para controlar la magnitud del esfuerzo normal que obra sobre la pieza. Este método elimina las incertidumbres sobre el esfuerzo normal existente y ofrece la oportunidad de determinar la relación entre el desempeño a cortante y el esfuerzo normal. En este método, los gatos planos para esfuerzo normal se colocan horizontalmente y separados entre sí por cinco hiladas, de modo que la pieza por cargar horizontalmente quede a la mitad. Se obtienen mejores resultados si se usa un gato plano para desplazar la pieza horizontalmente, ya que el retiro de la pieza en la otra modalidad produce concentraciones de esfuerzos normales en las esquinas del hueco. Para un esfuerzo normal dado, se aplica presión al gato plano vertical hasta que se desplace la pieza; en ese momento, se incrementa el esfuerzo vertical y se repite la prueba.

El análisis de la información se hace suponiendo un modelo de comportamiento de tipo Mohr-Coulomb. Así, en el plano esfuerzo cortante - esfuerzo normal se ajusta una línea recta que representa la superficie de falla. La pendiente de esta línea recta es el coeficiente de fricción, μ .

En ocasiones, las pruebas de corte en el sitio de piezas y de corazones no dan la suficiente información acerca del comportamiento a cortante de la mampostería; en particular, la razón obedece a la dificultad de extrapolar las características de comportamiento de especímenes pequeños a una estructura a escala real. En estos casos resulta indispensable el ensayo, en el sitio, de elementos de mampostería que forman parte de una estructura. De este modo, se pretende reproducir el complejo estado de esfuerzos que obran sobre un material no homogéneo y anisótropo, como es la mampostería.

⁴ Para el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal este percentil es el 98; es decir, la resistencia será tal que tenga una probabilidad del 98 por ciento de ser igual o exceder a la resistencia especificada (de diseño).

Los ensayos en el sitio se practican sobre elementos que han sido aislados, de modo de simular las acciones sísmicas y de viento, aplicando las cargas laterales mediante gatos hidráulicos (Fig. 11.10). Este tipo de ensayos requiere retirar la mampostería alrededor de la probeta, así como contar con gatos y bombas hidráulicas de tamaño y capacidad adecuados, y con transductores de carga y desplazamiento. En particular interesa medir la carga lateral aplicada, las deformaciones horizontales y las deformaciones diagonales. Por su complejidad y tamaño, las pruebas deben efectuarse bajo una estricta planeación y alto nivel de seguridad. Una regla que debe seguirse es ensayar el espécimen más pequeño posible, pero que sea lo suficientemente grande para ser representativo. Se deben evitar las pruebas en elementos críticos para la estabilidad a cargas verticales de la estructura.

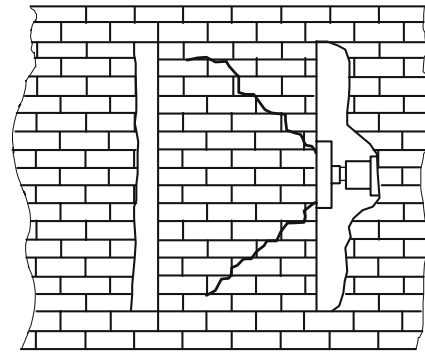


Figura 11.10 Prueba de corte en el sitio sobre una porción de un muro de mampostería

Un aspecto relevante de los especímenes por ensayar es la relación de aspecto (altura entre longitud): para altas relaciones de aspecto, es decir muros esbeltos, el comportamiento está controlado por deformaciones de flexión o por cabeceo, mientras que en muros robustos es más probable la falla por tensión diagonal o cortante. Para muros que serán ensayados en voladizo se recomienda relaciones de aspecto de 1 a 1,5, mientras que para doblemente empotrados, se recomiendan valores de 2 a 3.

11.4.7 ENSAYE DE PROBETAS EXTRAÍDAS O CORAZONES

Se mide la resistencia a cortante-adherencia de las piezas y el mortero mediante el ensaye a compresión de corazones con diámetros cercanos a la longitud de una pieza (comúnmente se usan corazones de 200 mm de diámetro). Este método es útil cuando la prueba de empuje en el plano (ver 11.4.6) no es aplicable ya que el modo de falla esperado o registrado es por tensión diagonal de la mampostería. Los corazones se cargan diametralmente de modo que la línea de acción de la carga forme 15° con respecto a la junta diametral del corazón. Este método ha caído en un mayor desuso por la dificultad de obtener corazones inalterados en mamposterías con morteros débiles (comúnmente de cal); en estos casos, es recomendable seguir el método descrito en la sección anterior. La resistencia media a cortante se determina como el cociente de $P \cos \alpha$ y el área de la junta, donde P es la carga aplicada y α es el ángulo entre la junta diametral y la línea de acción de P .

Se recomienda que el número de corazones por extraer sea igual al número de pruebas de corte en el plano del muro. El método de ensaye de corazones se

ha aplicado en muros de mampostería de barro; no existe información suficiente de muros de bloques de concreto.

Las limitaciones más serias de la prueba son la afectación estética del edificio, la dificultad de obtener corazones en mamposterías débiles, así como elevados coeficientes de variación, incluso muy superiores al 30 por ciento.

En ocasiones, resulta conveniente extraer especímenes en forma de muretes para ser ensayados en compresión diagonal (Hasuda y otros, 1993). Los muretes se pueden ensayar siguiendo el método de prueba del proyecto de Norma Mexicana (ONNCCE, 2002b).

11.4.8 MEDICIÓN DE LA ADHERENCIA MORTERO-PIEZA

Mediante un sencillo aparato se aplican esfuerzos de flexión a la junta de mortero de modo de medir la adherencia mortero-pieza. Consta de una mordaza que se coloca sobre una pieza, y de una llave para aplicar el momento flexionante (Fig. 11.11). Debido a irregularidades en las caras de las piezas, se colocan láminas de neopreno entre la mordaza y la pieza. La carga se aplica hacia abajo con la llave (torquímetro): en realidad se aplica una carga axial y un momento flexionante con respecto al eje longitudinal de la pieza (y de la mordaza). El cálculo del esfuerzo máximo de tensión se hace aplicando la fórmula de la escuadría.

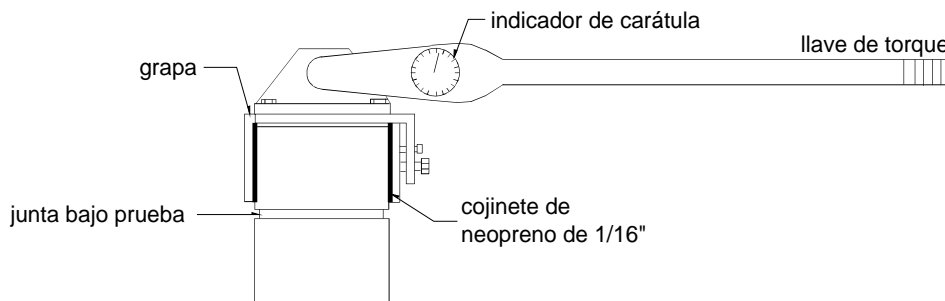


Figura 11.11 Aparato para la prueba de adherencia en el sitio

El ensaye requiere retirar las piezas arriba de la pieza por cargar, así como las juntas verticales en los costados de dicha pieza. Antes de retirar las juntas verticales, se recomienda precomprimir la pieza de modo de evitar dañar la adherencia con la vibración. La mordaza se fija a la pieza mediante tornillos con punta que se insertan en la pieza mediante alguna llave o pinza. Se recomienda que el torque de fijación de los tornillos a la pieza sea el mismo en todos los ensayos. Es indispensable que la carga vertical se aplique en el mismo lugar del torquímetro durante el ensaye, así como que se registre su ubicación ya que es indispensable para el cálculo de la adherencia. El plano de falla puede pasar por la interfaz pieza-mortero, a través de la pieza, o del mortero.

Puesto que la adherencia es afectada por varios factores, entre ellos la mano de obra y el ambiente, es necesario un amplio muestreo para obtener un nivel de confianza razonable de los resultados. Como mínimo, se deben ejecutar entre cinco y 10 pruebas por cada área por ser investigada.

11.4.9 GATOS PLANOS

La técnica de gatos planos permite medir el estado de esfuerzos a compresión en la mampostería mediante la colocación de un gato plano en una inserción practicada en la junta de mortero. Se aplica presión en el fluido hidráulico del gato hasta que se restituya la distancia original entre dos puntos, uno arriba y otro abajo de la inserción. Si se colocan dos gatos planos en inserciones paralelas, y se aplica presión en ellos, es posible obtener la curva esfuerzo-deformación de la mampostería. Se ha demostrado, experimental y analíticamente, que el efecto de redistribución de carga y las deformaciones no lineales están dentro de la precisión del método. Se ha estimado que el error en la determinación del estado de esfuerzos es de hasta 20 por ciento (Suprenant y Schuller, 1994).

Para la evaluación de la mampostería usando gatos planos se pueden usar las normas ASTM C 1196-91 y C 1197-91, en las cuales se dan los métodos de prueba para determinar, en sitio, el estado de esfuerzos y las propiedades de deformabilidad de la mampostería, respectivamente.

El estado de esfuerzos a compresión en la mampostería, inducido por cargas gravitacionales, cambio térmicos o por contracción de los materiales, se puede medir usando un gato plano. Ofrece la ventaja de que en el ensaye no existen hipótesis sobre los flujos de fuerzas u otros. Una limitación es que el estado de esfuerzos medido corresponde exclusivamente al de la hilada ensayada.

Para determinar la deformabilidad de la mampostería se usan dos gatos planos paralelos. Las deformaciones a compresión de la mampostería se miden mediante transductores de desplazamiento montados sobre la superficie del muro. No siempre es conveniente llevar a la resistencia a la mampostería, en particular cuando la importancia estructural o estética del elemento no lo justifica. Cuando así sea, se puede estimar la resistencia extrapolando la curva esfuerzo-deformación medida. Se ha demostrado que este método sobrestima el módulo de rigidez a compresión entre 15 y 20 por ciento, aunque proporciona una medida razonable del comportamiento a compresión de la mampostería.

Para la ejecución de los ensayes se requiere un taladro o disco para retirar el mortero, dos o más gatos planos, laines, bomba hidráulica con manómetro y mangueras, transductores de desplazamiento y equipo de seguridad industrial.

Para colocar los gatos planos, se requiere practicar una ranura en el mortero (Fig. 11.12). Para mampostería densa y de alta resistencia, se recomienda usar discos de diamante enfriados con agua; para mamposterías antiguas, es preferible barrenar el mortero en serie de modo de ir formando una ranura. Se deben evitar

los rotomartillos, ya que la vibración puede debilitar la adherencia de las juntas de mortero adyacentes. La ranura se debe limpiar de partículas antes de colocar el gato.

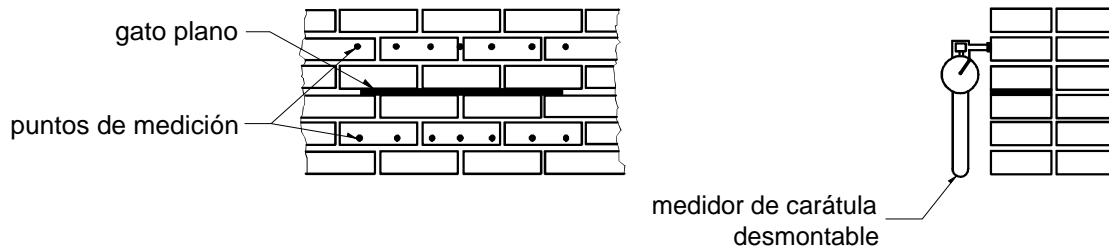


Figura 11.12 Dispositivo de prueba para la determinación in situ del estado de esfuerzos de compresión existente dentro de la mampostería

Los gatos planos pueden ser fabricados con cualquier forma y tamaño. Para determinar la deformabilidad de la mampostería, así como el estado de esfuerzos, se recomiendan gatos rectangulares, con longitud igual o superior a dos veces la longitud de la pieza. Se pueden usar gatos más pequeños, de forma semicircular, para ser insertados en cortes practicados con disco. Estos se deben usar solamente para medir el estado interno de esfuerzos. Los gatos planos se fabrican tal que su deformación sea proporcional con la presión del fluido hidráulico. Antes de su aplicación, se requiere calibrar el gato plano para obtener la relación entre la presión aplicada y el esfuerzo en la mampostería. Será necesario calibrar de nuevo el gato plano cuando se someta a deformaciones considerables.

Con objeto de facilitar la instalación y remoción del gato plano, se recomienda usar lanas metálicas de tamaño y forma similares a las del gato. Las lanas son necesarias porque si se cerrara la ranura sobre el gato y lo aplastara, cambiaría la constante de calibración y podría dañar al gato. Si se desea una transferencia de esfuerzos uniforme, es recomendable usar gatos adicionales que funcionen como lanas.

Para medir la deformación axial de la mampostería se deben usar transductores con una precisión de 0,005 mm. Esta precisión se puede mejorar si se usan instrumentos electrónicos.

En cuanto al lugar de aplicación de la prueba, se recomienda que sea en zonas alejadas de las aberturas, cambios de sección transversal u otras concentraciones de esfuerzos. Para obtener resultados consistentes y válidos, se deben evitar juntas irregulares, huecos de gran tamaño o número, o piezas rotas o agrietadas. Cuando interese evaluar la mampostería de muros de gran espesor conviene tener presente que las propiedades pueden variar en el espesor debido a que los materiales pueden ser distintos. Así, se deberá decidir sobre realizar la prueba, ya sea empleando gatos que cubran todo el espesor, o bien con gatos que abarquen las piezas que componen el exterior del muro.

Dada la variabilidad de los resultados, se recomienda que se practiquen entre tres y cinco pruebas en la zona de interés.

Para medir las deformaciones axiales de la mampostería en la modalidad de determinación del estado de esfuerzos a compresión, se recomienda no colocar los puntos fijos de medición en la hilada inmediatamente arriba de la ranura, ya que se pueden dañar las piezas. Asimismo, es conveniente tener, cuando menos, tres líneas de medición y promediar los datos.

Para medir la deformabilidad axial de la mampostería, se ha verificado que una separación entre gatos planos de tres a cinco hiladas es adecuada. Además, se ha demostrado analíticamente que el estado de esfuerzos es más consistente en el tercio medio de la longitud del gato. Atendiendo a esto, se recomienda instrumentar esta zona con tres líneas verticales de medición. El módulo de rigidez axial de la mampostería se puede calcular siguiendo lo establecido en el método de prueba del proyecto de Norma Mexicana (ONNCCE, 2002a).

11.4.10 TÉCNICAS DE TRANSMISIÓN DE PULSO

Estas son las más frecuentes dentro de los métodos de evaluación no destructiva. El principio de las pruebas es simple: se mide el tiempo que tarda una onda (pulso o tren de ondas) en atravesar la mampostería. La onda es generada por un transductor electro-acústico o por golpe de un martillo. La técnica facilita la determinación de la uniformidad o cambios en propiedades de la mampostería, así como el nivel y extensión del deterioro, agrietamiento o huecos en la estructura. Las bajas velocidades están asociadas a materiales de baja calidad, agrietados o deteriorados.

La velocidad de pulso es una característica de cada material, atendiendo a su densidad, ρ , y a su módulo de rigidez dinámica, E_d . Un material denso y rígido tiene mayores velocidades que uno suave y poroso. Así, la velocidad de transmisión de pulso v se relaciona con estos parámetros como:

$$v^2 = K \frac{E_d}{\rho}$$

donde

$$K = \frac{1 - \nu}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}$$

Esta relación es válida para materiales homogéneos e isótropos, de modo que estrictamente no se puede aplicar a mampostería. Por tanto, los resultados no son un reflejo absoluto del módulo de rigidez dinámica.

Si simultáneamente a las pruebas de velocidad de pulso, se ejecutan ensayos destructivos o no destructivos para determinar la resistencia de la mampostería, es posible correlacionar los valores de ambos tipos de pruebas. La

calidad de las correlaciones ha sido objeto de controversia. Mientras que algunos investigadores han encontrado correlaciones aceptables con la resistencia a compresión y pobres con las resistencias a tensión y corte, otros han concluido que es necesaria una gran cantidad de datos de todos los tipos de prueba para establecer predicciones confiables mediante velocidad de pulso (Suprenant y Schuller, 1994).

La transmisión del pulso es afectada por huecos, grietas, agua, tipo de pieza, y otros. La energía de transmisión se ve atenuada por las superficies que reflejan el pulso, como son las superficies de grietas o huecos. A este respecto, un punto fundamental para determinar grietas o huecos es la frecuencia dominante del transductor y el contenido de energía del pulso transmitido. Así, para pulsos ultrasónicos se usan frecuencias del orden de 55 kHz, de modo que su aplicación sea localizar huecos y grietas relativamente pequeñas, a pesar de que son susceptibles de una rápida atenuación de la energía. Para grandes espesores de mampostería, como la de los monumentos históricos, se ha comprobado que pulsos con frecuencias de 1 a 10 kHz (pulsos sónicos), con mayor contenido de energía y producidos por equipos mecánicos de impacto, son un método más robusto para identificar fallas. En general, las grietas o huecos menores que la longitud de onda no modifican la transmisión del pulso, de modo que no son identificables.

Frecuentemente se pone en duda la validez de las técnicas de transmisión de pulso cuando existe acero de refuerzo en el elemento por evaluar. La inquietud radica en que la velocidad de transmisión de pulsos del acero es considerablemente superior a la de la mampostería, y que puede afectar las mediciones. Se ha encontrado que si el acero es perpendicular a la dirección de transmisión, su efecto es despreciable; no así cuando existen barras de acero en la dirección de transmisión. En este último caso, se debe desechar la medición.

11.4.10.1 Velocidad de pulso ultrasónico

Los equipos son portátiles y se pueden operar por una o dos personas. Por lo general, el equipo (Fig. 11.13) consiste de dos transductores (un transmisor y un receptor), unidad de proceso, cables, probeta de calibración y medio de acoplamiento (grasa, por lo general).

Los transductores son de tipo piezoeléctrico⁵. Los normales son de 50 mm de diámetro y transmiten a una frecuencia entre 50 y 100 kHz. La onda viaja a través de la grasa y la mampostería, hasta llegar al receptor, cuyo cristal transforma la energía mecánica en eléctrica y envía la señal a la unidad de procesamiento.

⁵ En un cristal piezoeléctrico, cuando se pasa un potencial eléctrico, la energía eléctrica se transforma en energía mecánica y el cristal resuena en una frecuencia particular.

La unidad de procesamiento controla el envío de 10 pulsos por segundo. Un reloj interno mide el tiempo que tarda en salir la señal por el transmisor y en que sea recibida la primera onda.

La probeta de calibración trae marcada la velocidad de transmisión que debe ser ajustada en la unidad de procesamiento. Este ajuste se debe realizar al inicio de cualquier serie de lecturas, o de cambio de condiciones ambientales.



Figura 11.13 Equipo de transmisión de pulsos ultrasónicos

Con objeto de facilitar la transmisión de la energía acústica es necesario usar un medio de acoplamiento. Se recomienda usar grasa o cera en espesores menores que 1,5 mm; las lecturas son afectadas si se usan grandes espesores. Se considera que una lectura es aceptable si la variación es de unas cuantas unidades porcentuales. Es frecuente que, en mampostería severamente agrietada o con gran cantidad de huecos, las lecturas no se estabilicen, en cuyo caso se deberá registrar en la bitácora la inestabilidad del experimento.

Para la ejecución de la prueba se puede seguir lo indicado en el método de prueba ASTM C 597 "Método de prueba estándar para velocidad de pulso a través de concreto".

De acuerdo con la posición relativa de los transductores, las lecturas pueden ser directas, indirectas o de medición de eco (Fig. 11.14). En las primeras, los transductores se colocan uno frente al otro, separados por el elemento a evaluar. Es frecuente que los resultados se presenten gráficamente, de modo de facilitar su interpretación.

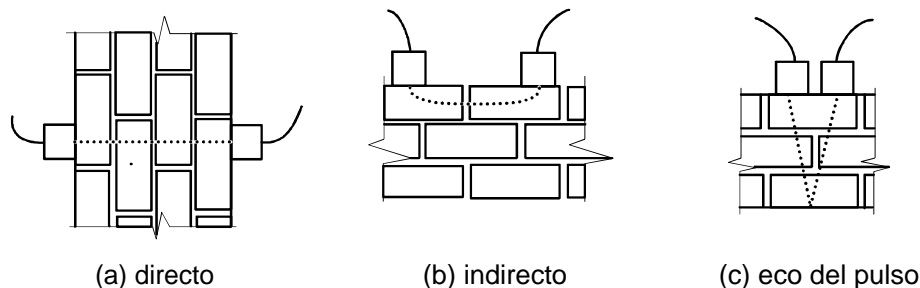


Figura 11.14 Orientación de los transductores en ensayos de transmisión de pulsos

En las mediciones indirectas, los transductores se apoyan en una misma superficie de mampostería. Tiene la desventaja de que las ondas se atenúan rápidamente, ya que sólo una parte viaja paralela a ese plano, y la mayoría se transmite perpendicular al transductor. Es útil para identificar fallas o huecos superficiales. Se recomienda dejar un transductor fijo y mover el otro a distancias y

en dirección predeterminadas. En las gráficas de resultados, se sugiere usar la distancia entre los transductores como variable independiente y las lecturas de transmisión (tiempo en ms) como dependiente. Si el material no tiene grietas o huecos, los puntos se ajustarán a una línea recta, cuya pendiente será la velocidad media de transmisión. Las grietas se identificarán si la tendencia de las lecturas exhibe cambios de pendiente; mientras mayor sea este cambio, el defecto será de mayor anchura o tamaño.

En la figura 11.15 se muestran los resultados de la transmisión de pulsos sónicos, producidos por medios mecánicos, para determinar la condición interna de la mampostería de un muro construido en el siglo XIX (Suprenant y Schuller, 1994). Los valores indicados con 1 corresponden a ondas con alto contenido energético y de alta frecuencia, que indican una mampostería densa y de calidad, mientras que los valores 5 están asociados a ondas con baja energía, y cuyas altas frecuencias se han atenuado por la presencia de grietas y huecos, signo de una pobre calidad de la mampostería.

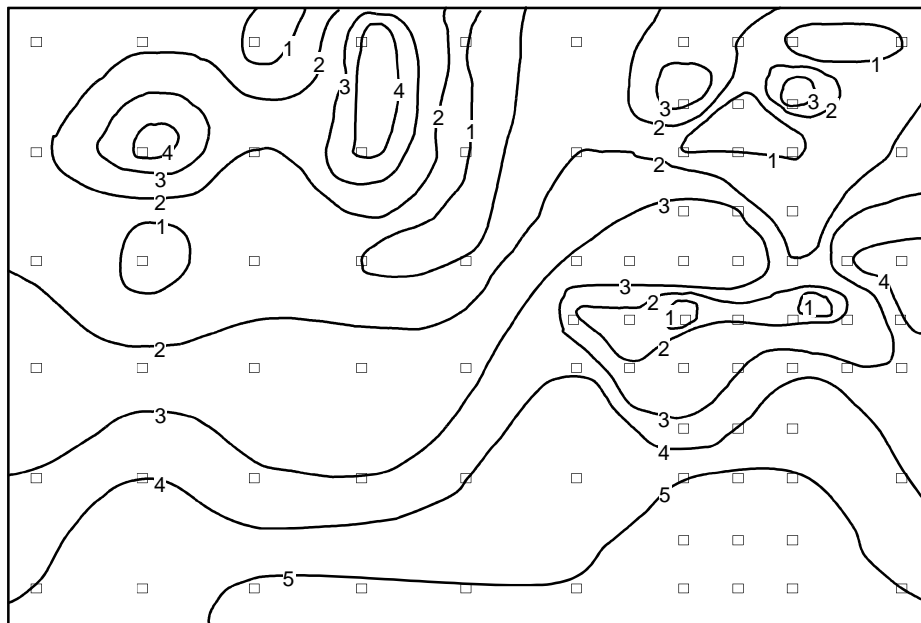
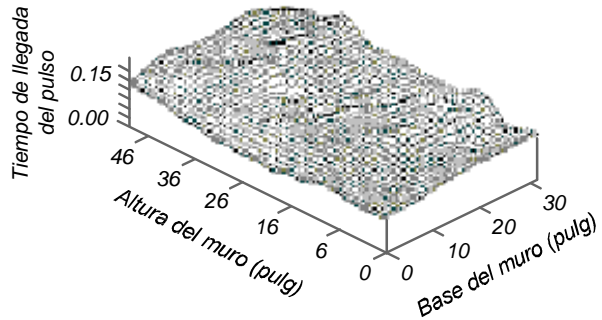


Figura 11.15 Calidad de la mampostería empleando ensayos de transmisión de pulsos a través de un muro

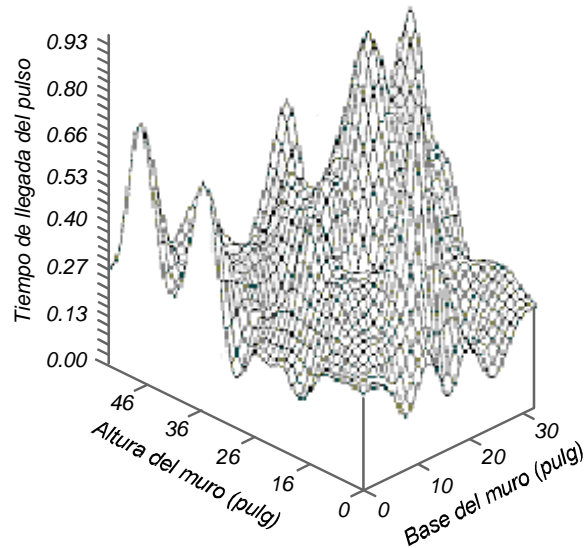
Una de las aplicaciones más interesantes de la transmisión de pulso ultrasónico en la rehabilitación de estructuras de mampostería, es para revisar la calidad de la inyección de grietas en muros dañados. En la figura 16 se presentan los resultados de mediciones sobre el muro original (sin daño), el muro dañado por cargas verticales y laterales, y sobre el muro reparado mediante inyección de grietas con lechada. Es claro como las lecturas (eje Z) aumentan dramáticamente en el muro dañado, y recuperan las magnitudes del muro original una vez que ha

sido reparado. Las gráficas indican que el daño en el interior del muro se pudo localizar con el ultrasonido, y que se puede evaluar la calidad de la inyección con esta técnica (Suprenant y Schuller, 1994).

a) Condición original después de construido.



b) Condición de daño.



c) Reparación mediante la inyección de lechada de cementantes en fracturas y huecos internos.

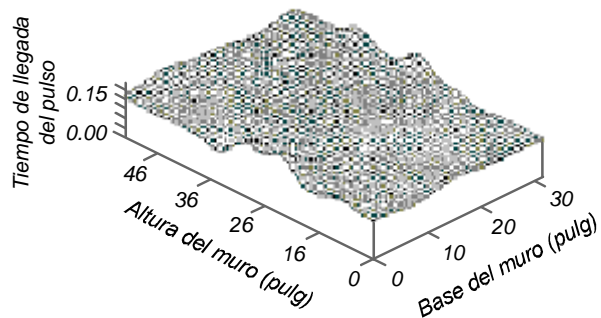


Figura 11.16 Superficie tridimensional de los tiempos de llegada del pulso a través de un muro de mampostería

11.4.11 MEDICIÓN DEL ECO PRODUCIDO POR IMPACTOS

Este método, de tipo no destructivo, usa la reflexión de ondas de esfuerzo transitorias a través del material para detectar o delimitar discontinuidades internas de la mampostería, e inclusive, la naturaleza y orientación de ellas (Sansalone y Carino, 1988; Williams y otros, 1998). Debido al estado de múltiple reflexión de ondas, se crea una condición de resonancia transitoria entre la superficie y los defectos internos. En este método interesan las ondas primarias P, puesto que son las que producen mayores desplazamientos cercanos al impacto aplicado. Una ventaja es que sólo se requiere tener acceso a una de las superficies de la sección por ser investigada. Aunque el método se ha aplicado con mayor intensidad en estructuras de concreto, su uso en estructuras de mampostería es prometedor.

La onda de esfuerzo se produce en el material por medio de un impacto mecánico (Fig. 11.17); una modificación es el uso de un generador de impactos, cuyo contenido de frecuencia se puede optimar para la condición en estudio. La onda medida se analiza en el dominio de la frecuencia, de modo de obtener el tiempo entre reflexiones sucesivas de la onda. Si se conoce la velocidad de transmisión de pulso del material, se podrá determinar la profundidad de la discontinuidad a partir de los tiempos de reflexión. Mientras menor sea el tiempo de impacto, mayores serán las frecuencias (y más cortos las longitudes de onda), de modo que el método será más sensible a defectos pequeños.

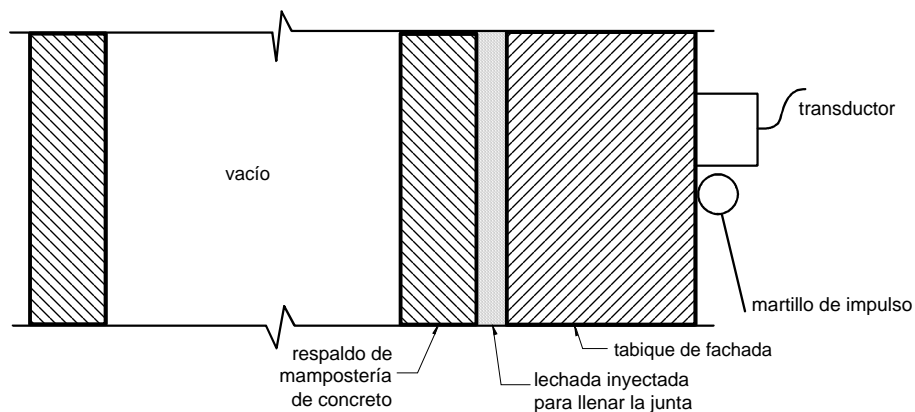


Figura 11.17 Sección transversal de un muro de mampostería de bloque de concreto estudiado mediante la técnica de medición del eco producido por un impacto. En este ejemplo, las pruebas pretenden determinar si la junta entre el bloque de concreto y la fachada fue efectivamente rellenada durante la inyección de lechada

Los equipos comerciales constan de un transductor manual con preamplificador, un grupo de esferas de varios diámetros para aplicar los impactos, una computadora portátil, un sistema de captura de datos con tarjetas de conversión analógico/digitales y un programa para facilitar la interpretación.

Esta técnica ha sido empleada para localizar fallas o grietas internas, acero de refuerzo, así como para verificar el llenado de grietas inyectadas con lechada (Sansalone y Carino, 1988; Suprenant y Schuller, 1994).

11.4.12 TOMOGRAFÍA

Se usa el principio de combinación matemática de grandes cantidades de proyecciones para reconstruir una imagen de la sección transversal del objeto en estudio. Se pueden usar técnicas de rayos X, resonancia magnética o de tipo acústico, entre otras. De este último, se cuenta con equipos sencillos para uso en el campo que usa ondas de alta frecuencia para identificar discontinuidades o huecos. La técnica parte del principio de que el pulso no pasa a través de grietas o huecos, sino que busca caminos alternos, lo que se traduce en una aparente reducción en la velocidad. El análisis de la información se hace mediante sistema de cómputo que producen gráficas de isovelocidad (Fig. 11.18). La interpretación de resultados de este método se dificulta cuando la mampostería está dañada, lo cual produce reflexiones, refracciones y atenuación de ondas de alta frecuencia.

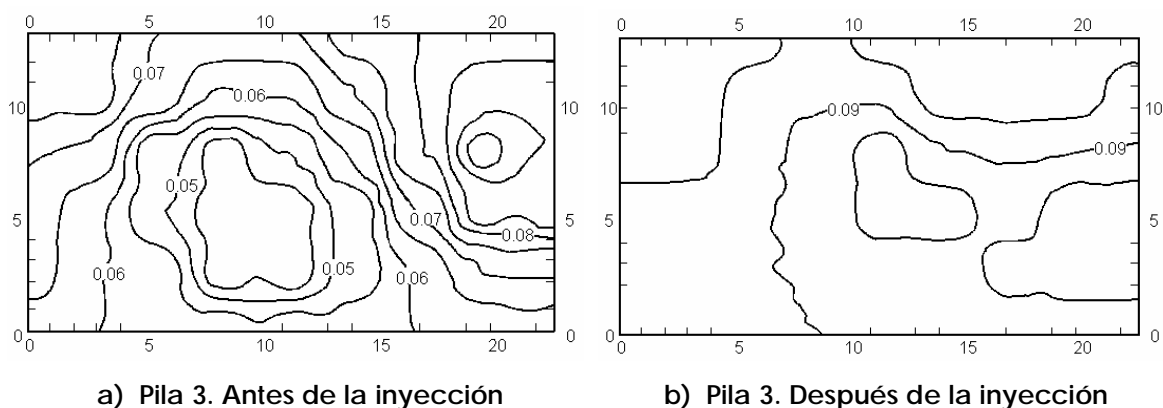


Figura 11.18 Reconstrucción tomográfica de la distribución de velocidades internas en una pila de mampostería:
 a) Condición original de construcción con huecos interiores;
 b) Reparada mediante inyección de lechada. Las velocidades se muestran en pulg/ μ s.

11.4.13 MÉTODOS MAGNÉTICOS

Permiten localizar barras y otros elementos de acero mediante aparatos portátiles de tipo magnético. Los modernos permiten determinar la distancia de la barra de la superficie, así como el tamaño de la barra de refuerzo (Fig. 11.19). Esta técnica se basa en la medición de las variaciones en el campo magnético inducido, las cuales son proporcionales a la profundidad y/o cuantía de acero.



Figura 11.19 Moderno equipo para localizar barras de acero, y para determinar su diámetro y profundidad

11.4.14 RADIOGRAFÍA

Se emplea radiación X o gamma para determinar la localización del refuerzo, así como para detectar huecos y defectos. Se usa una fuente de energía de rayos que ilumina una cara del elemento y una película sensible para registrar la imagen en la cara opuesta. Los rayos son alterados por la presencia de mortero, piezas, acero, o huecos que contribuyen a atenuar la energía. Actualmente, su uso es limitado dado el gran tamaño y peso de los equipos, así como por el alto voltaje y radiación que obligan a ser operados por personal entrenado. Se requiere una interpretación cuidadosa, ya que la imagen es representativa de una zona en particular.

La radiación gamma se usa, además, para determinar los perfiles de humedad y sales en la superficie de un material. En el espectro de intensidades de rayos gamma se observan picos asociados a los elementos químicos presentes. Actualmente, los equipos son costosos y requieren operadores con mayor nivel de entrenamiento y certificación que para rayos X.

11.4.15 TERMOGRAFÍA DE RAYOS INFRARROJOS

Se obtiene una representación de alta resolución del calor emitido por el elemento; se usan frecuencias infrarrojas para identificar patrones de calor característicos de ciertos defectos. Ofrece la ventaja de que la evaluación se puede hacer a distancia, es decir, no se requiere acceso al elemento, y que se puede estudiar la estructura completa. La temperatura de la superficie del

elemento se mide mediante un rastreador portátil conectado a una unidad de procesamiento de información. La fuente de calor puede ser el sol o la temperatura interna del edificio. La técnica se ha empleado con éxito para localizar grietas en concreto reforzado, desprendimientos de hasta 100 mm de diámetro, así como para identificar huecos en muros de piezas macizas en mampostería, acero de refuerzo, y áreas en donde el mortero fluido no penetró en muros de bloques de concreto rellenos. El método no proporciona información cuantitativa sobre las propiedades de la mampostería, pero permite evaluar grandes zonas y localizar áreas en las cuales se requiere más estudio. En la figura 11.20 se presenta la termografía de rayos infrarrojos de una barra de refuerzo ensayada a tensión simple en una máquina universal. Se aprecia con un tono gris oscuro la zona más caliente (ver parte inferior de la foto), que indica la sección más esforzada y, eventualmente, de falla.

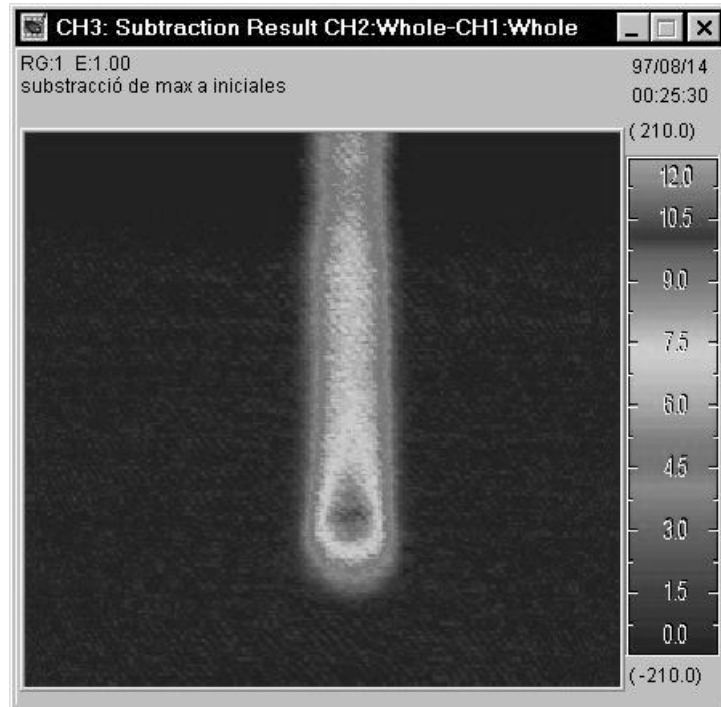


Figura 11.20 Termografía de rayos infrarrojos de una barra de refuerzo a tensión

11.4.16 EMISIÓN ACÚSTICA

Esta es una de las técnicas de evaluación no destructiva de aplicación más reciente en la industria de la construcción. Mediante la medición de emisiones acústicas en materiales esforzados, se localizan las grietas y se detecta su desarrollo, se localizan y miden las imperfecciones, y se evalúa la integridad de la mampostería.

El método se basa en la disipación de energía de deformación de un material esforzado cuando se agrieta; esta energía se refleja en ondas de esfuerzo transitorias. Para registrar dicha energía se usan acelerómetros muy sensibles. Es una técnica muy poderosa para determinar los niveles de esfuerzo en el umbral de daño, la severidad del daño, agrietamiento por fatiga de bajo ciclaje y para identificar efectos de flujo plástico debidos a cargas sostenidas.

11.4.17 PULSOS ELECTROMAGNÉTICOS

Se emplea energía electromagnética en forma de pulsos con frecuencias de 100 MHz a 1 GHz para identificar defectos en la mampostería. Un experimento requiere acceso de dos superficies opuestas del elemento, lo que puede limitar su aplicabilidad. Suprenant y Schuller (1994) indican que los primeros resultados de la evaluación de mampostería con este método son sumamente alentadores.

11.4.18 INTERFEROMETRÍA LÁSER

Se han usado la interferometría holográfica y la de bandas para monitorear la fractura y desconchamiento de especímenes en laboratorio; se desconocen aplicaciones en campo. El método se basa en proyectar patrones de rayos láser sobre un objeto e identificar las grietas y las deformaciones por las desviaciones y cambios en los patrones de bandas. Ofrece la ventaja de evaluar las deformaciones de toda una estructura, y no solamente las de una pequeña zona.

11.4.19 MICROONDAS

La aplicación de microondas a través de muros de mampostería es una de las técnicas prometedoras para detectar huecos en las celdas de bloques o ladrillos huecos rellenos con mortero o concreto fluidos (Bois y otros, 1998). Esta técnica se ha empleado con éxito para predecir la relación cemento-arena del mortero, así como la relaciones agua-cemento y agregado grueso-cemento, y la resistencia a la compresión del concreto. El método parte de la capacidad reflejante de las microondas que tienen los materiales cerámicos. Específicamente, se utiliza la magnitud del coeficiente de reflexión, Γ , donde éste es la razón entre la señal reflejada y la señal transmitida, medida justo en la abertura del transductor.

El haz de microondas se aplica con una frecuencia menor que 5 GHz, cuando por lo general el intervalo de frecuencias es de 2,6 a 3,95 GHz (banda S). Se ha encontrado que este intervalo es adecuado en virtud de la mínima variación en las lecturas debido a la dispersión de la granulometría de la arena, así como porque para estas frecuencias la diferencia entre las propiedades dieléctricas del mortero o concreto de relleno y el aire es muy amplia. Para este intervalo de frecuencias la longitud de onda varía entre 76 y 114 mm, lo que la hace apta para ser empleada sobre ladrillos o bloques que tienen mayores espesores. Para una aplicación concreta, Bois y otros (1998) recomiendan seleccionar un valor de frecuencia dentro del intervalo señalado. Para ello se deben realizar ensayos previos en piezas con alvéolos huecos y llenos de modo de encontrar la frecuencia para la cual la diferencia entre el coeficiente Γ es máxima. Esta diferencia es del orden de 0,2. La abertura del transductor que usaron Bois y otros (1998) es de 72 por 34 mm.

11.4.20 RESISTIVIDAD DE LA MAMPOSTERÍA

Este método de evaluación consiste en medir las propiedades eléctricas de piezas saturadas para correlacionarlas con las propiedades mecánicas, especialmente con la resistencia a la compresión. En particular, se busca medir la resistividad de la pieza, ya que se ha visto que esta propiedad se puede relacionar de manera muy consistente con su resistencia a la compresión (Khalaf y Wilson, 1999). Esta técnica se ha aplicado para establecer la porosidad del material, misma que influye en la resistencia, absorción y permeabilidad. En piezas de arcilla, la porosidad depende del tipo de arcilla usado, así como de la duración de la cocción.

El método se apoya en el hecho de que la resistencia eléctrica (y, consecuentemente, la resistividad) de la pieza disminuye cuando se satura con agua, tal que el material soluble en el ladrillo se disuelve, formando una solución iónica que puede conducir la corriente eléctrica.

La resistencia eléctrica se mide a partir de un par de electrodos hechos de placas de acero inoxidable de 2 mm de espesor, adheridos a caras opuestas de la pieza mediante un mortero cemento-arena con proporcionamiento 1:1. En el caso de piezas huecas o multiperforadas, las placas de los electrodos poseen perforaciones para facilitar la salida del agua en exceso. Khalaf y Wilson (1999) han encontrado resultados satisfactorios cuando aplicaron una corriente eléctrica a una frecuencia de 10 kHz.

Para realizar la prueba es necesario saturar la pieza; incluso, este método se puede usar para determinar cuándo se ha saturado la pieza. Esta condición se alcanzará cuando no se observen variaciones significativas de la resistencia eléctrica, o de la resistividad, entre lecturas consecutivas. Aquí vale la pena señalar que un mayor tiempo de saturación no implica que la porosidad de la pieza sea menor y que, por ende, la resistencia a compresión de la pieza sea mayor. Khalaf y Wilson (1999) reportan tiempos de saturación comparables entre piezas de diferente resistencia a la compresión; esto se explica porque para piezas de menor resistencia mecánica, con mayor porosidad, se requiere de un tiempo amplio para llenar los poros.

Si bien se ha comprobado que la resistencia eléctrica es un indicador válido de la resistencia a la compresión de diferentes tipos de piezas, conviene señalar que las piezas pueden tener valores distintos de área superficial, de modo que el área transversal para conducción eléctrica pueda variar. En efecto, las piezas multiperforadas poseen un área superficial muy amplia a través de la cual se puede absorber el agua. Por tanto, se ha propuesto a la resistividad como un factor más apropiado para fines de evaluación ya que es una propiedad fundamental del material y considera la porosidad de la pieza.

11.4.21 PETROGRAFÍA

A través de observaciones microscópicas, en ocasiones en combinación con otras técnicas, permite evaluar muestras de mortero y piezas de mampostería. Se detectan contenido de aire, carbonatación, adherencia, ingredientes y dosificación del mortero, protecciones, contaminantes, entre otros.

11.4.22 ENDOSCOPIA

Se emplea en los casos en que es necesario observar la condición del interior de la mampostería. A través de un orificio de 10 a 15 mm de diámetro, se introduce una sonda de fibra óptica y con iluminación en la punta. Los movimientos de la sonda son controlados desde un equipo portátil de control. En ocasiones, los extremos de las sondas cuentan con escalas graduadas para facilitar la identificación y medición de objetos. Sus aplicaciones incluyen la determinación de material y calidad de construcción de muros de gran espesor, la inspección de corrosión en barras o accesorios metálicos, así como la inspección de grietas y vacíos internos que han sido localizados con alguna otra técnica. Los equipos usualmente cuentan con cámaras fotográficas o de video que facilitan el registro de las imágenes.

11.4.23 PRUEBAS DE CARGA

Se aplica carga a una estructura o elemento estructural de modo de simular estados límite de diseño. Se revisan y miden características de comportamiento estructural. Se sugiere seguir lo señalado en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (Departamento, 1993) o el reglamento vigente en la localidad.

11.4.24 POTENCIAL DE CORROSIÓN

Se determina mediante mediciones en los cambios de potencial eléctrico entre el acero de refuerzo de interés y una celda hecha con una esponja porosa saturada de solución de cobre y sulfato de cobre colocada sobre la superficie del elemento (Fig. 11.21). Las mediciones se presentan en forma gráfica como curvas de isopotencial. Por lo general, se puede suponer que voltajes mayores que $-0,20$ V (menos negativos) están asociados a



Figura 11.21 Equipo portátil para medir el potencial de corrosión

un 90 por ciento de probabilidad de ausencia de corrosión; entre $-0,20$ y $-0,35$ V, la corrosión es incierta; y valores menores (más negativos) que $-0,35$ V, indican un 90 por ciento de probabilidad de corrosión. Si se obtienen valores positivos, significa que la humedad en el concreto es baja y los resultados son inválidos.

11.4.25 TAMAÑO DE LA MUESTRA

Frecuentemente, la decisión sobre el número de muestras para ensayar se deja al ingeniero encargado del proyecto de rehabilitación. Se puede aplicar la norma ASTM E 122 "Práctica recomendada para la selección del tamaño de muestra para estimar la calidad media de un lote o proceso" para determinar el tamaño de la muestra.

En ocasiones, los reglamentos de construcción indican la frecuencia de muestreo para edificios existentes de mampostería. Así, por ejemplo, el Reglamento de Construcciones de Los Ángeles (California, EUA) especifica la ejecución de ensayos de corte en el sitio (mediante gatos que empujan o prueba de corazones de 200 mm de diámetro) con la siguiente frecuencia: para el primer y último piso, no menos de dos por eje de muros; para los otros pisos, no menos de uno por muro alojado en un mismo eje resistente; en ningún caso será menor de uno por cada 150 m² de área de muros y de un total de ocho (Suprenant y Schuller, 1994).

11.5 TÉCNICAS DE REHABILITACIÓN

En esta sección se presentan las diferentes técnicas de rehabilitación aplicables a muros de mampostería. Se discuten las distintas modalidades de conexión entre la mampostería existente y los nuevos elementos de concreto, acero o mampostería; el reemplazo de piezas y de concreto dañados; la reparación de grietas; la inserción de barras de refuerzo; el encamisado de muros; y la adición de elementos de concreto reforzado. Algunas de las recomendaciones aquí presentadas se basan en estudios experimentales que pueden ser consultados en Alcocer y Klingner (1994). Para mayores detalles sobre la rehabilitación de elementos de concreto se puede consultar a Helene (1997).

En la figura 11.22 se muestra, de manera cualitativa, la relación entre el desempeño que ha exhibido la estructura por rehabilitar, el nivel de daño esperado y los esquemas de rehabilitación que pueden ser aplicados. La gráfica es técnicamente aplicable a muros de mampostería confinada, pero con modificaciones menores se puede usar para otras modalidades de mampostería.

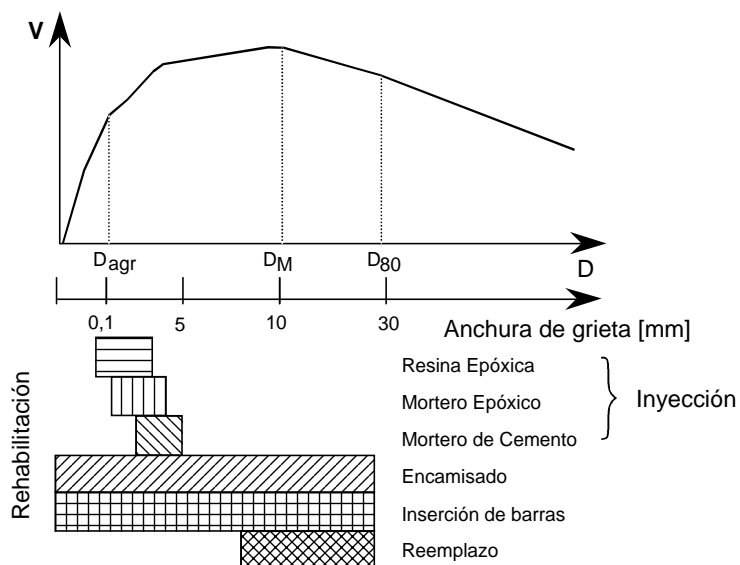


Figura 11.22 Desempeño de un muro de mampostería existente, nivel de daño esperado y posibles esquemas de rehabilitación

11.5.1 MODALIDADES DE CONEXIÓN A LA MAMPOSTERÍA EXISTENTE

Uno de los objetivos usuales de una rehabilitación es promover o asegurar un comportamiento monolítico entre los muros existentes y los materiales/elementos nuevos. Para lograr lo anterior es esencial que se preste atención a las conexiones locales.

11.5.1.1 Anclas

Es frecuente que se usen anclas o conectores para facilitar la conexión entre elementos de acero o de concreto a la mampostería existente. Las dos técnicas más comunes usan conectores adhesivos o anclas mecánicas. Para ambos tipos, la conexión resultante dependerá de los procedimientos de instalación y de la selección de los materiales.

Para instalar los conectores adhesivos, o de tipo químico, se barrena el muro y se limpia el agujero, se rellena éste con resina (epóxica, viniléster o poliéster) y se introduce el conector. Luke y otros (1985) examinaron el efecto de los procedimientos de limpieza, del tipo y viscosidad de la resina, así como de la posición durante la colocación de la resina, en la resistencia y comportamiento de anclas instaladas en concreto. Aquí se presentan las que son consideradas aplicables a muros de mampostería. Los agujeros se practicaron con un rotomartillo con brocas con 3 a 6 mm de diámetro mayores que el del conector.

Esta holgura permitió una distribución adecuada de la resina y minimizó la posibilidad de flujo plástico de ésta. Los ensayos demostraron que el desempeño del anclaje es fuertemente afectado por el procedimiento de limpieza. Así, es esencial que antes de la inyección de la resina, el barreno esté libre de aceite, polvo o partículas finas de las piezas de mampostería. Se ha recomendado que se limpie alternadamente el barreno mediante un cepillo rígido para biberones y aspirando el fondo del agujero. No se recomienda retirar el polvo del barreno con aire comprimido, ya que el aceite que quede atrapado en la línea puede contaminar el agujero. Existen en el mercado taladros con bombas de vacío o succión que usan brocas huecas, a través de las cuales se aspira el polvo mientras se perfora. Las brocas convencionales tienden a forzar el polvo y pedazos dentro de la grieta que se pretende inyectar, de modo que bloquean el paso de la resina.

Un aspecto importante para el comportamiento del ancla es el mezclado de los componentes adhesivos. Aunque algunos fabricantes ofrecen herramientas o dispositivos para facilitar el mezclado, se debe prestar atención a que el color de la resina sea uniforme, sin restos de los componentes que hayan quedado adheridos a las paredes del recipiente. Se ha visto que es útil usar cartuchos con los componentes adhesivos ya pesados y preparados, ya que evitan las básculas de alta precisión en la obra. Las resinas se deben instalar desde el fondo del barreno hacia la superficie. El conector se debe girar ligeramente conforme se inserta en el barreno para promover una distribución uniforme de la resina en la periferia del ancla. En general, Luke y colaboradores obtuvieron buenos resultados con resinas preparadas según las indicaciones del fabricante. Un punto a considerar es la compatibilidad del adhesivo con la mampostería existente y con las condiciones ambientales esperadas (instalaciones en climas fríos o calientes, presencia de humedad, entre otras).

Se ha sugerido la ejecución de ensayos a tensión en el sitio llevando a las anclas a cargas cercanas al 40 ó 50 por ciento de la carga de diseño para obtener un índice de la calidad de la limpieza del barreno.

Los conectores mecánicos suelen ser de tres tipos: de expansión, de campana y de percusión. Los conectores de expansión transmiten la carga mediante fricción contra la pared lateral del agujero; los de campana transmiten la carga mediante trabazón mecánica del conector y la mampostería justo en la base del conector. Los de percusión trabajan a fricción y son instalados con herramientas especiales accionadas con cargas explosivas controladas.

Existen ciertas reservas sobre el uso de conectores mecánicos de expansión y campana en aplicaciones sísmicas, en particular porque las recomendaciones de los fabricantes se basan, generalmente, en resultados de pruebas monótonas. Collins (1989) encontró que ante cargas impulsivas de tensión, los conectores mecánicos exhiben una degradación de rigidez debido a un mayor deslizamiento. Así, cuando se prevea el desarrollo de deslizamientos, es preferible el uso de conectores adhesivos sobre los mecánicos.

11.5.1.2 Conexiones mampostería-acero

El método más popular para conectar elementos de acero a la mampostería es mediante conectores roscados instalados en barrenos con algún tipo de resina. La conexión puede postensarse, de modo que la carga se transmita por fricción en la interfaz mampostería-acero.

Los conectores roscados se instalan siguiendo las mismas recomendaciones que las anclas de la sección anterior. Para mejorar la resistencia y rigidez de la conexión, se recomienda aplicar resina en la cara del elemento de acero en contacto con la mampostería, así como en el espacio anular que queda entre el perno y el agujero en el acero (Weiner, 1985). La resina colocada en el elemento de acero promueve una distribución más uniforme de carga entre los pernos, y la que queda en el espacio anular, reduce o elimina los problemas de esfuerzos excesivos en el contacto entre el perno y el elemento de acero. Si para garantizar un comportamiento adecuado se necesita una conexión rígida, se recomienda usar rondanas de presión para mantener la fuerza de sujeción del perno que, de lo contrario, se perdería por relajación del conector (Jiménez, 1992). Si, por otro lado, se requiere que la conexión posea una elevada capacidad de deformación, se deben usar mayores espacios anulares (mayores que 1,5 mm) y una capa de mortero entre el elemento de acero y la mampostería. Sin embargo, se debe considerar las posibles reducciones en resistencia e incrementos en la degradación de rigidez en este tipo de conexiones.

Los elementos de acero se pueden fijar a la mampostería mediante conexiones de fricción, en las cuales es usual practicar llaves de corte para mejorar la transferencia de carga. La otra modalidad mencionada, que puede usarse en combinación con la anterior, es postensar el elemento de acero a la estructura existente.

11.5.2 REEMPLAZO DE PIEZAS Y DE CONCRETO DAÑADOS

Esta técnica generalmente se aplica en muros con zonas muy dañadas; su eficiencia depende de la calidad de su ejecución. A menudo se aplica en combinación con alguna de las técnicas señaladas en esta sección. Para el correcto reemplazo, es frecuente la necesidad de apuntalar y renivelar la estructura, así como usar morteros o concreto con aditivos estabilizadores de volumen. Con lo último se pretende disminuir la contracción por fraguado y las fisuras que ocurren por las restricciones a la contracción.

Una regla básica del reemplazo de piezas y de concreto dañados es el uso de materiales del mismo tipo y con una resistencia cuando menos igual a la resistencia del material original. Es frecuente que se aproveche la reparación para mejorar la estructura mediante materiales de reemplazo con características mecánicas superiores a las de los originales. En todo caso, se debe tener presente que la inserción de piezas o concreto con propiedades muy diferentes puede desencadenar concentraciones de esfuerzos que pueden dañar la

estructura; en estos casos, la rehabilitación resulta peor que el daño existente en el edificio. Ejemplo de esto es usar morteros que exhiben cambios volumétricos diferentes de la mampostería original. Las expansiones diferenciales generan deformaciones y esfuerzos locales que promueven el agrietamiento y daño ulterior de la estructura.

Una aplicación obvia de esta técnica es el daño severo en muros ante acciones sísmicas, el cual se caracteriza por aplastamiento de piezas a lo largo de las grietas inclinadas, así como por aplastamiento y desconchamiento del concreto de los elementos confinantes (Ruiz, 1995). En particular, si los castillos están dañados, y se ha decidido rehabilitar la estructura, será necesario apuntalar el edificio, ya que como se discute en Alcocer (1997), los castillos no sólo contribuyen a incrementar notablemente la capacidad de desplazamiento lateral de la estructura y a dar estabilidad a su comportamiento, sino que participan en la capacidad de carga vertical de modo determinante.

11.5.3 REPARACIÓN DE GRIETAS

La manifestación obvia de daño en un muro de mampostería es su agrietamiento. La reparación de las grietas consiste, en lenguaje sencillo, en cerrarlas o rellenarlas con materiales similares o diferentes de la mampostería original. Se pueden distinguir dos tipos de reparación: a. inyección y b. *rajuelo*. En todos los casos, se debe retirar el aplanado de la zona de la grieta, cuando menos en los 30 cm adyacentes.

En el primer caso, las grietas se rellenan mediante la inyección de resinas epóxicas, morteros epóxicos o morteros fluidos de cemento (con consistencia de lechada). Esta técnica es aplicable en muros con bajo número de grietas que, además, estén bien definidas. Este es el caso de muros sin refuerzo horizontal (o sin mallas) o con baja cuantía de refuerzo horizontal y vertical. En efecto, el patrón de agrietamiento de muros con cuantías de refuerzo iguales o superiores a las mínimas reglamentarias exhiben una distribución uniforme en el tablero, caracterizado por un alto número de fisuras de anchura pequeña; para este caso la inyección de grietas sería difícil y costosa.

La inyección de grietas representa una manera viable de mantener la funcionalidad del edificio, incrementar su seguridad y durabilidad, pero sin alterar su estética.

11.5.3.1 Inyección de resinas y morteros epóxicos

Un aspecto esencial para lograr la penetración completa de la resina en la grieta es la viscosidad de aquélla. La viscosidad por usar es función de la anchura de las grietas; evidentemente, mientras mayor sea la anchura de la grieta, mayor

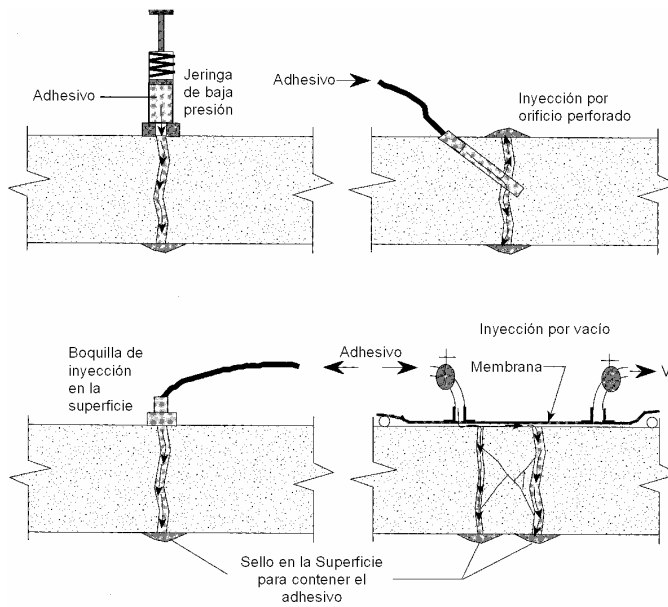


Figura 11.23 Técnicas para inyección de resinas en concreto agrietado

será la viscosidad. Las resinas poseen altas resistencias a la tensión (30 a 50 MPa) y a la adherencia con las piezas, lo que obliga a que las nuevas grietas que se formen sean paralelas a las existentes; es decir, no se abren las existentes. La anchura mínima para rellenar grietas a presión es de 0,05 mm, y por gravedad 0,30 mm. En caso de que las piezas tengan una alta absorción, conviene recurrir a resinas espumantes con aditivos estabilizadores de volumen.

El proceso de inyección en estructuras de mampostería es similar al que se sigue en estructuras de concreto reforzado (Fig. 11.23). No se recomienda inyectar por vacío dada la variabilidad que se obtiene en la penetración y llenado de grieta. El proceso se inicia con la limpieza de las grietas, retirando todo residuo de polvo y de material flojo o suelto. Se recomienda no usar agua para la limpieza, a menos que se asegure que se evapore en su totalidad antes de inyectar el material epóxico. Lo anterior obedece a que los materiales epóxicos no se adhieren a superficies húmedas. Es conveniente limpiar la grieta con aspiradora industrial. Posteriormente, se sellan las grietas (generalmente con una pasta de viniléster o poliéster) y se colocan las boquillas de inyección (Fig. 11.24). Se recomienda que la separación de ellas a lo largo de la grieta sea de una vez el espesor del muro. La inyección a presión se practica mediante bombas diseñadas para este efecto, inyectando la resina de abajo hacia arriba a lo largo de la grieta.

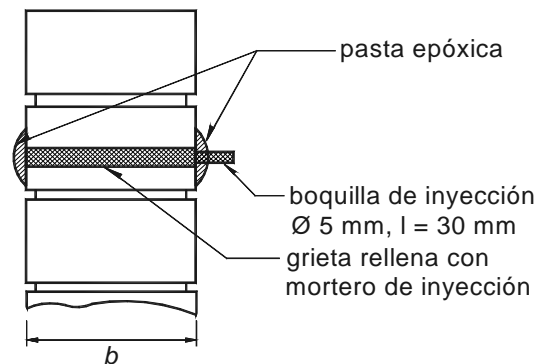


Figura 11.24 Reparación de grietas en estructuras de mampostería mediante inyección

Se considera que el proceso es satisfactorio cuando la resina sale por la boquilla inmediata superior. Una vez que esto sucede, se cierra la boquilla y se procede con la siguiente superior de modo consecutivo.

Una vez terminada la inyección de las grietas del muro, se puede retirar las boquillas y el sellador con calor.

Con esta técnica, si se ejecuta adecuadamente, se restituye entre el 70 y 90 por ciento de la resistencia, 30 a 80 por ciento de la rigidez y del 75 al 90 por ciento de la capacidad de deformación del muro original (Hidalgo y otros, 1991).

11.5.3.2 Inyección de morteros de cemento

Las lechadas o morteros fluidos de cemento deben ser inyectables, estables, resistentes y deben tener partículas pequeñas (Atkinson y Schuller, 1993). La primera característica se refiere a la facilidad para fluir a través de grietas y vacíos, mientras que la segunda se refiere a que tenga baja segregación, sangrado controlado y una reducida contracción plástica. La capacidad resistente se refiere a sus resistencias a compresión, tensión y adherencia con las piezas de mampostería. Si las lechadas se diseñan adecuadamente, se pueden inyectar grietas con anchuras de 0.08 mm hasta 12 mm o más.

Para su colocación, se debe barrenar el muro a lo largo de la grieta para colocar ahí las boquillas de inyección. Las boquillas deben estar separadas entre 70 y 300 mm; su separación dependerá de la anchura y rugosidad de la grieta. Si la anchura de las grietas es menor que 1 mm, se recomienda colocar las boquillas dentro de los barrenos y separarlas entre sí 70 mm. Los barrenos deben tener diámetros entre 6 y 12 mm, y una profundidad de 50 mm. Se recomienda usar sellador de silicón para fijar y sellar las boquillas al muro. Si las grietas son de mayor anchura, se pueden usar boquillas de superficie, que constan de una base metálica, que se adhiere al muro, y un tubo perpendicular (boquilla) que se conecta a la manguera.

Si el agrietamiento es por corte, es decir, sigue las juntas de mortero, se recomienda colocar boquillas a la mitad de la altura de las juntas verticales, ya que es menos probable ahí la presencia de finos o partículas que bloqueen el flujo de la lechada.

Posteriormente, se limpia la grieta y los barrenos, retirando el polvo y material flojo o suelto con aspiradora. Existen en el mercado taladros con bombas de vacío o succión que usan brocas huecas, a través de las cuales se aspira el polvo mientras se perfora. Las brocas convencionales tienden a forzar el polvo y pedazos dentro de la grieta que se pretende inyectar, de modo que bloquean el paso de la lechada.

Después, se sellan las grietas con algún material de fraguado rápido y capaz de resistir la presión de inyección. Generalmente, se usa pasta de viniléster o poliéster. Las pastas a base de vinil poseen la desventaja de ser ligeramente solubles al agua, de modo que pueden fugar durante la inyección.

Posteriormente, se retiran las partículas de la grieta con agua a presión (0,10 MPa = 1 kg/cm²), empezando desde la parte más alta. Se debe dejar que el agua fluya hasta que el agua que sale de las boquillas esté libre de partículas. Con

este procedimiento se logra saturar el muro, de modo de retrasar o evitar el fraguado prematuro de la lechada. Conviene practicar esta limpieza 24 h antes de la inyección; 30 minutos antes se debe aplicar un ligero flujo de agua. Con objeto de evitar que la lechada se adhiera a las superficies del muro, también es recomendable humedecerlas.

La lechada se mezcla de modo de lograr su homogeneización; se recomienda aplicar 3 500 rpm para deshacer los componentes en partículas individuales más pequeñas. El tiempo de mezclado depende del equipo empleado; generalmente, es del orden de 3 min con intervalos para remezclado de 5 min. Para verificar la fluidez de la mezcla, y de ahí su idoneidad para la inyección, se puede usar el viscosímetro de Marsh para lechadas muy fluidas, o bien el vaciado desde 30 cm en un material impermeable, de lechada contenida en un cilindro de 5 por 10 cm, para lechadas con arena. En este último caso, el diámetro de la lechada es un índice de su fluidez.

La inyección se hace a presiones de 0,05 a 0,1 MPa (0,5 a 1 kg/cm²) aunque la presión dependerá del nivel de daño en el muro y de la calidad de la mampostería (Schuller y otros, 1994). Si se emplean altas presiones, es probable que burbujas de aire dentro de la lechada queden atrapadas de modo que puedan provocar una rápida separación o filtrado de los sólidos al penetrar en la grieta. Esto se resuelve usando la presión más baja posible. La inyección debe hacerse de abajo hacia arriba como se describió en 11.5.3.1. Una vez que sale la lechada por la boquilla inmediata superior, conviene mantener la inyección por 30 segundos adicionales, para asegurar la compactación de la lechada. Adicionalmente, para evitar problemas de estabilidad estructural, se debe revisar que la presión hidrostática producto de la lechada inyectada no sea excesiva. Se recomienda iniciar con la inyección de las grietas de mayor anchura.

Para inyectar, se usa un recipiente a presión que posea un regulador y un manómetro para verificar y mantener la presión de inyección señalada. La bomba de pistón debe contar con accesorios adecuados para conectar las mangueras a las boquillas de inyección.

Para lograr un curado adecuado, es recomendable retirar el sellador de grietas cuando menos 24 h después de la inyección. Como se dijo, los selladores de vinilo son semisolubles al agua, lo cual facilita su retiro con agua y un cepillo de cerdas rígidas. Las pastas de resina epóxica se retiran con soplete y una cuña metálica.

Se ha encontrado que si la relación agua/sólidos aumenta, mejora la penetración de la lechada en las grietas, pero se incrementa la segregación y el sangrado. La estabilidad de la lechada se puede mejorar si se usan aditivos superfluidizante o humo de sílice.

Atkinson y Schuller (1993) recomiendan mantener la relación agua/cementantes⁶ entre 0,75 y 1,0 para cemento portland tipo I, usar aditivos superfluidizantes y estabilizadores de volumen, así como humo de sílice para mejorar la estabilidad e incrementar las resistencias (tensión y adherencia). Aun más, los aditivos estabilizadores de volumen disminuyen la contracción plástica y mejoran la adherencia. Sugieren dosificar el superfluidizante en 2 por ciento del peso de materiales cementantes. Si se usa cemento portland tipo III y humo de sílice se obtienen resistencias superiores a tensión y adherencia, así como lechadas más estables. El humo de sílice tiene la ventaja adicional de retener agua y de reducir la tendencia de la lechada de endurecerse prematuramente mientras fluye por aberturas pequeñas. Se ha observado que la cal, la ceniza volante y el mortero para albañilería no mejoran las características de la lechada de modo importante; su uso no es recomendable.

Muros que han sido reparados mediante inyección de morteros de cemento han recuperado, e incluso mejorado, su resistencia (80 a 120 por ciento de recuperación), rigidez (50 a 100 por ciento) y capacidad de deformación (80 a 90 por ciento) con respecto a las propiedades originales. La inyección de grietas y huecos con lechadas de cemento, en combinación con la colocación de tensores, han demostrado un excelente desempeño para reforzar parapetos de azotea y evitar su falla fuera de plano (Klingner y otros, 1997).

11.5.3.3 Reparación de grietas con rajuelas

Cuando la grieta tiene una anchura superior a 5 mm, resulta conveniente repararla con rajuelas, que son pedazos de piezas que se insertan en cajas abiertas en la grieta para el propósito. Las rajuelas deben acuñarse debidamente y deben pegarse con mortero tipo I (GDF, 2002a). Antes de colocar el mortero, se debe limpiar y humedecer las superficies que estarán en contacto con él. Es conveniente usar algún aditivo estabilizador de volumen en el mortero de pega, de modo de controlar los cambios volumétricos y la contracción por fraguado que pueda sufrir.

11.5.3.4 Evaluación de la inyección de grietas

Estudios de laboratorio y de campo han indicado que la técnica de transmisión de pulso (ultrasónico o mecánico) es útil para evaluar la calidad de la inyección (ver sección 11.4.10 y la figura 11.16). También se puede usar la técnica de impacto-eco y la de emisión acústica (acápites 11.4.11 y 11.4.16, respectivamente).

⁶ El término cementante se refiere al material que posee propiedades cementantes cuando se usa en concreto o mortero, ya sea por sí solo, como el cemento portland, cementos hidráulicos o cementos expansivos, o a aquellos materiales en combinación con ceniza volante, puzolanas naturales (calcinadas o no), ceniza de sílice y/o escoria de alto horno.

11.5.4 INSERCIÓN DE BARRAS DE REFUERZO

Otra técnica de rehabilitación de muros de mampostería consiste en colocar barras de refuerzo a lo largo de las juntas de mortero. Para alojarlas, se requiere preparar la junta con ranuras longitudinales y practicar barrenos transversales al muro a ciertos intervalos para amarrar a las barras entre sí (Fig. 11.25). Una vez colocadas las barras, generalmente una en cada lado del muro, se recubren con mortero de cemento o tipo epóxico. Las barras se deben anclar en los extremos de los muros, preferentemente mediante ganchos estándar a 90° en los elementos confinantes, si existen. Para estimar la contribución de las barras a la resistencia se recomienda consultar la referencia Alcocer (1997) en el tema referente a influencia del refuerzo horizontal en el comportamiento de muros, así como lo indicado en la propuesta de NTCM (GDF, 2002a).

Aunque con esta técnica se alcancen recuperaciones aceptables de resistencia, rigidez y capacidad de deformación, exige un procedimiento muy laborioso y con buena supervisión. Su desempeño es altamente dependiente de la calidad de la ejecución. Se recomienda evaluar con cuidado la idoneidad de usar esta técnica según la condición del sitio, y de la mano de obra y supervisión de la localidad.

Otra alternativa de reparación es engrapar las fisuras del muro (San Bartolomé, 1990). Este método es práctico si el número de grietas es pequeño. Consiste en alojar barras de refuerzo con ganchos a 90° en sus extremos (de forma de una grapa para papel) en sendas ranuras y barrenos practicados en el muro (Fig. 26). Las ranuras y barrenos se rellenan con mortero de cemento o, de preferencia, epóxico. Las grapas se deben colocar ortogonalmente a la grieta de modo que resistan las tensiones que se producen cuando la grieta tiende a abrirse. Resultados de laboratorio han indicado un pobre comportamiento ante sismo de muros reparados con grapas debido al pandeo de las grapas inclinadas cuando el sentido de aplicación de la acción se invierte y las grapas tienen que trabajar a compresión. Sin embargo, su desempeño ante acciones monótonas ha sido satisfactorio. Esta técnica es bastante popular para restaurar monumentos históricos.

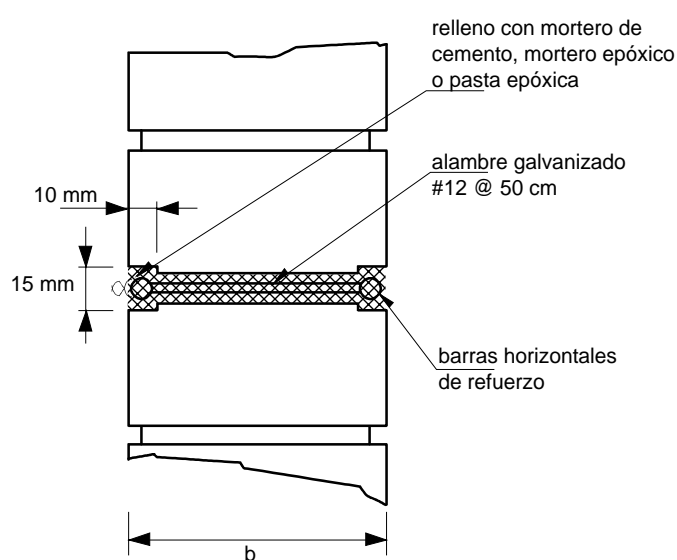


Figura 11.25 Ejemplo de inserción de barras de refuerzo en las juntas de un muro

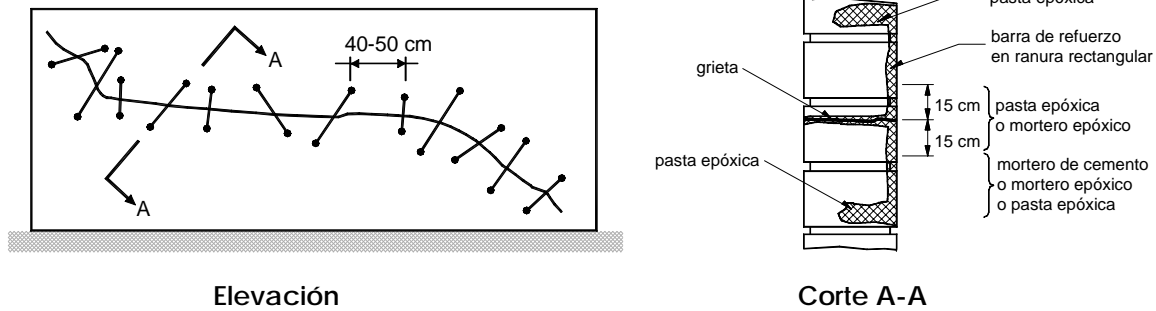


Figura 11.26 Colocación de grapas sobre grietas en muros de mampostería

11.5.5 ENCAMISADO⁷ DE MUROS

Los muros se pueden rehabilitar adosando mallas metálicas al muro y recubriéndolas con mortero de cemento colocado a mano o bien lanzado. Además, se pueden encamisar con ferrocemento, con un aplanado de concreto lanzado con fibras metálicas o con materiales sintéticos. Aunque los encamisados de ferrocemento se han sugerido como una opción, no existe información suficiente sobre su desempeño, de modo que no se discutirá este tema.

Una desventaja del encamisado de muros es la modificación de la apariencia de la estructura, lo cual puede ser determinante si el edificio posee un valor histórico o estético sobresaliente.

11.5.5.1 Encamisado con mallas metálicas

Sin duda alguna, la técnica más confiable, eficiente y económica es la colocación de mallas metálicas, preferentemente electrosoldadas o hechas con barras convencionales, adecuadamente ancladas a los muros y recubiertas con 30 mm o más de mortero o concreto lanzado. Con esta técnica se pueden esperar incrementos en resistencia, rigidez y capacidad de deformación originales superiores al 50, 20 y 100 por ciento, respectivamente. Además, el



Figura 11.27 Encamisado con mallas metálicas después del sismo de Friuli, Italia en 1976

⁷ El término encamisado se refiere al aumento de la sección transversal del elemento estructural mediante la colocación de una capa de concreto, mortero o material similar, reforzado con barras de acero convencionales, mallas de alambre electrosoldadas, mallas o bandas sintéticas u otras. Es común que cuando se emplean bandas sintéticas no se emplee material de recubrimiento.

aumento de la resistencia a carga lateral debido a la malla conduce a que el costo por unidad de carga resistida sea menor que en muros confinados con o sin refuerzo horizontal. La técnica se ha usado profusamente en varios países del mundo, siendo la primera vez que se utilizó de modo masivo después del sismo de Friuli, Italia, en 1976 ($M=6,5$), figura 11.27.

Ruiz (1995) demostró que el comportamiento de muros con daño muy severo (agrietamiento inclinado de 20 mm de anchura y aplastamiento del concreto en los extremos de los castillos) reparados con mallas electrosoldadas y recubrimiento de mortero fue incluso mejor que el de la estructura original en términos de resistencia y capacidad de deformación (Fig. 11.28). La rigidez de la estructura reparada fue 2/3 veces la original. Para fines de diseño, se propuso que la resistencia del muro rehabilitado se calculara como la suma de la contribución de la mampostería (resistencia remanente de la mampostería) y la participación de la malla electrosoldada.

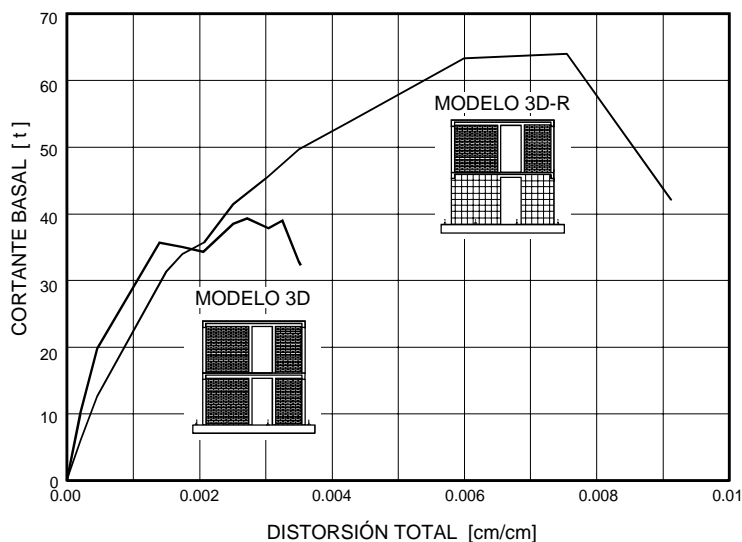


Figura 11.28 Envolventes de respuesta de una estructura de mampostería original y reparada con mallas recubiertas con mortero (Ruiz, 1995)

Para la primera, la resistencia remanente de la mampostería en esta estructura fue igual al 80 por ciento de la carga de agrietamiento. Para la segunda, se propuso que el esfuerzo resistente de la malla se calculara multiplicando la cuantía de refuerzo horizontal de la malla por el esfuerzo nominal de fluencia, afectando el producto por un factor de eficiencia igual a 0,5. Este factor considera la distribución no uniforme de deformaciones y esfuerzos de la malla en la altura del muro. Este valor es menor al propuesto para muros sin daño que se discute más adelante.

La eficiencia de rehabilitar muros de mampostería confinada sin daño con mallas electrosoldadas recubiertas con mortero de cemento ha sido evaluada

experimentalmente con resultados extraordinariamente alentadores (Pineda 1996; Alcocer, Pineda, Ruiz y Zepeda, 1996; Alcocer, Murià-Vila y Peña, 1999; Zepeda, Pineda y Alcocer, 1996). A continuación se presentan las recomendaciones desarrolladas a partir de los resultados experimentales. Éstas son también aplicables a muros con daño rehabilitados con encamisado con mallas metálicas.

En el cálculo de la cuantía se debe incluir el espesor de los aplanados de mortero de cemento que se colocaron por una o ambas caras de los muros. El cálculo de la contribución de la malla a la resistencia se hace de modo similar al caso de muros dañados; sin embargo, el factor de eficiencia se puede determinar de la figura 11.29. La propuesta de NTCM (GDF, 2002a) ha adoptado la misma metodología de cálculo; sólo el valor del factor de eficiencia es ligeramente menor que el de la figura 11.29. Se sugiere revisar los capítulos 5 y 6 de las NTCM. Además de la distribución de deformaciones de la malla, este factor considera la eficiencia del anclaje de la malla y la resistencia del mortero del recubrimiento. Así, a menor resistencia del mortero, menor será la contribución del refuerzo de la malla, ya que si la resistencia del mortero a la compresión es baja, se aplastará y se desprenderá a bajos niveles de distorsión lo que anulará el comportamiento del muro como sección compuesta. Se recomienda que la distorsión máxima de diseño sea de 0,007.

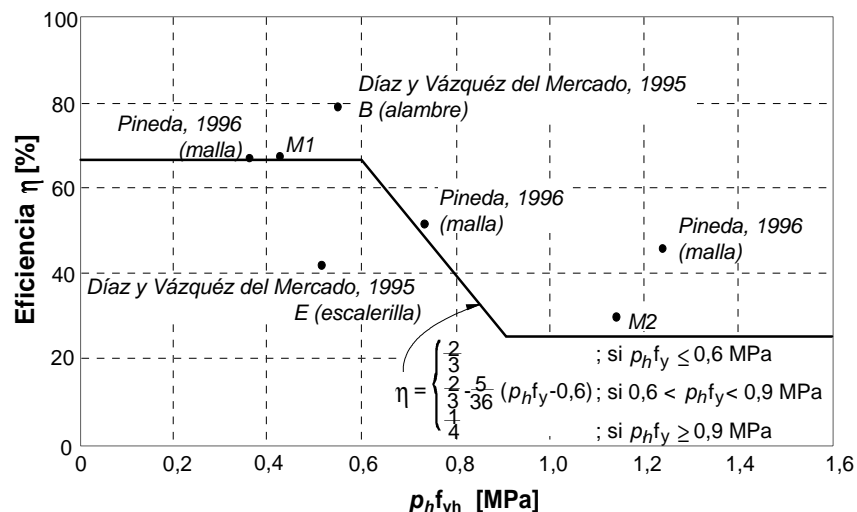


Figura 11.29 Factor de eficiencia del refuerzo horizontal (Aguilar y Alcocer, 2001)

Para lograr un comportamiento monolítico del encamisado con la mampostería existente, es indispensable tratar la superficie del muro antes de colocar la malla y aplicar el mortero. Se debe retirar todo recubrimiento del muro y, en caso de muros dañados, los fragmentos y piezas sueltas de la superficie de la mampostería; limpiar el polvo y las partículas en el interior de las grietas mediante chorro de agua. Previo al encamisado, se recomienda reparar las grietas de acuerdo con la sección 11.5.3.

Las mallas se pueden fijar directamente sobre las caras del muro, o bien usando separadores. Sin embargo, ensayos de laboratorio han demostrado que el

uso de separadores disminuye la resistencia al corte del sistema muro-conector-malla, aumenta la flexibilidad del conector, y facilita su propia extracción. Para espesores de 30 ó 40 mm , no representa ningún inconveniente adosar las mallas directamente al muro.



Figura 11.30 Malla metálica anclada a un muro de mampostería con clavos

En muros hechos con piezas macizas, las mallas de calibre pequeño (8 y 10) se pueden fijar con clavos de 64 mm de longitud para madera colocados manualmente con martillo (Fig. 11.30). Se recomienda una separación vertical y horizontal de 450 mm (GDF, 2002a); si las piezas son de mala calidad, se puede reducir la separación a 250 mm . Para mallas de mayor calibre (calibre 4 o alambres con 6,4 mm de diámetro, por ejemplo), se recomienda usar clavos *Hilti tipo X-ZF* o similar, de 51 mm de

longitud con arandela (Figs. 11.31 y 11.32). Estos clavos son fijados a pólvora con una pistola especial. Se recomienda usar una separación entre conectores de 450 mm. Los conectores *Hilti* o similar, también pueden ser usados en mallas de bajo calibre. Aunque por pieza son más caros que un clavo, incluyendo el cartucho de pólvora, el rendimiento en su colocación es mucho mayor, y el desperdicio es prácticamente nulo. Eventualmente, el costo de la herramienta para la colocación de los conectores se amortizará fácilmente.

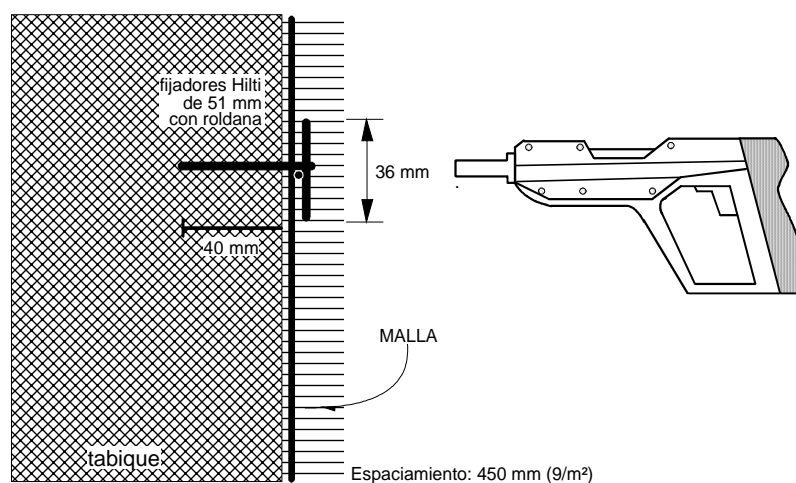


Figura 11.31 Conectores *Hilti tipo X-ZF* y herramienta para colocación



Figura 11.32 Malla metálica anclada a un muro de mampostería con conectores *Hilti*

En la práctica nacional y en la literatura mundial sobre el tema, se ha sugerido el uso de alambres (grapas o sujetadores) que pasen de lado a lado del muro para fijar mallas en ambos lados (Fig. 11.33). Esto requiere, por supuesto, de la perforación del muro en su espesor en varios lugares, así como el relleno del hueco que queda entre el alambre y el barreno con resina epóxica o un material similar. Esta solución es más costosa que usar clavos tipo *Hilti* colocados con pistola; sin embargo, el comportamiento del muro es comparable. La separación máxima recomendada es de 800 mm (de la Torre, 1995).

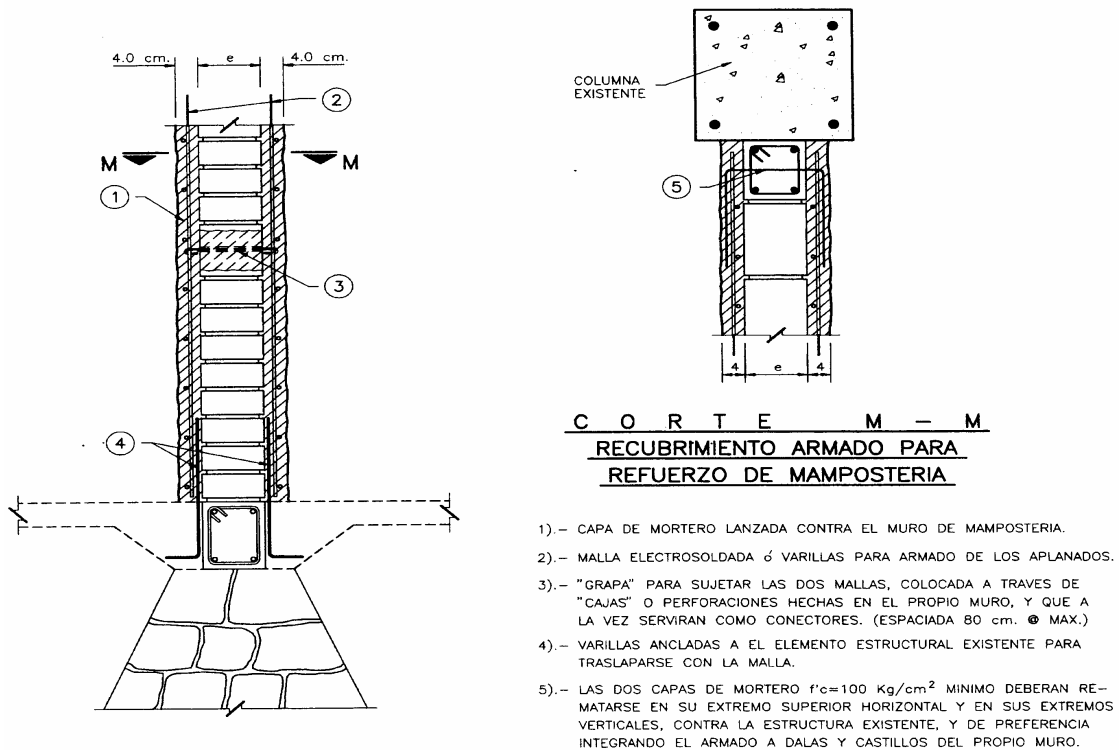


Figura 11.33 Recubrimiento armado para rehabilitación de mampostería (de la Torre, 1995)

En muros hechos con piezas huecas, como los bloques de concreto, se han empleado alcatayas hechas de acero de bajo carbono (tipo A-36) o de barra corrugada de refuerzo convencional. Resultados de un estudio que se desarrolló en el CENAPRED para evaluar estos conectores (Flores y otros, 1999), indicaron que se puede obtener un comportamiento satisfactorio si las alcatayas se alojan en las juntas de mortero y si tienen una longitud igual al espesor del muro. Con esto se logra que la alcataya quede apoyada en las dos cáscaras exteriores del bloque. En contraste, si la alcataya se conecta solamente a una cara del muro, la conexión es flexible y poco resistente. Los resultados no sostienen la necesidad de colocar placas de acero en el extremo posterior de la alcataya; la reacción de ésta en su longitud, ya sea sobre las paredes de la pieza o sobre la junta de mortero, es suficiente para desarrollar fluencia del acero de la alcataya. Como parte del estudio, se evaluó la idoneidad de anclar las mallas en la periferia del muro en lugar de usar conectores distribuidos uniformemente sobre el muro. Los resultados de ensayos de muros rehabilitados, sujetos a cargas laterales cíclicas, indican que los comportamientos son similares. Por tanto, se recomienda colocar sólo conectores en el perímetro, en virtud de la economía lograda. Para lograr un comportamiento estable, se recomienda que el sistema de conectores se diseñe por capacidad, de modo que no fluya antes de desarrollar la resistencia de diseño del muro.

Las mallas deben rodear a los castillos (Fig. 11.34). Esto se puede resolver traslapando la malla en forma de U que rodeará el castillo con las mallas sobre el muro. Para el traslape se siguen las recomendaciones para diseño de estructuras de concreto reforzado.

Las mallas deben ser continuas en muros ortogonales; en los cambios de dirección conviene incrementar el número de conectores. Si las mallas no se pueden doblar, debido particularmente a que son de alto calibre, se pueden usar mallas de menor calibre traslapadas adecuadamente. Las mallas deben rodear las aberturas en los muros (GDF, 2002a).



Figura 11.34 Confinamiento de un castillo con mallas metálicas que han sido traslapadas

El mortero se puede colocar manualmente o bien con dispositivos neumáticos (lanzado), siguiendo los procedimientos recomendados para concreto lanzado. Se ha observado que, con una buena ejecución, muros con recubrimiento de concreto lanzado tienen una mayor resistencia y rigidez que aquéllos con mortero colocado manualmente. En cualquier caso, antes de aplicar el mortero, se debe saturar la superficie del muro.

Para concreto (o mortero) lanzado se puede seguir el método

de la mezcla seca o el de la húmeda. En el primero, se premezclan los cementantes y los agregados, se llevan mediante aire comprimido a la boquilla y ahí se mezclan con agua para su lanzamiento. En el método de concreto lanzado por vía húmeda, se mezclan los cementantes, agregados y agua en un recipiente, para ser posteriormente inyectados mediante aire comprimido a través de una manguera y ser expulsados por una boquilla.

Un problema asociado al concreto lanzado es la presencia de huecos en el concreto lanzado debido al rebote de la mezcla en las superficies de la estructura existente, lo cual es común cuando existen varias parrillas de refuerzo o si el refuerzo es muy denso. Otro problema es el agrietamiento por contracción, asociado a mezclas con altos consumos de cemento, exceso de agua o curado inadecuado. Para aliviar estos problemas, se recomienda emplear aditivos como humos de sílice o fibras de polipropileno. Los humos de sílice tienen ventajas adicionales, ya que permiten incrementar el espesor de capa que se puede aplicar; aumentan la densidad de la mezcla; incrementan las resistencias a los agentes químicos, a ciclos de congelamiento y descongelamiento, a la adherencia, a la flexión y a la compresión; y disminuyen el rebote del material lanzado. Las fibras de polipropileno reducen el agrietamiento por contracción plástica.

En caso de mampostería confinada será necesario anclar las mallas a los castillos y dadas, así como recubrir estos elementos con el mortero o concreto del encamisado. Ensayes de laboratorio encaminados a evaluar la transferencia de cortante a través de interfaces de concreto nuevo y existente (Bass y otros, 1989) demostraron que prácticamente cualquier tratamiento para incrementar la rugosidad de la superficie es adecuado para transmitir las fuerzas, mientras se retire la capa exterior de lechada y el polvo, así como que se exponga el agregado grueso. Los resultados de los experimentos no parecen justificar el uso de aditivos tipo adhesivo.

Conviene que el mortero que se use para recubrir las mallas sea lo más resistente y rígido posible (mortero tipo I, según GDF, 2002a). Para incrementar la durabilidad del mortero de recubrimiento, se deben seguir las recomendaciones para buena práctica para concreto, en particular en lo relacionado con la graduación de la arena. En efecto, si la arena que se usa para el mortero contiene demasiados finos, se incrementa la probabilidad de fisuramiento por contracción, lo que facilita la penetración de humedad y cloruros, y aumenta el riesgo de corrosión.

Es conveniente extender el encamisado de los muros de planta baja a los cimientos del muro. Si es necesario reforzar estos últimos, se deben abrir cepas de tamaño suficiente para aumentar la base del cimiento, limpiando perfectamente las caras de la mampostería y quitando las piedras necesarias para formar llaves de corte con el mortero de recubrimiento. Resulta obvio la conveniencia de prestar atención a la impermeabilización del encamisado que esté expuesto a la humedad del terreno.

El refuerzo de muros con mallas metálicas ofrece una ventaja constructiva sobre la inserción de refuerzo horizontal: la facilidad de inspección y supervisión

en obra. En efecto, se puede revisar fácilmente que la malla se haya colocado sobre el muro. Aunque una vez que el muro se ha cubierto con mortero, no es fácil asegurar que el anclaje se haya ejecutado adecuadamente, conviene destacar que en una estructura es probable que el número de muros reforzados con malla sea bajo, de modo que se pueda esperar una supervisión más estricta en la construcción de estos muros.

11.5.5.2 Encamisado con mallas y bandas plásticas

Recientemente se han venido aplicando encamisados (totales o parciales) de muros de mampostería con materiales plásticos (*composites*, en inglés) (Seible, 1995; Ehsani y Saadatmanesh, 1996; Schwegler y Kelterborn, 1996; Ehsani y otros, 1997; Kolsch, 1998; Triantafillou, 1998; Cheng, 1998; Zepeda y Alcocer, 1998; Ehsani y otros, 1999, Velazquez-Dimas y Ehsani, 2000, Velazquez-Dimas y otros, 2000). Las estructuras son reforzadas usando la capacidad de carga a tensión de las fibras plásticas, de modo análogo al papel que juega el acero de refuerzo en el concreto. Esta propiedad se puede usar para reforzar a flexión, corte o compresión, dependiendo de cómo se orienta el material plástico. Así, por ejemplo, para reforzar a flexión un muro, el material compuesto se coloca externamente sobre la cara a tensión, de modo que las fibras largas sean colineales con el eje vertical del muro.

Fibras

De la gran cantidad de materiales desarrollados y ensayados en las industrias aeroespacial, automotriz y de deportes, sólo unos cuantos se han adoptado y refinado para ser usados en estructuras.

Las fibras usadas son largas y continuas, y pueden ser de vidrio, carbón o aramid. Las fibras pueden exhibir varias configuraciones: cables, bandas unidireccionales, o telas. La configuración afecta la tasa de saturación de la resina, así como la forma en que ésta humedece a las fibras. Adicionalmente, influye en la facilidad para su aplicación y para adaptarse al contorno del elemento. En la tabla 11.4 se presentan algunos parámetros de este tipo de fibras. Las fibras a tensión exhiben un comportamiento elástico lineal hasta la rotura. La resistencia transversal de las fibras es muy baja.

Tabla 11.4 Comparación de propiedades de fibras plásticas y acero de refuerzo (Fancher, 1997)

Parámetro	Fibra de vidrio	Aramid	Carbón de alta resistencia	Acero grado 42
Densidad (kg/m ³)	2 540	1 450	1 800	7 850
Resistencia a la tensión (MPa)	3 450	3 620	3 800	620
Rigidez a tensión (GPa)	72,4	131	227	200
Deformación a la falla (%)	4,8	2,8	1,7	12

De la tabla 11.5 se pueden comparar, cualitativamente, algunas propiedades físicas y mecánicas de varias fibras.

Tabla 11.5 Comparación cualitativa entre fibras plásticas para rehabilitación estructural (Fancher, 1997)

Parámetro	Fibra de vidrio	Aramid	Carbón de alta resistencia
Resistencia a tensión	Moderada	Alta	Alta
Rigidez a tensión	Baja	Baja	Moderada
Deformación a la falla	Moderada	Moderada	Baja
Resistencia a la fatiga	Baja	Moderada	Alta
Resistencia a flujo	Moderada	Moderada	Alta
Nivel de esfuerzo a la falla	Bajo	Moderado	Alto
Resistencia al impacto	Alta	Alta	Moderada
Estabilidad frente al calor	Alta	Moderada	Alta
Resistencia a álcalis	Baja	Moderada	Alta
Costo	Bajo	Alto	Alto

La fibra de vidrio más usada es la tipo E. La tipo S tiene una mayor resistencia a tensión y la AR mejor resistencia a los álcalis; sin embargo, ambas son muy costosas.

Las fibras de aramid, que son mejor conocidas por el nombre comercial de una de ellas, *kevlar*, poseen una alta resistencia, bajo peso y una excelente resistencia al impacto. Es la menos usada de los tres grupos.

Las fibras de carbón poseen propiedades mecánicas y una resistencia al ambiente idóneas para uso externo en rehabilitación estructural. La rigidez a tensión de las fibras de alta resistencia es mayor que la de fibra de vidrio; no obstante, se pueden hallar fibras más rígidas aún.

Las ventajas de las fibras son su excelente durabilidad, y las altas relaciones de resistencia/peso y rigidez/peso, en comparación con placas de acero.

La resistencia a la fatiga de las fibras plásticas se compara con la del acero en la figura 11.35. Es claro que después de 10 millones de ciclos, la resistencia de las fibras de carbón es superior a la de los otros materiales. Se ha estudiado detalladamente la resistencia a la fatiga de fibras de carbón/grafito con altos módulos de rigidez y altas resistencias a la tensión. Con la excepción de cuando los esfuerzos a tensión son bajos, la resistencia a la tensión de fatiga está controlada por las resistencias simples a compresión y tensión; además, parece ser relativamente independiente de la humedad o presencia de aceites. Sin embargo, la resistencia a fatiga se ve afectada cuando la fibra es sometida a esfuerzos alternos de tensión-compresión. En particular, los esfuerzos de

compresión pueden provocar un micropandeo, o bien, un desplazamiento de corte de las fibras.

La alta rigidez axial de las fibras de carbón o grafito son responsables que el flujo plástico en la matriz resinosa sea pequeño.

Resinas

El papel de las resinas, o del material de la matriz de los materiales sintéticos, es distribuir la carga a las fibras. La resina sirve también para mantener a las fibras alineadas, así como para protegerlas del ambiente.

Las tres resinas que más se usan son poliéster isoftálico, viniléster y epóxica.

Las resinas de poliéster isoftálico son de bajo precio, aunque sus propiedades son inferiores a las de otras resinas. Exhiben altas contracciones cuando curan; sin embargo, esta desventaja se puede eliminar si se aplican en camisas prefabricadas.

La formulación química de resinas de viniléster está relacionada con la de los poliésteres y epóxicos, de aquí que exhiben características de ambas. Al igual que con las resinas de poliéster, su uso en camisas prefabricadas reduce el efecto de su alta contracción volumétrica.

Las resinas epóxicas poseen propiedades mecánicas bien conocidas y una excelente adhesión a varias fibras, así como a materiales base y de relleno. En contraste con los productos con poliéster y viniléster, las resinas epóxicas no emiten estirenos.

El tipo de resina y la clase de fibra deben ser compatibles para la aplicación deseada. Las resinas de poliéster y viniléster se usan con fibras de vidrio, mientras que las epóxicas se pueden usar para las tres clases de fibras. De la tabla 11.6 se pueden comparar, cualitativamente, las resinas (Fancher, 1997).

Las fibras plásticas no exhiben deterioro de su resistencia a tensión por exposición a rayos ultravioleta (UV); no así la resina epóxica, que se vuelve blanca con la exposición. Por tanto, si se espera que el sistema fibra-resina esté expuesto a la luz solar directa, será necesario protegerlo con una capa que limite la radiación UV. Pruebas de laboratorio han indicado que un recubrimiento de uretano sobre fibras de carbón ayuda a mantener la resistencia a tensión aún

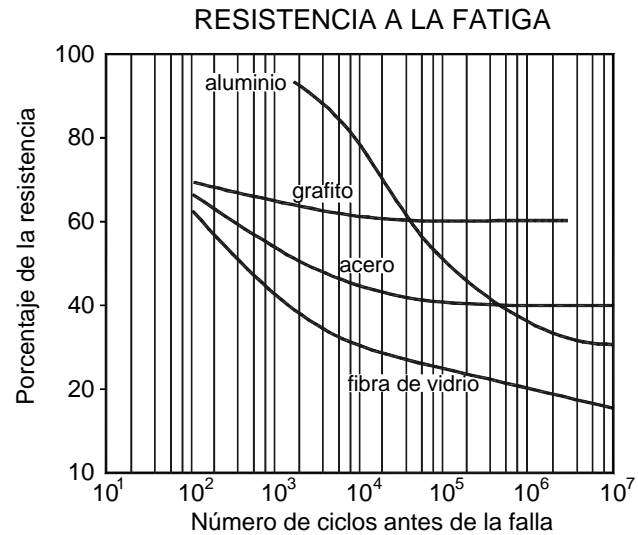


Figura 11.35 Comparación entre resistencias a la fatiga de fibras de carbón (grafito), acero, fibra de vidrio y aluminio

después de 4 000 horas de exposición a UV; en las fibras de vidrio y de aramid, se observa una disminución del 10 al 20 por ciento de su resistencia (Tonen, 1997).

Tabla 11.6 Comparación cualitativa entre resinas

Parámetro	Poliéster (Curado en planta)	Viniléster (Curado en planta)	Epóxica (Curado en horno)	Epóxica (Curado a T ambiente)
Resistencia a tensión	Baja a moderada	Moderada	Moderada a alta	Moderada a alta
Rigidez a tensión	Baja a moderada	Moderada/alta	Moderada a alta	Moderada
Deformación a la falla	Baja	Baja/moderada	Moderada a alta	Moderada a alta
Flexibilidad	Baja	Baja	Moderada	Moderada
Resistencia a flujo plástico	Alta	Alta	Moderada	Moderada
Resilencia	Baja	Baja/moderada	Moderada	Moderada
Resistencia al impacto	Baja	Baja/moderada	Moderada	Moderada
Estabilidad al calor	Baja a moderada	Moderada	Moderada	Moderada
Resistencia la humedad	Moderada	Moderada	Moderada a alta	Moderada a alta
Resistencia a álcalis	Baja a moderada	Moderada	Alta	Alta
Resistencia a radiación UV	Baja	Baja	Baja	Baja
Costo del material	Bajo	Moderado	Moderado	Moderado

Métodos de aplicación

Son cinco los principales métodos de aplicación de fibras plásticas para rehabilitación estructural.

1. Placas rígidas. Su aplicación es similar a la de las placas metálicas. De una hoja de material compuesto, ya curado, se corta una placa con la longitud y anchura necesarias, y se adhiere a la superficie ya preparada del elemento por ser reforzado.
2. Camisas prefabricadas. Son tubos circulares u ovales, de gran diámetro y espesor pequeño, que se fabrican y curan en taller. Las camisas, que poseen un corte longitudinal, se colocan envolviendo al elemento y se cierran con adhesivos, zunchándolas mientras curan.
3. Cables enrollados. Se enrollan cables de fibra en elementos tipo columna. Los cables pueden ser impregnados de resina en el campo o bien pueden llegar de la fábrica ya impregnados (tipo *prepeg*).
4. Bandas pultruidas. El término pultrusión se refiere al proceso de estirado de fibras continuas a través de un dado simultáneamente a la impregnación de resina sin curar, de modo de formar una banda angosta de sección transversal constante. Este proceso se lleva a cabo en fábricas, de modo que, la banda ya curada, es adherida a las superficies del elemento ya preparadas.

5. Colocación en húmedo. En este método, una tela u hoja se satura con resina en el sitio y se coloca sobre el elemento formando una lámina de material compuesto. La saturación se puede lograr con técnicas manuales o mecánicas.

La colocación de fibras de materiales sintéticos (compuestos) para rehabilitar estructuras de mampostería, permiten:

- incrementar el confinamiento de muros, lo que se traduce en resistencias superiores y una mayor capacidad de deformación
- aumentar la resistencia a flexión fuera del plano
- mejorar la resistencia a corte en el plano
- aumentar la masa del edificio y el espesor de muros en cantidades despreciables
- no modificar la cimentación
- rapidez en la construcción, ya que las fibras se cortan en obra y no se requiere desalojar el edificio
- facilidad en la construcción.

Una desventaja es que se pierde la apariencia de la mampostería, aspecto que puede ser importante si la estética del edificio es un factor determinante para escoger el sistema de rehabilitación. Un caso evidente de esto son los monumentos históricos.

En algunos casos es necesario colocar pernos de anclaje, tal y como sucede para fijar los extremos de las fibras en vigas de concreto cuando éstas se colocan en sentido perpendicular al eje longitudinal con miras a mejorar el confinamiento y resistencia a tensión diagonal. Este caso ejemplifica una alta concentración de esfuerzo que obliga a sujetar a la fibra con placas y pernos.

Los resultados experimentales indican que el encamisado con materiales sintéticos es altamente efectivo para incrementar la resistencia a cargas laterales, reducir las deformaciones por corte y para mejorar la ductilidad de la edificación completa. Triantafillou (1998) ha propuesto diagramas de interacción adimensionales para facilitar el diseño de este tipo de esquemas. El diseño de la rehabilitación con fibras plásticas se puede hacer siguiendo un enfoque de esfuerzos permisibles, o bien por resistencia última. En este último, las hipótesis de comportamiento de las secciones transversales y de deformaciones máximas son iguales a las seguidas en diseño de concreto o mampostería por resistencia última.

Se ha sugerido que las bandas unidireccionales son preferibles sobre las telas bidireccionales que cubren toda la superficie del muro. Si se usan bandas, deben orientarse de modo que crucen perpendicularmente a las grietas inclinadas (Figs. 11.36 a 11.40); Schwegler y Kelterborn (1996) han presentado la aplicación

de modelos de puntales y tensores para optimar el diseño e instalación. Si se emplean fibras en forma de telas, se recomienda orientar las fibras horizontalmente para cruzar las grietas diagonales o de corte, de modo de permitir que las grietas a flexión se abran (Seible, 1995). Las fuerzas que se pueden transmitir a las camisas sintéticas están limitadas por la resistencia al corte rasante o la resistencia a tensión de la mampostería, ya que por lo general, las resinas poliméricas exhiben resistencias superiores que el material base (concreto o mampostería).



Figura 11.36 Preparación de la superficie de un muro de mampostería con resina epóxica

Es recomendable confinar los talones de un muro, si es posible, de modo de controlar el aplastamiento por compresión y una falla por estabilidad lateral del talón de compresión.

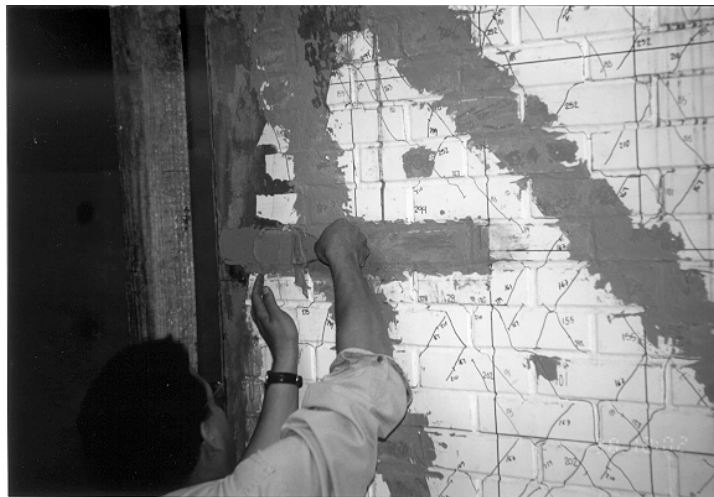
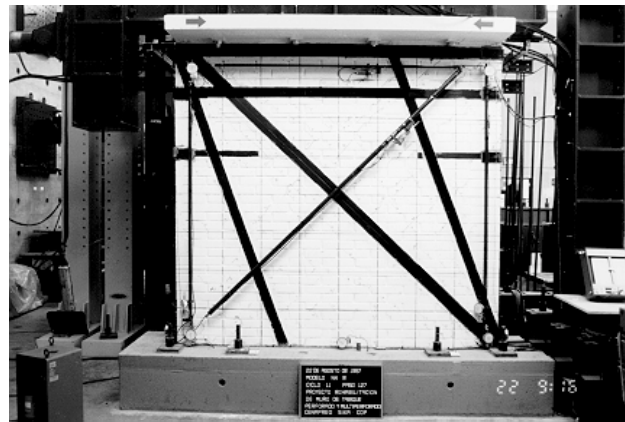


Figura 11.37 Ensayes preliminares de tensión para verificar que la resistencia del material base sea adecuada para colocar las bandas de fibras de carbón



Figura 11.38 Colocación de bandas de fibras de carbón

Figura 11.39 Rehabilitación de un muro de mampostería usando bandas de fibras de carbón; en la cara posterior las bandas se orientan en dirección ortogonal a las mostradas en la fotografía



El incremento de la resistencia a flexión en el plano depende de un anclaje adecuado de la fibra; si se usan pequeñas longitudes de desarrollo y/o no se colocan anclajes en los extremos de las fibras y/o la resistencia a tensión del material base es baja, se puede producir fallas prematuras caracterizadas por desprendimiento de las láminas debajo de la resina (Fig. 11.40).

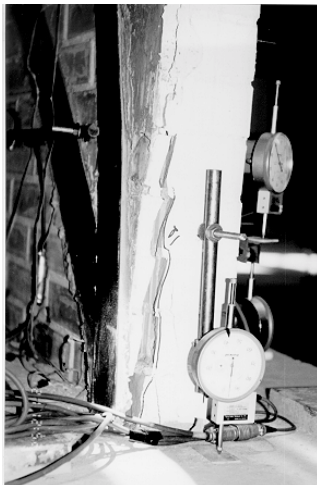


Figura 11.40 Desprendimiento de las láminas sintéticas debido a una deficiente resistencia a tensión de los tabiques

Recientemente, Kolsch evaluó el comportamiento fuera de plano de muros de mampostería reforzados con láminas de carbón embebidas en una matriz con base de cemento, polímeros, aditivos y agua. Este sistema ofrece la ventaja de ser compatible con el material base de la mampostería, tanto en términos de adherencia, permeabilidad y coeficiente de expansión térmica. La matriz debe poseer propiedades mecánicas adecuadas para transmitir la carga; una consistencia adecuada para penetrar las telas sintéticas; buena adherencia; compatibilidades térmica y química con las fibras y el material base; buena resistencia a la

temperatura y fuego; además, debe ser trabajable y no ser contaminante.

Otra aplicación de los materiales plásticos ha sido para mejorar el comportamiento fuera de plano de muros de mampostería simple ante fuerzas inducidas por los sismos (Ehsani y otros, 1999, Velazquez-Dimas y Ehsani, 2000, Velazquez-Dimas y otros, 2000). Como se sabe, uno de los modos de falla de la mampostería simple es la flexión fuera de plano. Al fallar los muros, los techos y pisos pierden soporte y caen, con las evidentes consecuencias. Para evitar el colapso parcial o total, así como para mejorar el desempeño de la estructura, se ha propuesto instalar conectores metálicos entre el sistema de piso o techo y el muro. Esta solución ha sido ampliamente usada en la costa Oeste de los Estados Unidos de América, especialmente en el estado de California. Sin embargo, este refuerzo ha hecho que ahora el elemento vulnerable sea el muro, y ya no la conexión muro-techo o muro-piso.

Para mejorar la capacidad a flexión sísmica fuera del plano, se han instalado bandas verticales de fibra de vidrio (tipo E) con diferentes anchuras y cuantías. Los resultados de laboratorio indican que cuando la anchura de la fibra es baja, los esfuerzos cortantes en la interfaz mampostería-fibra tienden a ser muy altos, incrementando de manera significativa la probabilidad de una falla por desprendimiento de la fibra. Esta falla empieza cerca de la mitad de la altura del muro y se extiende con los ciclos hacia los extremos. Este modo de falla debe evitarse, en virtud de que conduce a un comportamiento frágil que además deteriora rápidamente la capacidad de disipación de energía de la estructura. Por tanto, durante la etapa de diseño es indispensable revisar la magnitud de los esfuerzos cortantes.

Otro parámetro con influencia significativa en la respuesta cíclica de muros reforzados es la cuantía de refuerzo (relacionada con el espesor, o peso, de las bandas de fibras de vidrio). Este valor normalmente se expresa como fracción o múltiplo de la cuantía balanceada, definida como aquella para la cual se alcanza, simultáneamente, la resistencia a la compresión de la mampostería y la resistencia a la tensión de la fibra. Al igual que en concreto reforzado, menores cuantías de refuerzo conducen a fallas controladas por la resistencia a la tensión de la fibra.

Velazquez-Dimas y Ehsani (2000) han propuesto limitar la cuantía de refuerzo a 0,4 y 2,0 veces la cuantía balanceada, para relaciones altura/espesor del muro, h/t , de 14 y 28, respectivamente. Además, recomiendan aplicar la teoría elástica de flexión de vigas para evaluar la capacidad del muro, limitando la deformación a tensión máxima de la fibra a 0,004 (aplicable a fibras de vidrio tipo E). Finalmente, sugieren que la distorsión máxima sea 0,007.

Actualmente, el costo de rehabilitar con materiales sintéticos es alto; sin duda que, conforme se mejoren los procesos de fabricación y se difunda más esta tecnología, los costos bajarán y sus aplicaciones se incrementarán. En este momento en el país, sólo en edificios excepcionales, de alto valor histórico, estético o similar, se justifica su empleo.

11.5.6 ADICIÓN DE ELEMENTOS CONFINANTES DE CONCRETO REFORZADO

Con objeto de mejorar el comportamiento de toda la estructura, y no solamente de ciertos muros, es a menudo necesario construir castillos y dalas, ya sea porque no existen o bien porque sus dimensiones, ubicación o detallado son inadecuados. En su diseño y construcción se deben satisfacer los requisitos de las NTCM (GDF, 2002a). Los armados deben estar debidamente anclados para desarrollar la resistencia de diseño. Se sugiere revisar las recomendaciones que para construcciones nuevas se han hecho y que son, la mayoría, aplicables a este caso.

11.6 CORROSIÓN DEL ACERO DE REFUERZO

Uno de los problemas más serios y complejos asociados a la durabilidad de las estructuras es la corrosión⁸ del refuerzo o de los metales ahogados en concreto o mampostería.

El concreto es un material con alta alcalinidad, con valores pH entre 12 y 13. En este ambiente, el acero ahogado permanece protegido de la corrosión por una película pasiva que está adherida a la superficie de la barra. Cuando esta capa se altera, puede ocurrir corrosión. La corrosión se acelerará si el pH baja debido a carbonatación, o bien, si penetran al concreto o ahogan en él, agentes químicos agresivos o materiales metálicos distintos. Este último caso se conoce como corrosión galvánica.

El agrietamiento y desconchamiento del concreto debidos a la corrosión dependen, fundamentalmente, de la resistencia a tensión del concreto, la calidad y espesor del recubrimiento, la adherencia entre las barras y el concreto, el diámetro de la barra y de la cuantía de corrosión (expresada como variación del peso de la barra). En particular, es relevante la relación entre el recubrimiento r , y el diámetro de la barra d_b . Así, mientras menor sea esta relación, para un mismo diámetro de barra, menor será la cuantía de corrosión necesaria para agrietar el concreto. Por ejemplo, para r/d_b de 3 y barras del no. 4, se requiere 1 por ciento de corrosión para producir agrietamiento, mientras que para una relación de 7, se requiere 4 por ciento (Al-Sulaimani y otros, 1990). Estos autores encontraron que la adherencia aumenta para cuantías de corrosión de 1 por ciento; a partir de este valor, disminuye rápidamente.

⁸ La corrosión es un proceso electroquímico que requiere un ánodo, un cátodo y un electrolito. La matriz húmeda del concreto constituye un excelente electrolito, y el acero de refuerzo proporciona al ánodo y al cátodo. La corriente eléctrica fluye entre el cátodo y el ánodo, de modo que la reacción resulta en un incremento del volumen del metal al formarse óxidos ferroso y férrico, y al precipitarse con el color "óxido" característico. Se requiere agua y oxígeno para la relación.

Los cloruros en el ambiente penetran en el concreto, con ayuda de la humedad en la superficie, y llegan al acero de refuerzo (Fig. 11.41). Durante este proceso, el concreto se agrieta y se desprende debido a la expansión del acero corroído, lo que se traduce en una mayor penetración de cloruros y, por ende, en más corrosión. La penetración de cloruros en el concreto se ve favorecida cuando:

- existe una alta concentración de cloruros en el ambiente
- el concreto es permeable
- la humedad es alta
- cuando el pH del concreto es alto; por ejemplo, si el pH es de 13,2, la concentración de cloruros será del orden de 8 000 ppm; mientras que si el pH es de 11,6, será de 70 ppm.

La anchura máxima permitida de grietas o juntas para evitar corrosión, varía según la condición de exposición. En condiciones secas, la anchura máxima es de 0,4 mm; en contacto con humedad, aire húmedo o suelos, de 0,3 mm; en contacto con agua y brisa de mar, 0,15 mm.

Los cloruros pueden entrar al concreto si se usan aditivos acelerantes, arena de mar o agua de mar. Si se considera que el concreto reforzado estará en un ambiente húmedo y expuesto a cloruros, se recomienda que el porcentaje de cloro por peso de cemento sea menor de 0,10; si no estará expuesto a cloruros, este valor puede subir a 0,15.

Como se dijo antes, la corrosión del acero puede ocurrir debido a la carbonatación del concreto. Ésta es una reacción entre gases ácidos en la atmósfera y productos de la hidratación del cemento. El dióxido de carbono de la atmósfera penetra al concreto y se difunde reaccionando con el hidróxido de calcio presente en el concreto. Como resultado, el pH baja a 10 y, consecuentemente, se pierde la protección contra la corrosión. En esta circunstancia, la corrosión empieza rápidamente. Se ha estimado que en concretos de buena calidad, la tasa de avance de la carbonatación es de 1 mm/año; este proceso requiere ciclos de secado-mojado.

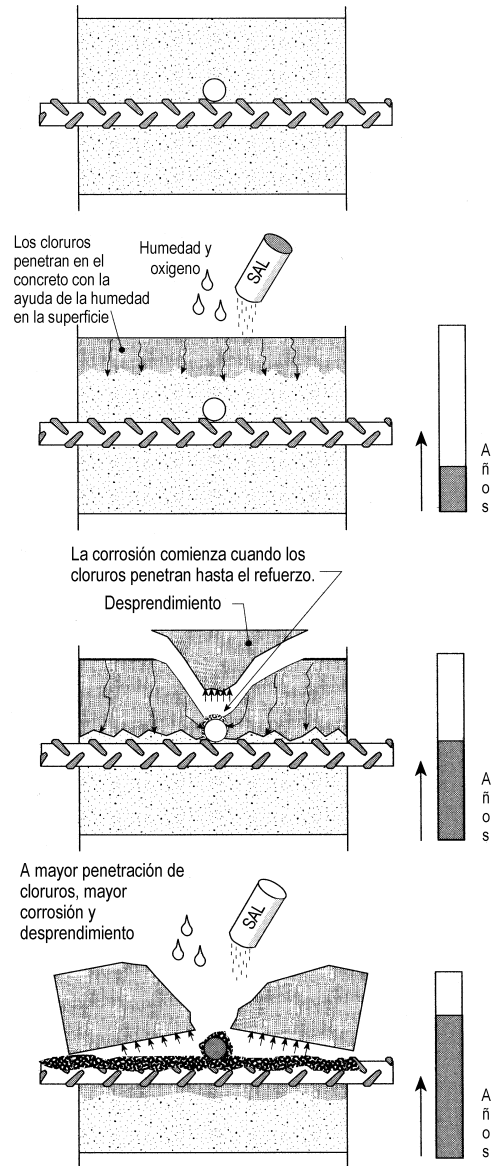


Figura 11.41 Penetración de cloruros en el concreto (modificada de Emmons, 1993)

Otro tipo de corrosión es la galvánica. Esta ocurre cuando dos materiales metálicos diferentes se dejan ahogados en el concreto. En presencia de cloruros y humedad, estos metales forman un par galvánico, que se caracteriza por un flujo de electrones desde el ánodo al cátodo y de iones en sentido inverso. Con el tiempo, el ánodo se oxida, provocando expansiones y agrietamiento del concreto que lo rodea. En la lista que sigue se han ordenado los metales de modo creciente según su actividad: 1. Zinc; 2. Aluminio; 3. Acero; 4. Hierro; 5. Níquel; 6. Estaño; 7. Plomo; 8. Latón; 9. Cobre; 10. Bronce; 11. Acero inoxidable; 12. Oro. Cuando dos metales están en contacto, vía un electrolito activo, el metal menos activo de esta serie (con el menor número), se corroe. Así, por ejemplo, si se ahoga un elemento de aluminio y una barra de acero en concreto, el aluminio será el ánodo (y se oxidará, en este caso formando óxido de aluminio), y el acero será el cátodo.

Frecuentemente, cuando se evalúa una estructura con corrosión importante en las barras de refuerzo, surge la duda sobre la resistencia remanente de la barra. Esta disminuye si se pierde sección; se ha encontrado que si el porcentaje de corrosión es hasta de un 1,5 por ciento, la resistencia de la barra es igual a la nominal. Si el porcentaje de corrosión es de 4,5 por ciento, la resistencia es 15 por ciento menor que la nominal.

En ocasiones, la corrosión se manifiesta en la parte inferior del elemento estructural (vigas, losas), pero se debe a la penetración de cloruros y humedad por grietas o juntas constructivas en la cara superior (Fig. 11.42).

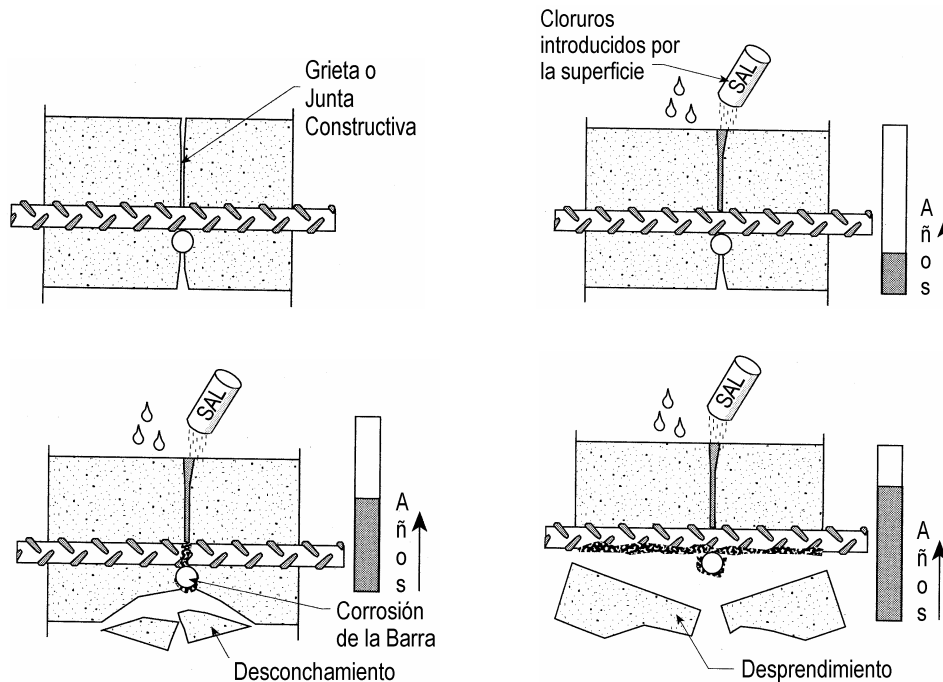


Figura 11.42 Efecto de grietas o juntas en la corrosión del acero (modificada de Emmons, 1993)

Antes de seleccionar el material a usar en la reparación por corrosión, es conveniente conocer los objetivos de desempeño que busca el dueño o usuario de la estructura. Así, por ejemplo, será importante conocer si la reparación debe quedar oculta o visible, cuál es la textura aceptable de la superficie; en qué condiciones de uso se realizaría la reparación; cuál es la vida útil de ésta; qué tipo de falla (agrietamiento, delaminación, separación, otras) y qué consecuencias de ella se aceptan en las personas, desempeño estructural y en el ambiente. Además, se deben identificar las condiciones ambientales y de servicio a que estará expuesta la estructura: gases, sustancias químicas, rayos ultravioleta, humedad, cambios térmicos, cargas.

Será necesario entender cómo pueden afectar las características de exposición a la superficie, el material de reparación, el refuerzo, la interfaz del concreto existente, y el concreto existente (Emmons, 1993).

Con objeto de eliminar el agrietamiento por contracción, el material que se use deberá tener un alto contenido de agregados, los cuales deberán estar limpios y ser lo más grandes posible; se deberá eliminar cualquier diseño de mezcla que exija altos contenidos de agua; se deben procurar los más bajos consumos de cemento asociados a las resistencias esperadas; y, de modo fundamental, se deben curar adecuadamente. En la tabla 11.7 se ilustra la interacción entre las relaciones agua/cemento y cemento/agregado en la contracción por fraguado. Conviene tener presente que no todos los materiales que se comercializan como de baja contracción en realidad lo son. Sorprende que en algunos casos la contracción medida en estos productos es de hasta seis veces la medida en concreto normal (Fig. 11.43). Información adicional sobre materiales de reparación se puede encontrar en Emmons (1993) y en catálogos de fabricantes.

Tabla 11.7 Interacción entre las relaciones agua/cemento y cemento/agregado en la contracción por fraguado de materiales de reparación

Relación cemento/agregado	Relación agua/cemento				Contracción
	0,4	0,5	0,6	0,7	
3	0,08	0,12			Alta
4	0,055	0,085	0,105		
5	0,04	0,06	0,075	0,085	Moderada
6	0,03	0,04	0,055	0,065	
7	0,02	0,03	0,04	0,05	Baja

Para reparar una zona dañada por corrosión del acero de refuerzo se debe practicar una caja, con cortes a 90°, que expongan el acero corroído (Fig. 11.44). Los primeros 20 mm de profundidad sobre el perímetro de la caja se cortan usando disco. El concreto se puede retirar mediante cincel y martillo, un martillo neumático o eléctrico, o chorro de agua a presión (140 a 280 MPa).

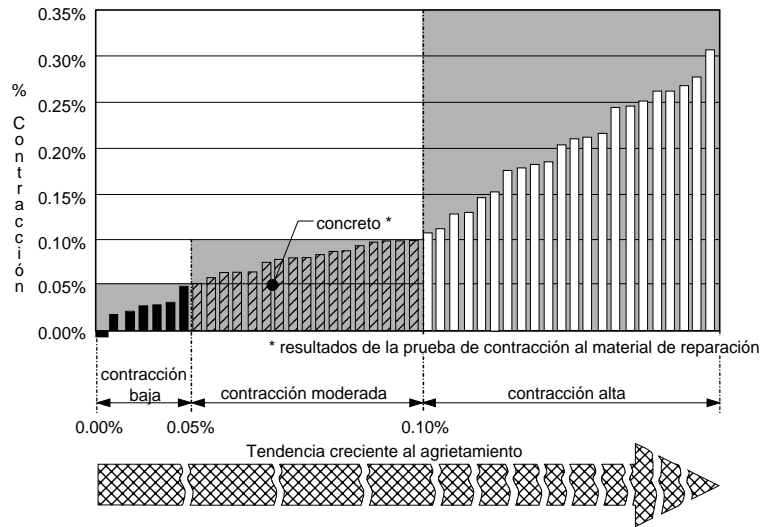


Figura 11.43 Contracción medida en varios materiales de reparación, comercializados como de baja contracción

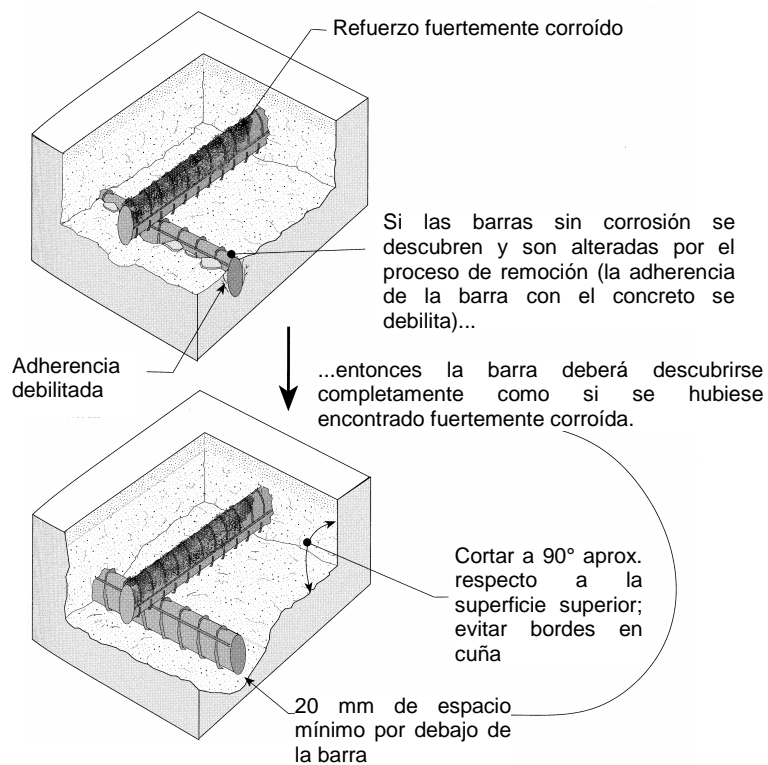


Figura 11.44 Preparación del concreto en una zona afectada por corrosión (modificada de Emmons, 1993)

Si al descubrir el acero, se observan barras corroídas en contacto con sanas, se deberán descubrir completamente dejando, cuando menos, 20 mm libres debajo de ellas. Lo anterior obedece a que durante los trabajos de demolición del concreto se pudo haber deteriorado la adherencia del refuerzo sano con el concreto circundante. La colocación de concreto nuevo para rellenar la caja, de modo que cubra al acero corroído y al sano, pretende restituir la adherencia.

Posteriormente, se limpian las superficies del acero y del concreto. Las barras de acero se pueden limpiar usando un escarificador de agujas, con agua a alta presión (210 a 700 kg/cm², o 21 a 70 MPa), con chorro abrasivo de arena (*sandblasteado*), o con carda de metal. En cualquier caso, se debe asegurar la limpieza del perímetro completo de la barra; es frecuente que la limpieza sea imperfecta por una incorrecta aplicación de las técnicas de limpieza (Fig. 11.45). Se debe prestar atención a limpiar la superficie de concreto de la caja de modo de retirar polvo, pedazos sueltos y cualquier otro material que reduzca la adherencia entre el concreto y el material de reparación. Si las barras han perdido más de un 25 por ciento de su sección transversal, será necesario reemplazarlas o bien colocar barras supletorias ancladas adecuadamente.

En ocasiones, es conveniente proteger al refuerzo de la corrosión. Existen cuatro categorías:

1. Encapsulado. Las barras se cubren herméticamente con resinas epóxicas, las cuales se aplican sobre las barras en forma líquida con brocha o mediante atomizador. Tiene el inconveniente que es difícil lograr un encapsulado perfecto en aplicaciones en la obra; además, si queda alguna zona sin resina, las corrientes eléctricas se pueden concentrar y acelerar la corrosión.

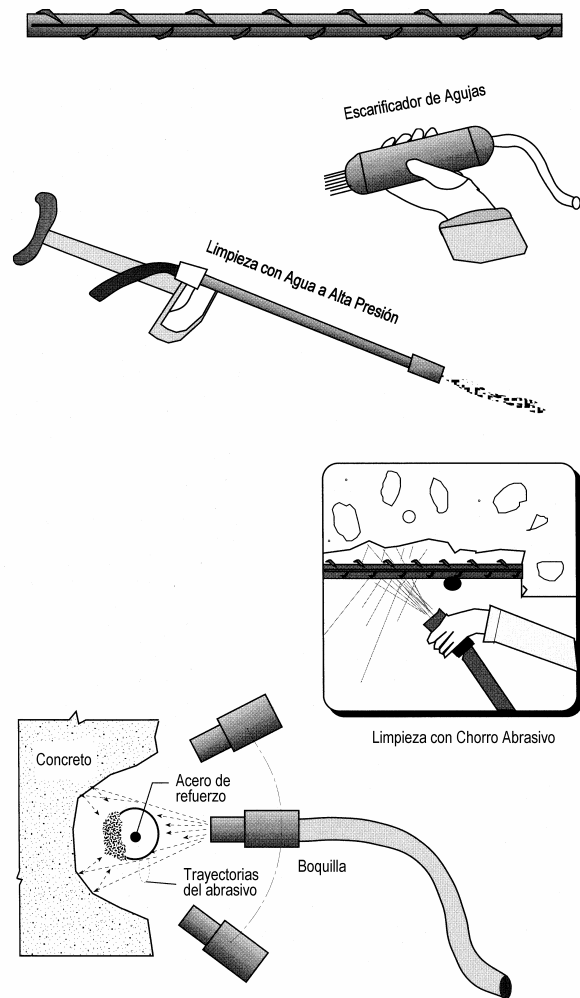


Figura 11.45 Limpieza del acero de refuerzo (modificada de Emmons, 1993)

2. Protección catódica con ánodo de sacrificio. Se usa un metal de sacrificio como alternativa de protección; generalmente, se aplica zinc a la barra, una vez que todas las superficies han sido reparadas. Las barras cubiertas con zinc son conectadas eléctricamente con el resto del armado. Su aplicación ha sido experimental hasta ahora.
3. Protección catódica a través de una corriente inducida. Su principio se basa en invertir el flujo de corriente eléctrica que causa la corrosión. Se instalan ánodos sobre la superficie de concreto o cerca de ella y se conectan eléctricamente con el armado. Se debe revisar y ajustar periódicamente la corriente.
4. Películas alcalinas. Las barras se impregnan con materiales alcalinos de modo de crear una barrera de protección contra la corrosión.

En American (1986) se pueden encontrar discusiones sobre la aplicación de algunas de estas soluciones.

Adicionalmente a las opciones anteriores, existen varias estrategias para inhibir el proceso de corrosión:

- aplicar a la superficie del elemento una película selladora que reduzca la permeabilidad; con esta película se crea una barrera a los cloruros
- colocar un material hidrófobo que penetre en el concreto; esta es una doble protección, ya que la barrera a los cloruros no sólo existe en la superficie
- reemplazar el concreto afectado por uno con aditivos especiales que reduzcan la permeabilidad y con mejores propiedades mecánicas
- combinar los procedimientos anteriores.

Las películas selladoras y membranas que pueden aplicarse son basadas en silanos, siloxanos, epóxicos, uretanos, hules clorinados y metacrilatos.

Los aditivos de concreto que se venden comercialmente para proteger contra la corrosión, lo hacen de modo pasivo y activo. En el primer caso, el aditivo forma una barrera que dificulta la migración de cloruros y humedad en el concreto, lo que se traduce en un retraso en el tiempo de corrosión. El segundo modo, reduce la tasa de corrosión a través de la formación de una barrera a nivel molecular en el acero de refuerzo. Esta película protectora incrementa la resistencia del acero a los ataques de cloruros y disminuye las reacciones corrosivas.

Para proteger al concreto de la carbonatación se puede impregnar con silicatos de sodio, aplicar membranas superficiales de acrilatos y estirenos de acrilato, o capas de morteros, de preferencia con polímeros (Emmons, 1993).

11.7 RECIMENTACIONES Y RENIVELACIONES

En esta sección se describen, de modo breve, las distintas opciones que se pueden seguir para recimentar y/o renivelar una estructura de mampostería.

Puesto que las estructuras de mampostería son relativamente bajas, en comparación con otras de acero o concreto, sus cimentaciones son, generalmente, superficiales. Éstas pueden estar resueltas con zapatas corridas, de concreto o de piedra braza, o con losas de concreto con contratraveses de rigidez.

Los problemas más frecuentes que se presentan en la práctica son los hundimientos diferenciales. Este es el caso de edificios desplantados en zonas con suelos blandos, como la del lago en el Distrito Federal, siendo más graves los problemas cuando se encuentran en las fronteras de suelos con rigideces muy diferentes.

En GDF (2002b) se precisa la magnitud visual tolerable del desplomo mediante la siguiente expresión en función de la altura de la construcción, h_c , en metros:

$$\text{Inclinación visible} = \frac{100}{100 + 3h_c}; \text{ en por ciento}$$

El valor máximo de desplomo que los usuarios de un edificio en la ciudad de México pueden tolerar, es aproximadamente 40 por ciento mayor que el desplomo visual.

El Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal no es explícito en el desplomo que se puede admitir por seguridad estructural; sin embargo, la experiencia es que desplomos mayores que 2 por ciento, sobre todo en edificios altos, atemorizan grandemente (Santoyo y Segovia, 1995).

Las técnicas para renivelar han consistido casi siempre en hacer descender la parte que ha quedado alta; lo más frecuente ha sido reforzar la cimentación y excavar el suelo inmediato a ella para permitir el hundimiento correctivo. Sin embargo, en sí la renivelación se orienta a corregir el desplomo de estructuras, sin necesariamente, requerir el refuerzo de su cimentación.

Los edificios se pueden recimentar y/o renivelar empleando pilotes de control, subexcavación y micropilotes. La selección del método por usar queda a responsabilidad del ingeniero especialista en geotecnia, después de interpretar la condición peculiar de su caso y la congruencia del tipo que elija. En lo que sigue se presentan conceptos básicos de estas técnicas con fines informativos, pero sin el ánimo de pretender que se aplique, sin la elaboración de un estudio de mecánica de suelos riguroso.

11.7.1 PILOTES DE CONTROL

Los pilotes de control fueron concebidos por Manuel González Flores para estar apoyados en una capa dura de asentamiento nulo o muy pequeño (1964). El control de deformación tipo *Picosa* lo proporciona un conjunto de celdas de madera de caobilla (Fig. 46).

En Tamez (1990) y en Santoyo y Segovia (1995) se presenta una discusión completa sobre el comportamiento de este tipo de pilotes.

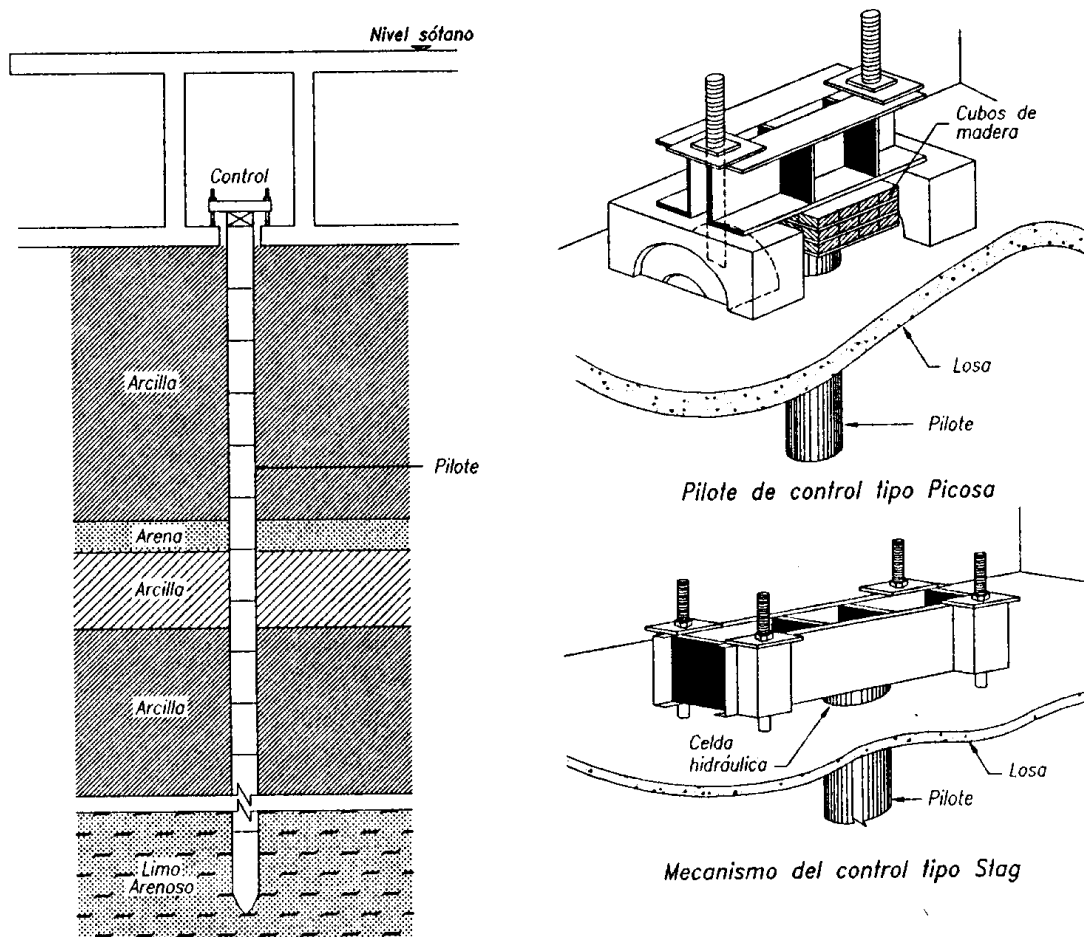


Figura 11.46 Pilote de control (modificado de Santoyo y Segovia, 1995)

11.7.2 SUBEXCAVACIÓN

El método de subexcavación se propuso en Italia como una opción para enderezar la famosa torre de Pisa (Santoyo y Segovia, 1995). Consiste en

practicar perforaciones horizontales o inclinadas de pequeño diámetro en la parte menos hundida, para que su colapso genere la deformabilidad que reduce la inclinación. Las perforaciones, en general, se hacen por debajo del nivel de desplante de la cimentación, en un estrato de suelo blando. La subexcavación se puede hacer desde cepas, túneles o lumbreras practicadas bajo la cimentación. La extracción del suelo debe hacerse de manera controlada, de modo de tomar la decisión a tiempo de cuando detener el proceso. El caso más complejo de su aplicación es el de la Catedral Metropolitana (Meli y Sánchez, 2001; Santoyo y Segovia, 1995, ver Fig. 11.47). Esta técnica se ha empleado exitosamente para renivelar varios edificios después de los sismos de 1985 (Tamez y otros, 1990).

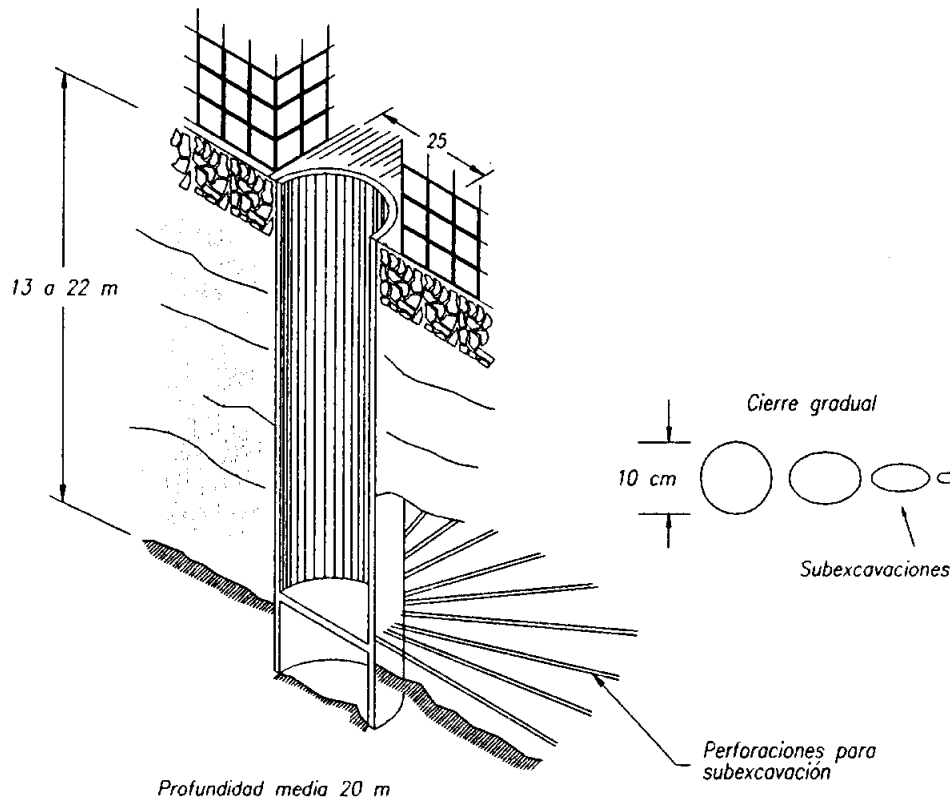


Figura 11.47 Procedimiento de subexcavación de la Catedral (Santoyo y Segovia, 1995)

11.7.3 MICROPILOTES

Un micropilote es un elemento de cimentación profunda, como lo son los pilotes y las pilas, salvo que siempre es de pequeño diámetro y casi siempre fabricado en el lugar. Su empleo inicial fue para la recimentación de estructuras con problemas de comportamiento, generalmente, por insuficiencia de su cimentación (Santoyo y Miranda, 1997).

Los micropilotes se fabrican en una perforación practicada en el suelo; así, una vez terminada la perforación previa, se introducen por separado el acero de refuerzo y el mortero del fuste, casi siempre primero el mortero y después el acero. Se emplea mortero dado el reducido diámetro transversal del micropilote. Los micropilotes, análogamente a los pilotes, pueden operar como elementos de punta, de fricción y de punta-fricción.

Se han desarrollado numerosos ingenios y soluciones técnicas, muchas protegidas por patentes; en ocasiones, no es fácil adaptarlas a la estratigrafía y al comportamiento de suelos complejos, como los del valle de México.

En los micropilotes se usan fundas geotextiles que tienen el sólo propósito de contener al mortero; su aplicación es exitosa cuando el espesor de suelo blando es reducido y la resistencia de punta proporciona la capacidad de carga del micropilote. Recientemente, Santoyo ha desarrollado una funda textil bifuncional que tiene las siguientes características (Santoyo y Miranda, 1997):

- en micropilotes de fricción, la funda bifuncional primero contiene al mortero, al igual que la convencional, para después, gracias a su permeabilidad controlada, permitir el paso de cierto volumen del mortero para garantizar la adherencia con el suelo circundante
- en micropilotes trabajando de punta únicamente, sujetos a la indeseable fricción lateral negativa, la funda bifuncional sirve para contener al mortero y, posteriormente, impide el desarrollo de esa componente de fricción, al anular completamente la adherencia micropilote-suelo

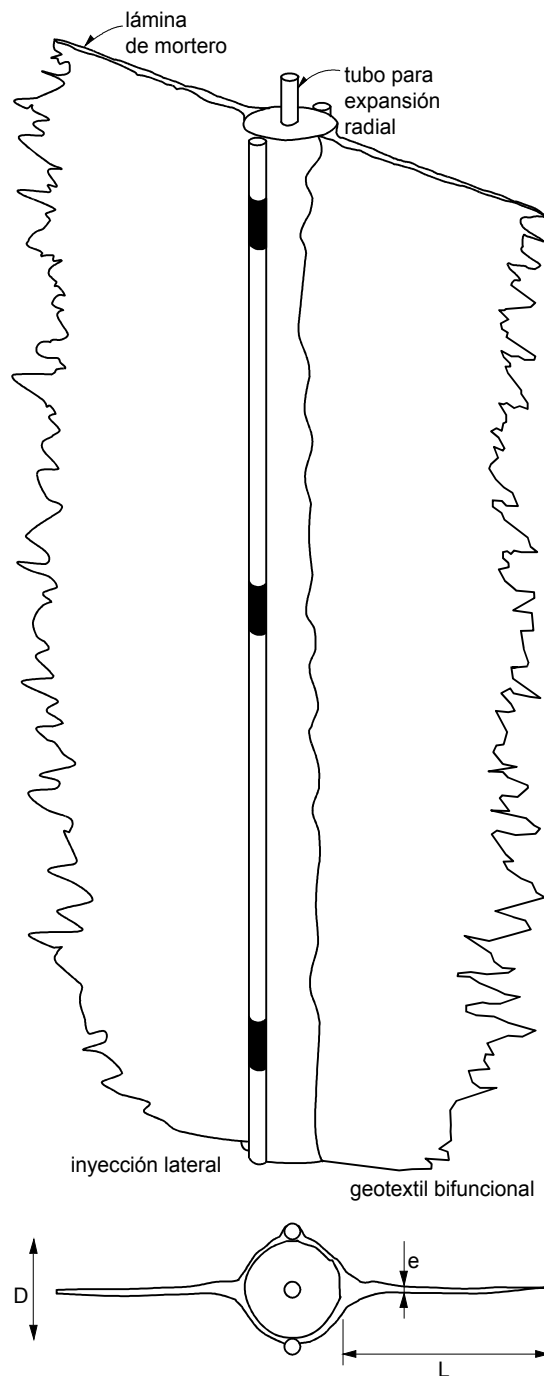


Figura 11.48 Pilar de mortero para reducir la deformabilidad de suelos arcillosos (Santoyo y Miranda 1997)

- la función complementaria de la funda bifuncional, es la de reforzar el perímetro exterior del mortero, en su contacto con el suelo.

Santoyo ha desarrollado un micropilote innovador para reducir la deformabilidad de suelos arcillosos, llamado pilar de mortero (Fig. 11.48). Los describe como cilindros esbeltos de mortero simple, carentes de refuerzo interno de acero, constituidos únicamente por la funda y el mortero, que pueden tener o no protuberancias laterales y también pueden tener ampliación en su base. Mediante uno o dos tubos de manguitos, se pueden introducir lechadas fraguantes que inducen fracturas verticales radiales con un plano predominante y que una vez endurecidas refuerzan a la masa de suelo. El suelo es transformado en una estructura intercalada de láminas duras verticales, que incrementan la resistencia y reducen la deformabilidad del sistema integrado por el suelo y la estructura intercalada.

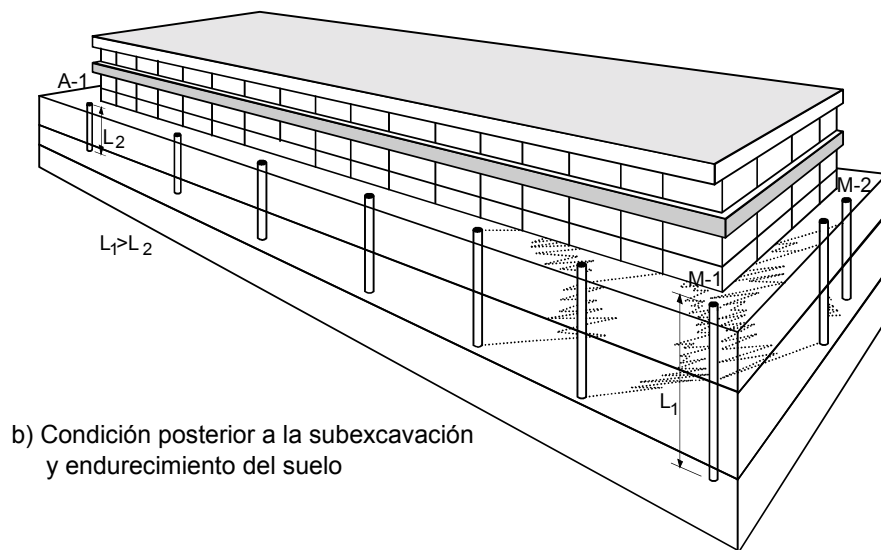
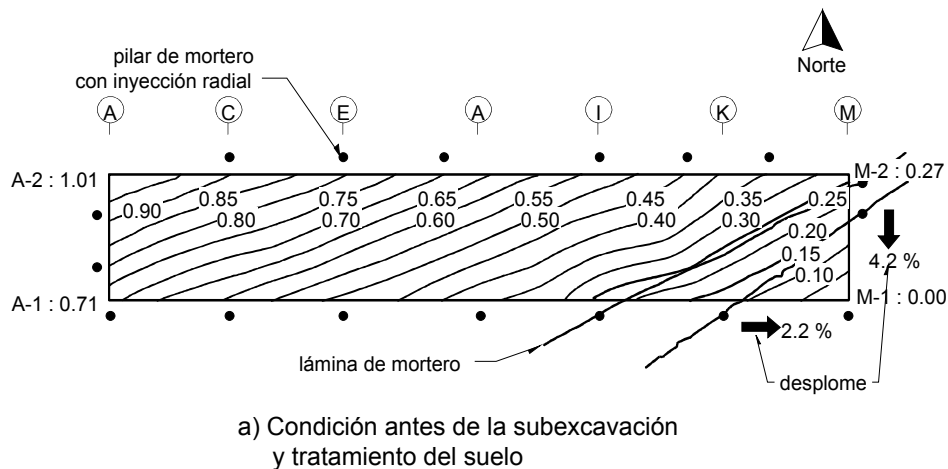


Figura 11.49 Aplicación de los pilares de mortero para recimentar y renivelar un edificio (Santoyo y Miranda, 1997)

En una recimentación, los micropilotes se construyen, de preferencia, alrededor del edificio, de modo que las cargas se transmitan a la estructura mediante una extensión de la cimentación existente que conecte a los micropilotes. En términos generales, se ampliaría la losa de cimentación o las zapatas de lindero, para transmitir la carga a los micropilotes. Si el espacio perimetral es limitado, los trabajos se harán desde un sótano, o desde el interior del edificio. En todo momento, se debe procurar mantener la excentricidad entre el centro de acción de cargas verticales y la reacción de la cimentación, con valores cercanos a cero (Fig. 11.49).

11.8 MAMPOSTERÍA DE ADOBE

Como es conocido, la mayoría de las viviendas en el medio rural mexicano son de adobe. Este material, aunque con propiedades de aislamiento térmico y acústico excelentes, ha demostrado un pobre comportamiento cuando se somete a acciones sísmicas. Una característica del material es su baja resistencia a tensión, lo que se traduce en agrietamientos por tensión diagonal, por corte o verticales que pueden conducir al colapso parcial o total de la estructura.

En nuestro país, resulta preocupante estudiar las estadísticas de daños en viviendas de adobe producidos por sismos moderados e intensos, tanto recientes como de antaño. La realidad demuestra que pocos han sido los esfuerzos concertados tendientes a reducir la vulnerabilidad de este tipo de viviendas. El problema tiene facetas más delicadas ya que, para los pobladores de estas zonas, de ingresos muy bajos, su casa es prácticamente todo su patrimonio. Su pobre economía los obliga a que, en caso de colapsos parciales o totales, reconstruyan la vivienda con los mismos materiales de la original, incluso, usando los mismos adobes.

Las viviendas más comunes se caracterizan por un cuerpo principal de un solo piso, una planta rectangular alargada de 30 a 50 m² de área, frecuentemente sin muros divisorios y muros de 3 a 3,5 m de altura con espesores de 400 a 600 mm, sin refuerzo (Hernández y otros, 1979). Los sistemas de techos varían según el clima de la región. La solución más común, propia de climas cálidos o templados, es a base de armaduras de madera con teja de barro (Fig. 11.50). En una variante se colocan armaduras completas, a separaciones de 800 mm a 1 m, sobre las que se sujetan "listones" de madera que soportan las tejas. En otra variante, una viga robusta longitudinal descansa sobre los muros cabeceros y, en los tercios del claro, se apoya en vigas transversales; elementos de madera rolliza, por lo general, se apoyan en los muros y en la viga longitudinal y reciben los listones de madera y las tejas. En climas muy cálidos se coloca un tapanco de madera para tener mejor aislamiento. Los techos son generalmente de dos aguas con pendientes entre 25 y 50 por ciento; techos de una agua o cuatro son menos frecuentes.



Figura 11.50 Vivienda de adobe típica del estado de Chiapas

En regiones de climas extremos y de escasa precipitación pluvial se emplea el terrado, en el que el techo está formado por vigas de madera con una separación aproximada de 500 mm, sobre las cuales se colocan tablas de madera que soportan un relleno de tierra de 300 a 500 mm de espesor. El techo se termina con una capa de mortero, generalmente de cal. Estos techos son de una agua, con pendiente inferior a 10 por ciento. El peso del techo de teja es de $0,6 \text{ kN/m}^2$, y el de terrado de $5,0 \text{ kN/m}^2$. En ningún caso el techo forma diafragma.

En esta sección se presentarán los principios a seguir para obtener un buen desempeño, los tipos de daño que más comúnmente se han observado en México, así como opciones para la rehabilitación de viviendas de adobe.

11.8.1 PRINCIPIOS BÁSICOS DE ESTRUCTURACIÓN DE VIVIENDAS DE ADOBE

Con base en experiencias previas en diferentes países del mundo, se ha observado que un buen desempeño sísmico de estructuras de adobe se obtiene si se siguen los principios siguientes (Coburn y otros, 1995): la relación de esbeltez del muro, altura entre espesor, debe ser menor que ocho; la altura de los muros debe ser menor que 3,5 m; y la anchura de una abertura debe ser menor que un tercio de la longitud del muro o que 1,2 m.

Las estructuras con elementos horizontales de confinamiento han exhibido mejores respuestas que aquéllos que no los tienen. Independientemente del material con que este hechas, concreto o madera, las dalas deben ser continuas a lo largo de los muros, deben estar conectadas a los techos y ser reforzadas en las esquinas. La continuidad de las dalas se garantiza empalmando la madera o las barras de refuerzo, según el caso. Si son de madera, se recomienda usar elementos de $50 \times 100 \text{ mm}$ como mínimo, que pasen sobre las aberturas y que estén reforzadas en las esquinas con elementos transversales clavados. Resulta conveniente resaltar la mejor resistencia al intemperismo del concreto bien fabricado, que la de la madera.

Si recordamos que las fuerzas inducidas por los sismos en los muros son producto de la masa de inercia y la aceleración, aquéllas se reducirán si se disminuye la masa. Esta última se puede reducir si se evitan techos pesados, generalmente de tejas de barro, y se sustituyen por techos más ligeros, como son los de lámina. Otro aspecto que es importante considerar para la construcción es que el techo sea rígido en el plano. Con esto se pretende asegurar una distribución uniforme de las fuerzas de inercia entre los muros en dirección de carga. De otro modo, existirán concentraciones excesivas, así como empujes sobre los muros perpendiculares, que se traducirán en colapsos prematuros, tanto parciales como totales.

11.8.2 DAÑOS OBSERVADOS EN ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA DE ADOBE

Las fallas y daños observados en estructuras de mampostería de adobe se pueden clasificar de modo grueso en (Fig. 11.51 a 11.54):

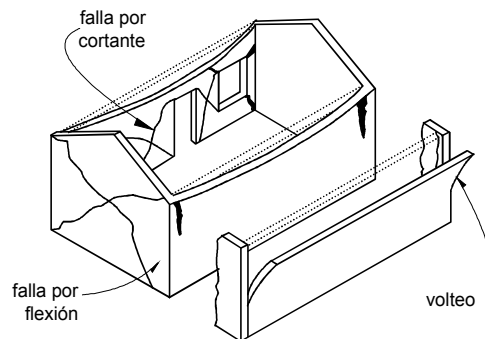
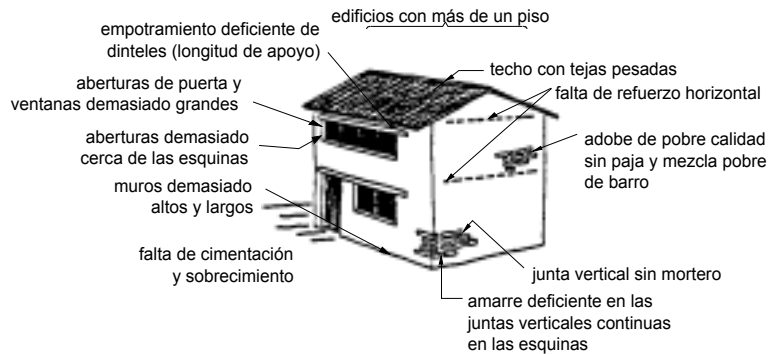


Figura 51 Tipos de falla en estructuras de mampostería de adobe

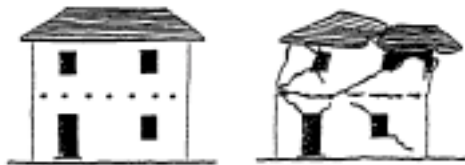
- Agrietamiento de muros. Los muros de adobe pueden exhibir grietas inclinadas, ya sea por tensión diagonal o de cortante. En particular, cuando el mortero que se emplea es de lodo, es común que el tipo de grieta sea de corte y que, por ende, siga las juntas de mortero en forma de escalera.
- Volteo. El coceo de los techos inclinados, además de las fuerzas de inercia fuera de plano, pueden provocar una grieta vertical por flexión en los lados de un muro, misma que inicia en el extremo superior. Esta grieta se extiende con los ciclos de vibración hasta que el muro se voltea. El volteo ocurre cuando la longitud agrietada del muro es suficiente para que la resultante de fuerzas caiga fuera de la sección del muro. El volteo ocurre casi siempre hacia fuera, ayudado por el coceo del techo.
- Agrietamiento y separación de muros en esquinas
- Separación de sistemas de piso/techo de muros de apoyo.

CONSTRUCCIONES DE ADOBE



Principales causas de falla en construcciones de adobe

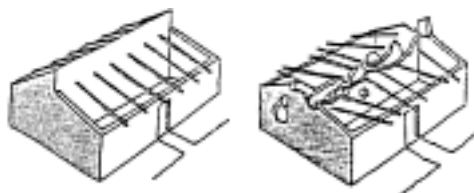
TIPOS DE DAÑO



Colapso en una construcción de adobe sin refuerzo horizontal



Colapso en una construcción de adobe con aberturas



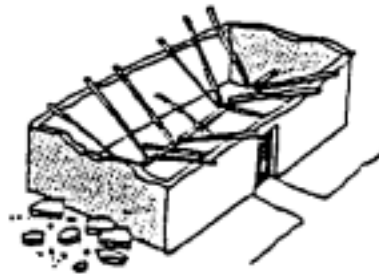
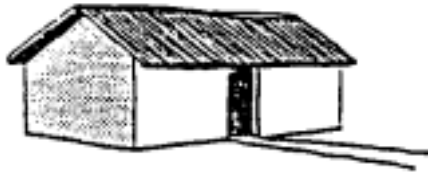
Colapso en una construcción de adobe por la presencia de un muro interior

Figura 11.52 Fallas típicas de viviendas de adobe

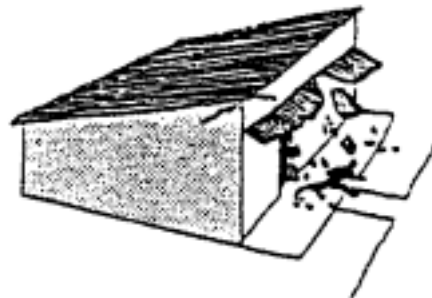
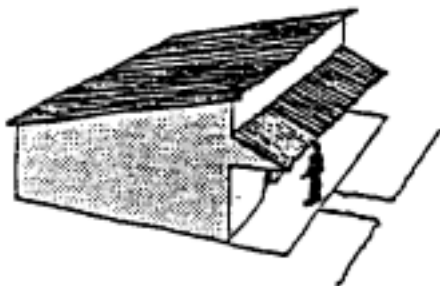
En general, se han observado daños de mayor consideración en viviendas con adobe intemperizado. Es claro que la humedad y la vegetación degradan el material, de modo que disminuye la capacidad sismorresistente de la construcción.



Falla en esquina y colapso de muros hacia afuera



Colapso del techo debido al sobrepeso



Colapso en aleros y marquesinas debido al sobrepeso



Colapso en una planta irregular en forma de "L"

Figura 11.53 Fallas típicas de viviendas de adobe (continuación)



Figura 11.54 Falla de muros de adobe fuera de plano y caída de techo

11.8.3 TÉCNICAS DE REHABILITACIÓN DE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA DE ADOBE

Varios han sido los esfuerzos experimentales para evaluar distintas técnicas de rehabilitación de viviendas de adobe. Por razones obvias, las investigaciones se han desarrollado principalmente en países en los cuales existe un sector de la población con bajos niveles de ingreso. Las técnicas las podemos dividir en tres: a. técnicas de reparación local; b. construcción de elementos de confinamiento y amarre; y c. encamisado de muros.

Mizuno y colaboradores (1988) han estudiado el comportamiento de muros de adobe reforzados con alambres horizontales colocados en las juntas. Puesto que su efectividad es función directa del detallado, anclaje y calidad de ejecución no se considera como técnica apta para el medio rural mexicano.

11.8.3.1 *Técnicas de reparación local*

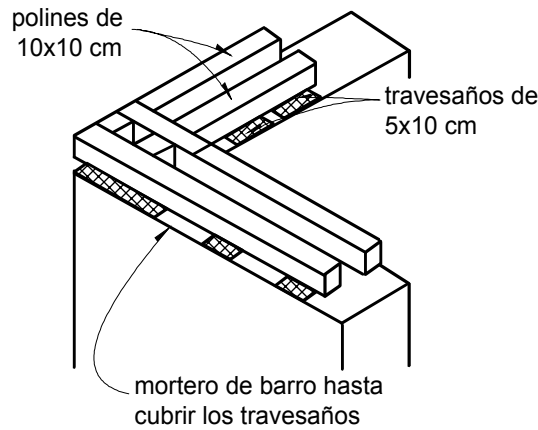
Si el muro está agrietado, será necesario reparar las grietas, rellenándolas con *rajuelas* pegadas con mortero de barro y cal (Secretaría, 1977).

Si el muro exhibe aplastamiento y desconchamiento de adobes, será necesaria la reconstrucción de la zona dañada. Se recomienda usar adobes con características mecánicas similares o superiores a las de los existentes.

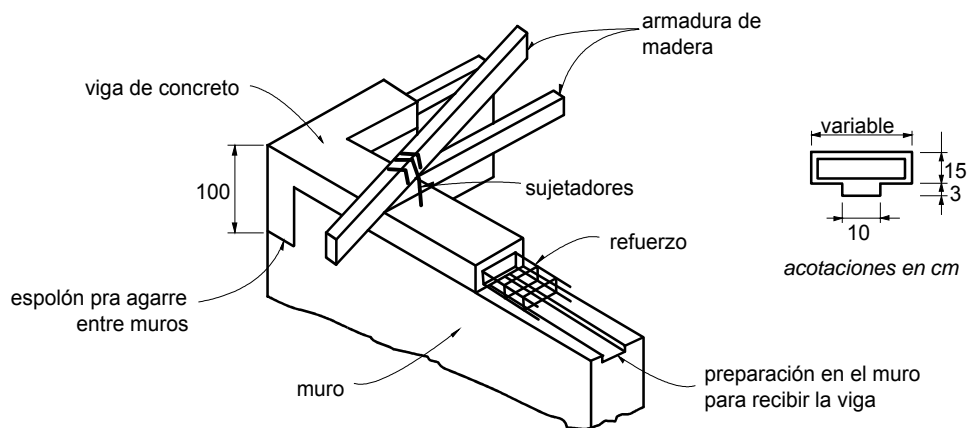
11.8.3.2 Construcción de elementos de confinamiento y amarre

Si se observan los modos de falla de las estructuras de adobe, se puede advertir que algunos (ver sección 11.8.2) se deben a la ausencia de elementos estructurales que obliguen a trabajar a los muros como unidad tridimensional.

Para promover el trabajo en conjunto de los muros, una opción es construir una dala perimetral de concreto o de madera, que sea continua y que esté debidamente conectada al sistema de piso/techo. En la figura 11.55 se presentan ambas alternativas (tomada de Hernández y otros, 1979). Esta opción tiene el inconveniente de que su construcción requiere retirar el techo. La solución con polines de madera tiene el inconveniente de que la madera sin tratamiento adecuado, se pudre y rompe.



a) Rehabilitación de estructuras de adobe; viga de madera



b) Rehabilitación de estructuras de adobe; viga de concreto

Figura 11.55 Construcción de dalas de cerramiento

Otra técnica que pretende amarrar los muros entre sí, consiste en colocar tensores horizontales en la parte superior de los muros, u horizontales y verticales (Fig. 11.56). Los tensores se alojan en ranuras practicadas longitudinalmente en los muros, sean horizontales o verticales según se requiera. Los tensores son, por lo general, alambres o barras de acero con roscas en sus extremos. Estos elementos se tensan en las esquinas mediante tuercas y rondanas que se apoyan en ángulos metálicos debidamente colocados en las esquinas de la construcción.

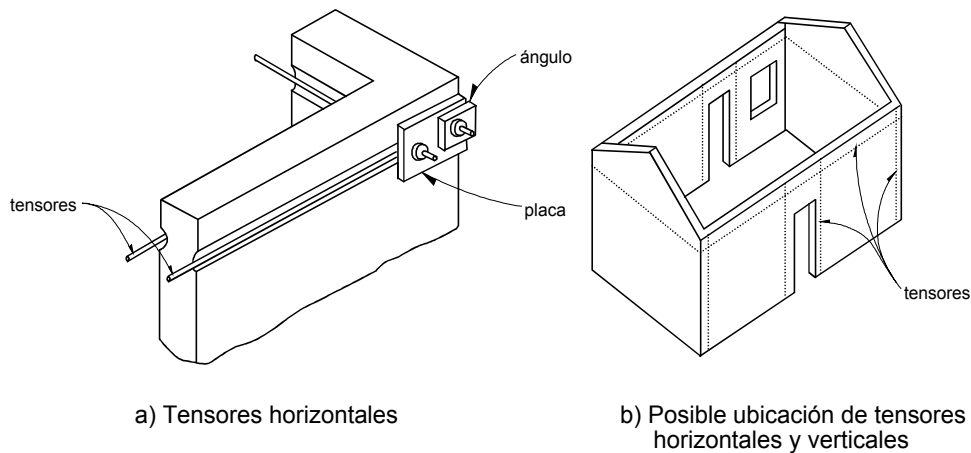


Figura 11.56 Amarre de muros de adobe con tensores metálicos

Aunque la solución anterior ha demostrado comportamientos satisfactorios en laboratorio, adolece de que es necesario revisar el torque (o tensión) de manera periódica. Evidentemente, si el torque es bajo o nulo, los tensores participaran poco o nada en el comportamiento. No se considera fácil implantar la cultura de mantenimiento del torque entre los habitantes de las comunidades rurales.

La construcción de castillos y dalas dentro de cajas practicadas en los muros de adobe es una de las técnicas que con más frecuencia se usan en nuestro país (Figs. 11.57 y 11.58). Para su correcto desempeño se requiere construir cimientos para los nuevos castillos, así como retirar el sistema de piso/techo para construir las dalas. Su desempeño depende de lograr que los nuevos elementos trabajen monóticamente con los muros de adobe. Puesto que el adobe y el concreto experimentan cambios volumétricos estacionales con magnitudes diferentes, se debe

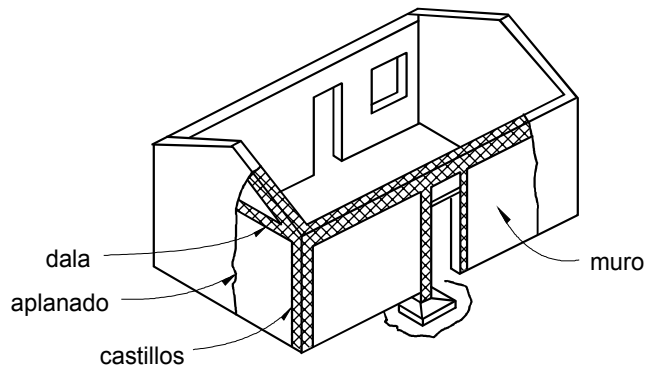


Figura 11.57 Adición de castillos y dalas de concreto

prestar atención a promover una adecuada conexión adobe-concreto. Esto se puede lograr mediante llaves de corte (Fig. 59), o mejor dicho, cajas practicadas en el adobe, o bien mediante conectores metálicos alojados en ranuras practicadas al adobe.

Se ha observado en la práctica que si no se logra una adecuada capacidad de transmisión de esfuerzos cortantes entre concreto y adobe, los castillos y dalas tienden a separarse completamente del muro. A partir de aquí, los castillos y dalas trabajarían como marcos, resistiendo, por flexión, las cargas verticales y las fuerzas inducidas por los sismos. En esta situación, los muros de adobe pueden voltearse fuera de su plano, pero sin que el techo colapse, ya que sería sostenido por la dala. Entonces, si bien no caería el techo, sería probable que se siguieran volteando los muros.



Figura 11.58 Adición de elementos de confinamiento en una vivienda de adobe

La colocación de castillos y dalas en estructuras de adobe tiene otro

inconveniente. Con objeto de que estos elementos confinen al muro de adobe, incrementando su resistencia y capacidad de deformación lateral, deberán tener dimensiones transversales considerables. En efecto, para muros de adobe de 400 a 600 mm de espesor, se esperaría que los castillos y dalas tuvieran anchuras similares. Castillos y dalas con estas dimensiones vendrían a ser equivalentes, en realidad, a columnas y vigas de un edificio de varios pisos. El costo de los materiales para elementos de este tamaño sería sumamente alto.



Figura 11.59 Conexión del concreto y el adobe mediante cajas de corte practicadas en el adobe

11.8.3.3 Encamisado de muros

Como se mencionó en 11.5.5.1, la adición de recubrimientos reforzados, o encamisado, no es una de las técnicas de rehabilitación más eficientes, sino la mejor (Fig. 11.60). Varios han sido los intentos de evaluación de su contribución a mejorar el comportamiento ante acciones sísmicas (Hernández y otros, 1979; Modena, 1989; Pume, 1989; Tomazevic y Anicic, 1989; Benedetti y otros, 1996). Para su construcción se requiere retirar el techo, de modo de emboquillar el extremo superior del muro con mortero para evitar la penetración de agua entre el mortero y el muro.

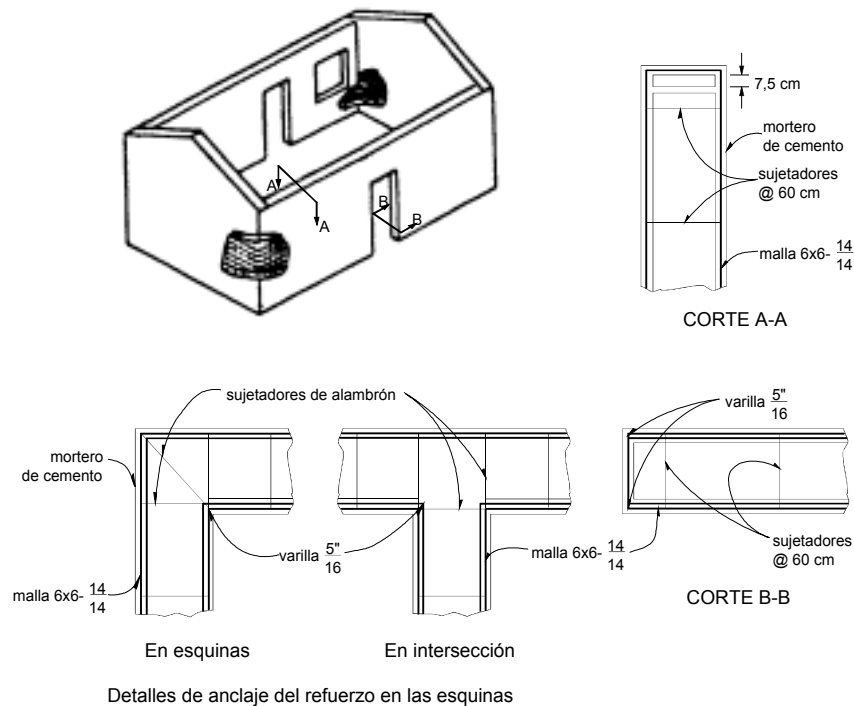


Figura 11.60 Encamisado de muros de adobe con mallas metálicas recubiertas con mortero

Se recomienda limpiar la superficie del muro, retirando cualquier tipo de recubrimiento. Antes de colocar el encamisado, se debe humedecer el muro. Para lograr una mejor liga del mortero, Tomazevic y Anicic (1989) y Secretaría (1977) recomiendan practicar ranuras en las juntas horizontales y verticales con una profundidad aproximada de 1 cm. Posteriormente, se aplica una primera capa de mortero tipo I o II (GDF, 2002a) de 10 a 15 mm de espesor; se coloca la malla -de preferencia por ambos lados del muro-, se sujetan con anclajes de acero, y finalmente se coloca la segunda capa de mortero. El recubrimiento debe tener un espesor total de 25 a 30 mm.

La malla puede ser electrosoldada o de gallinero (hexagonal). Para el primer caso, es común usar el menor calibre disponible en el mercado, normalmente

calibre 10 (3,43 mm de diámetro). Para el segundo, es conveniente usar malla de alambre calibre 20 (diámetro de 0,89 mm) con aberturas de 50.8 mm.

Comúnmente, la práctica en varios países para sujetar las mallas electrosoldadas al muro ha sido mediante barras de acero de 6,4 u 8 mm de diámetro que atraviesan el espesor del muro, y cuyos extremos son doblados sobre las mallas con ganchos de 90°. Evidentemente, esto obliga a perforar al muro antes de colocar la primera capa de mortero. Se recomienda una densidad de anclajes de 4 a 6 por m².

La solución anterior para anclar las mallas tiene un serio inconveniente, ya que para su ejecución se supone que en el medio rural mexicano se tendría fácil acceso aun taladro eléctrico y a una broca lo suficientemente larga para atravesar el muro. Aún más, en comunidades sin servicio de energía eléctrica, esta técnica es a todas luces impracticable.

Un método de fijación opcional de las mallas es usar grapas clavadas al muro. Se ha demostrado en ensayos de laboratorio que la resistencia a carga lateral de muros encamisados con mallas sujetas con grapas de 25 mm de longitud y colocadas cada 100 mm, puede ser de hasta cuatro veces la de muros originales (Torrealva, 1986).

Recientemente, en México se evaluó, experimentalmente, la idoneidad de usar grapas metálicas galvanizadas de 38 mm de longitud, calibre 9 (3.76 mm de diámetro), con densidad de 9 y 14 /m² para anclar mallas hexagonales, calibre 20 y con aberturas de 50.8 mm (Alarcón y Alcocer, 1999). Para anclar las mallas soldadas calibre 20 (3.43 mm de diámetro) se usaron grapas negras calibre 10 y de 25.4 mm de longitud. Antes de clavar la malla se aplicó una capa de mortero de 10 mm de espesor. Durante los experimentos no se observó el desprendimiento de las grapas. Sin duda, esta solución de anclaje, además de ser técnicamente viable, es fácil de implantar en la práctica, con un bajo costo. Un ejemplo de aplicación a amplia escala fue el programa de refuerzo de viviendas emprendido por el Gobierno Federal a raíz de los daños del sismo de Puerto Escondido, Oaxaca, del 30 de septiembre de 1999.

Para que una vivienda de mampostería simple o de adobe, con muros encamisados con mallas metálicas y mortero, exhiba un desempeño sísmico aceptable, es necesaria la continuidad del refuerzo en los cambios de dirección. Además, conviene que la malla rodee las aberturas. Estos requisitos pueden contribuir a desalentar su uso, en especial por su mayor costo en zonas económicamente deprimidas. Una alternativa al encamisado de toda la vivienda es la colocación de mallas verticales y horizontales, en forma de bandas, en los bordes de los muros, Fig. 11.61 (Klingner, 2000). Las bandas, continuas en esquinas y otros cambios de dirección hacen las veces de castillos y dadas, si bien no para confinar la mampostería, pero sí para dotar a la edificación de una resistencia a la tensión suficiente en las esquinas, así como para promover el trabajo en conjunto de los muros.

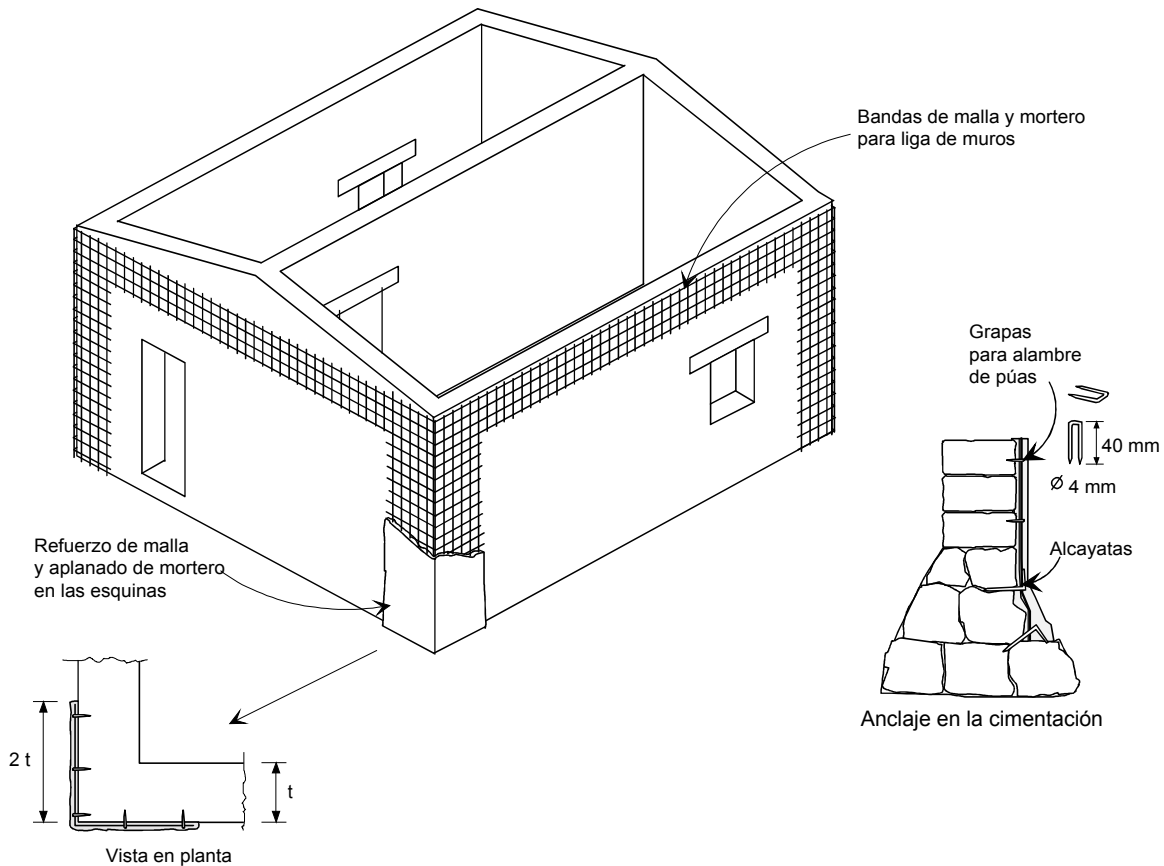


Figura 11.61 Refuerzo de una vivienda de mampostería simple con bandas metálicas en los bordes de los muros (Flores y otros, 2001)

11.8.3.4 Modificaciones de techos

Las tejas de los techos inclinados son frágiles y fácilmente se desprenden; además, son pesadas, sobretodo cuando están húmedas. Por tanto, se ha sugerido que, cuando sea posible, sean reemplazadas por láminas metálicas o de asbesto corrugadas. Si bien esta solución es aceptable desde un punto de vista de reducir las fuerzas inducidas por los sismos, puede acarrear otros problemas si el diafragma no es rígido. Además, tiene el inconveniente de que su aislamiento térmico y acústico es muy bajo. En la figura 11.62 se muestra una vivienda de



Figura 11.62 Vivienda de mampostería con techo ligero

mampostería adecuadamente confinada y con techo ligero, que no exhibió daño alguno durante el sismo de Chiapas de octubre de 1995.

Con objeto de mantener los muros trabajando juntos y distribuir las fuerzas sísmicas entre ellos, a menudo es conveniente construir una nueva losa rígida, o bien reforzar la existente (Asociación, 1986). Si el sistema de techo es de madera, la losa se puede rigidizar, ya sea con tabloncillos clavados perpendicularmente a los existentes, o mediante un colado de una losa delgada de concreto reforzado sobre la existente. Para este último caso, la malla de acero de la losa de concreto se debe conectar con los muros mediante anclajes (Fig. 11.63). La losa debe conectarse a los muros de preferencia a través de cajas practicadas en los muros y reforzadas con acero anclado en la losa (Fig. 11.64). Se han observado daños muy severos debido a concentraciones de esfuerzos en construcciones de mampostería con losas de concreto con anclajes inadecuados (Tomažević y otros, 1996).

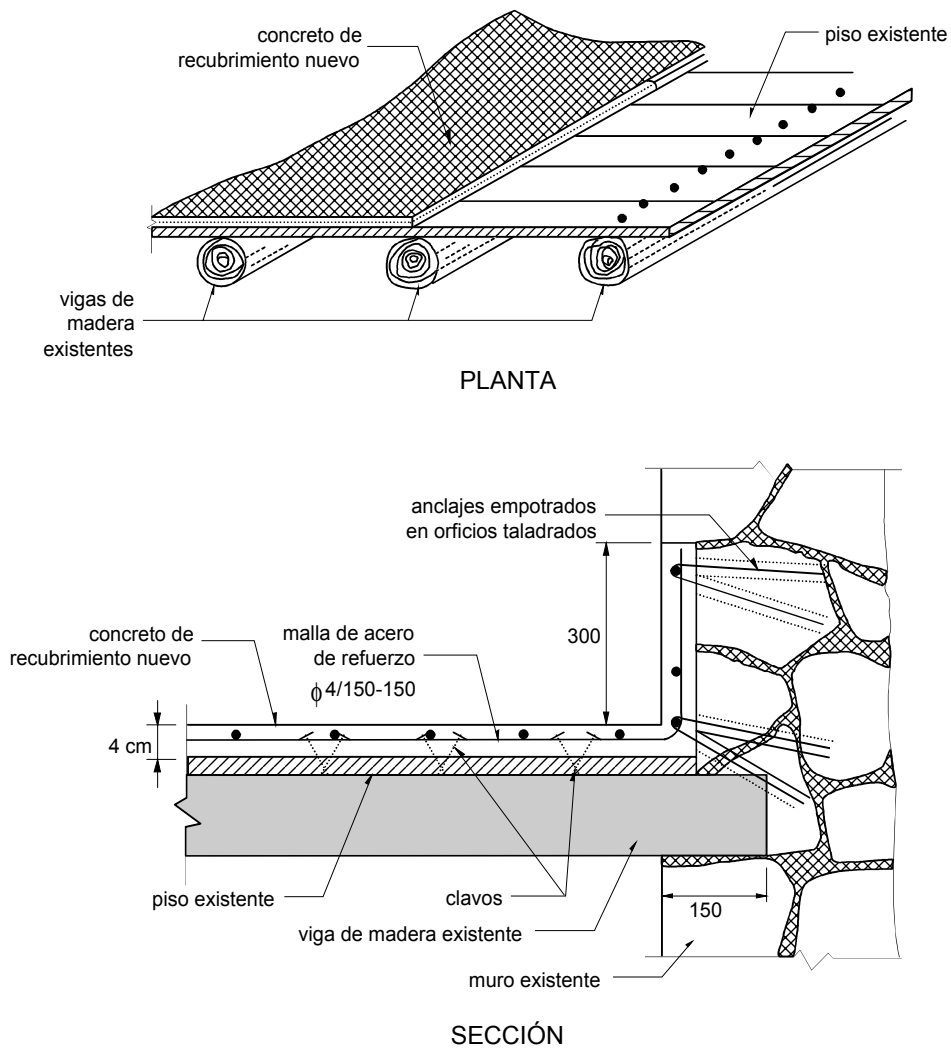


Figura 11.63 Incremento de la rigidez en el plano de sistemas de piso/techo usando madera o concreto

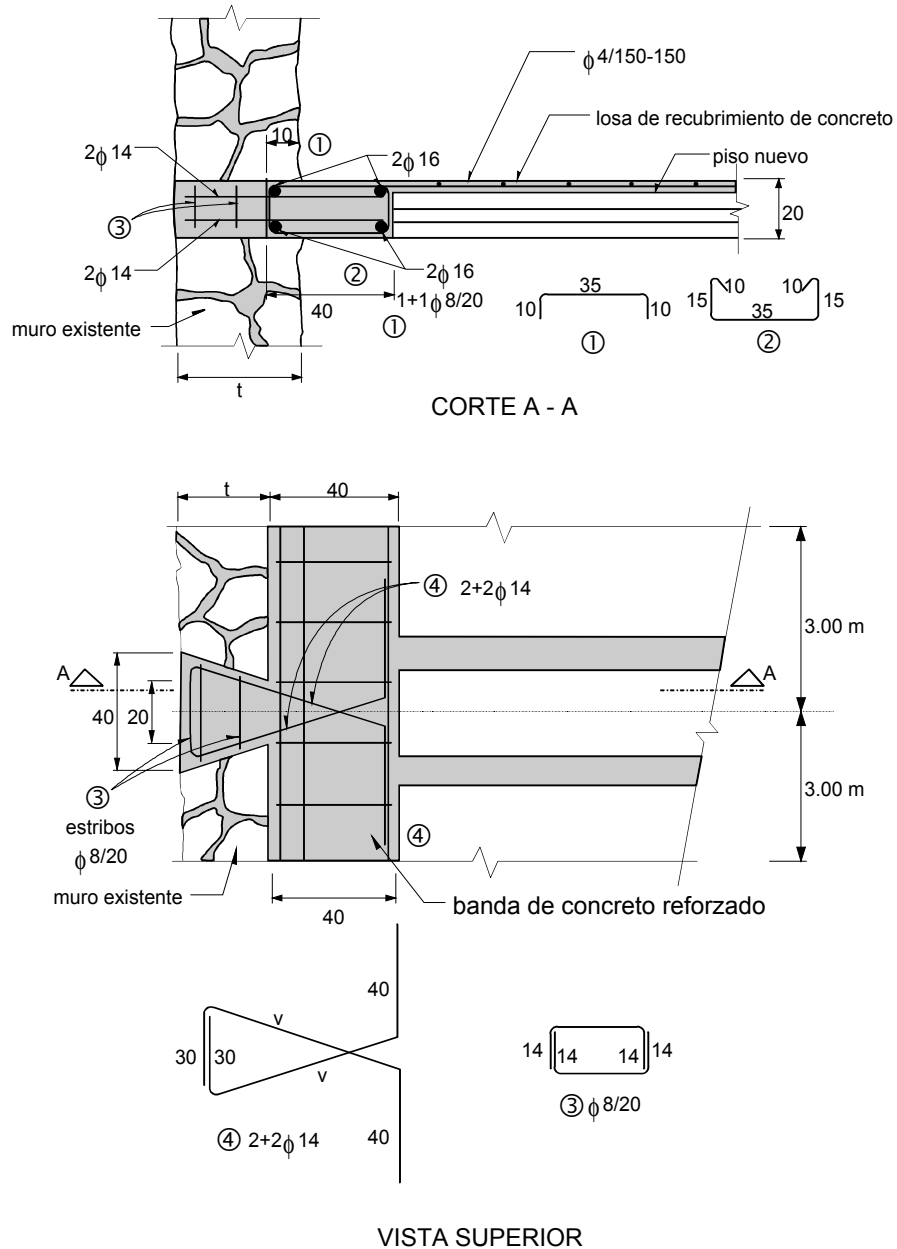


Figura 11.64 Conexión del nuevo refuerzo de la losa a los muros de carga

Si la rigidez del sistema de techo no se aumenta, las vigas o armaduras empujarán directamente sobre los muros transversales y provocarán fuerzas importantes que pueden llevar al muro a voltearse. En techos inclinados, es conveniente instalar tendones que controlen el coceo de las armaduras sobre los muros.

Tomažević y otros (1996) han verificado que el comportamiento sísmico de edificaciones de mampostería simple (sin refuerzo), depende de la rigidez de los sistemas de piso y de la conexión de los muros. Los modos de falla fuera de plano

de los muros se pueden evitar si se conectan los muros entre sí con anclas metálicas. Recomiendan prestar atención al refuerzo de las esquinas de los muros, ya sea mediante refuerzos locales de concreto armado o bien usando anclas o tensores verticales, de modo de mejorar la capacidad de disipación de energía de esta zona.

11.8.3.5 Construcción de muros nuevos

Cuando las edificaciones muestran asimetrías que puedan causar efectos torsionales durante los sismos, se pueden construir nuevos muros, de mampostería o concreto, que las corrijan. Los muros pueden ser interiores o exteriores, formando en este caso contrafuertes. El aspecto más delicado es su conexión con los muros existentes, la cual se ha resuelto con cajas practicadas en los muros existentes, las cuales son reforzadas con barras de acero ancladas adecuadamente en los muros existentes, y rellenando con concreto.

11.9 EVALUACIÓN Y REHABILITACIÓN SEGÚN LAS NTC-MAMPOSTERÍA

La propuesta de NTCM (GDF, 2002a) incluye, en el capítulo 11, requisitos para la evaluación y rehabilitación de estructuras de mampostería. Estos han sido redactados de modo general, tal que pueden aplicarse, incluso, para estructuras hechas con otros materiales.

En el capítulo 11, se señalan las condiciones para las cuales se deberá evaluar la seguridad estructural, así como las etapas que deberá incluir el proceso de evaluación. En términos generales, este proceso es similar al discutido en la sección 11.3 de este libro.

En la metodología propuesta para estructuras dañadas, resalta la necesidad de clasificar el daño de cada elemento de la edificación según su severidad y modo de comportamiento. Atendiendo al modo de comportamiento, se deberá clasificar el tipo y magnitud del daño. Así, por ejemplo, si la menor resistencia a los elementos mecánicos está asociada a la flexión, el modo de comportamiento será de flexión. En el caso de edificaciones sin daño estructural, será necesario determinar y estudiar los diferentes modos de comportamiento posible y su efecto en el desempeño futuro de la edificación.

En estructuras dañadas, se debe clasificar la magnitud, o severidad, del daño en cinco niveles: insignificante, ligero, moderado, severo y muy grave. En las NTCM se señalan las implicaciones de cada nivel en la capacidad estructural, así como las medidas que se requiere tomar para rehabilitar dicho elemento.

En las NTCM se ha adoptado el enfoque de clasificar el daño por elemento, de modo de extrapolar a un nivel de daño de la edificación, tanto de tipo estructural como no estructural. Esto significa que si, por ejemplo, sólo uno de los

muros de mampostería recibe una clasificación de daño estructural severo, mientras que el resto de los muros tiene daño estructural insignificante, el daño estructural de la edificación probablemente sea de ligero a moderado. La extrapolación del nivel de daño local, o por elemento, a un nivel de daño de la edificación dependerá, entonces, de la cantidad relativa de elementos dañados con diferentes niveles.

En cuanto a la rehabilitación, las NTCM indican las acciones a tomar para controlar el acceso, rehabilitar temporalmente, así como para proveer seguridad durante los trabajos de rehabilitación. Asimismo, incluyen requisitos específicos sobre conexiones entre elementos existentes y materiales o elementos nuevos, sobre reparación y refuerzo de elementos. En general, las técnicas y requisitos incluidos son los que en este libro se han presentado y discutido.

Finalmente, con objeto de promover un desempeño estructural adecuado, las NTCM señalan que se deben satisfacer los requisitos de construcción, supervisión y control de calidad aplicables a estructuras nuevas.

AGRADECIMIENTOS

El autor agradece a Gerardo Aguilar, José Antonio Zepeda y Claudia Uribe su ayuda en la preparación de las figuras, así como a Gerardo Aguilar y Leonardo Flores su contribución al formato del texto.

REFERENCIAS

Aguilar G. y Alcocer S.M. (2001), "Efecto del refuerzo horizontal en el comportamiento de muros de mampostería confinada ante cargas laterales", Centro Nacional de Prevención de Desastres (SEGOB), ISBN 970-628-610-1, diciembre, 181 pp.

Al-Sulaimani G.J., Kaleemullah M., Basunbul I.A. y Rasheeduzzafar (1990), "Influence of corrosion and cracking on bond behavior and strength of reinforced concrete members", *ACI Structural Journal, American Concrete Institute*, Vol. 87, No. 2, marzo-abril, pp. 220-231.

Alarcón P., y Alcocer S.M. (1999), "Ensayos experimentales sobre rehabilitación de estructuras de adobe", *Memorias del XII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Vol. I, Morelia, Mich., México, noviembre, pp. 209-217.

Alcocer S.M. (1997), "Comportamiento sísmico de estructuras de mampostería: una revisión", *Memorias del XI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Vol. I, Artículo de estado del arte, Veracruz, Ver., México, noviembre, pp. 164-191.

Alcocer S.M. y Klingner R.E. (1994), "Masonry research in the Americas" *American Concrete Institute*, capítulo del libro *Masonry in the Americas*, Detroit, EUA, 127-170 pp.

Alcocer S.M., Murià-Vila D. y Peña I. (1999), "Comportamiento dinámico de muros de mampostería confinada", *Serie Azul, Informe No. 615*, Instituto de Ingeniería, UNAM, México, octubre.

Alcocer S.M., Ruiz J., Pineda J.A. y Zepeda J.A. (1996), "Retrofitting of confined masonry walls with welded wire mesh", *Memorias de la 11ª Conferencia Mundial de Ingeniería Sísmica*, Acapulco, Gro., México, junio, artículo No. 1471.

American Concrete Institute (1986), "Back-to-the basics repair of concrete", Manual del curso-seminario, publicación SCM-13, Detroit, EUA, 185 pp.

Asociación Internacional de Ingeniería Sísmica (1986), "Guía para la construcción sismo resistente no ingenieril", Tokio, Japón, 171 pp.

ASTM C 597 "Método de prueba estándar para velocidad de pulso a través de concreto", *American Society for Testing and Materials*.

ASTM C 1196-91 "Método de prueba para la estimación en sitio del esfuerzo a compresión en piezas sólidas de mampostería usando gatos planos", *American Society for Testing and Materials*.

ASTM C 1197-91 "Método de prueba para la medición en sitio de las propiedades de deformabilidad de la mampostería usando gatos planos", *American Society for Testing and Materials*.

ASTM E 122 “Práctica recomendada para la selección del tamaño de la muestra para estimar la calidad media de un lote o un proceso”, *American Society for Testing and Materials*.

ASTM E 488-90 “Métodos de prueba para determinar la resistencia de anclas en elementos de concreto y mampostería”, *American Society for Testing and Materials*.

Atkinson R.H. y Schuller M.P. (1993) “Evaluation of injectable cementitious grouts for repair and retrofit of masonry”, en el libro *Masonry - Design and Construction, Problems and Repair*, *American Society for Testing and Materials*, STP 1180, pp. 355-388.

Bass R.A., Carrasquillo R.L. y Jirsa J.O. (1989), “Shear transfer across new and existing concrete interfaces”, *ACI Structural Journal*, Vol. 86, No. 4, julio-agosto, pp. 383-393.

Bazán E. y Meli R. (1998), “*Diseño sísmico de edificios*”, Editorial Limusa-Noriega, México, D.F., 317 pp.

Benedetti D., Carydis P., Croce S., Lucchini A. y Pezzoli P. (1996), “Ready-to-use manual for the practical implementation of repairs and strengthenings to reduce the seismic vulnerability of masonry buildings”, ISMES, Bergamo, Italia, 135 pp.

Bois, K.J., Campbell, H., Benally, A., Nowak, P.S. y Zoughi R. (1998), “Microwave noninvasive detection of grout in masonry”, *The Masonry Society Journal*, Vol. 16, No. 1, junio, pp. 49-54.

Cheng R. (1998), Comunicación personal, Universidad de Alberta.

Coburn A., Hughes R., Pomonis A. y Spence R. (1995), “Technical principles of building for safety”, *Intermediate Technology Publications*, Londres, 74 pp.

Collins D. (1989), “Load-deflection behavior of cast-in-place and retrofit concrete anchors subjected to static, fatigue and impact tensile loads”, *Tesis de maestría*, Universidad de Texas en Austin, mayo.

Comisión Federal de Electricidad (CFE, 1993) “Manual de obras civiles”, México, DF.

De la Torre O. (1995), “Evaluación y reparación estructural de edificios”, Curso sobre Seguridad Sísmica de las Construcciones para Directores Responsables de Obra, Centro Nacional de Prevención de Desastres, febrero, pp. 401-433.

Departamento del Distrito Federal (DDF, 1993), “Reglamento de construcciones para el Distrito Federal”, *Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal*, México, D.F., 2 de agosto, 96 pp.

Gobierno del Distrito Federal (GDF, 2002a), “Normas técnicas complementarias para el diseño y construcción de estructuras de mampostería”, Anteproyecto del Comité de Normas, México, D.F., abril, 47 pp.

Gobierno del Distrito Federal (GDF, 2002b), "Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de cimentaciones", Anteproyecto del Comité de Normas, México, D.F., abril, 27 pp.

Ehsani M. y Saadatmanesh H. (1996), "Seismic retrofit of URM walls with fiber composites", *The Masonry Society Journal*, *The Masonry Society*, Vol. 14, No. 2, diciembre, pp. 63-72.

Ehsani M., Saadatmanesh H. y Al-Saidy A. (1997), "Shear behavior of URM retrofitted with FRP overlays", *Journal of Composites for Construction*, *American Society of Civil Engineers*, Vol. 1, No. 1, mayo, pp. 17-25.

Ehsani M.R., Saadatmanesh H. y Velazquez-Dimas J.I. (1999), "Behavior of retrofitted URM walls under simulated earthquake loading", *Journal of Composites for Construction*, *American Society of Civil Engineers*, Vol. 3, No. 3, agosto, pp. 134-142.

Emmons P.H. (1993), "Concrete repair and maintenance illustrated", *R.S. Means Company, Inc.*, 295 pp.

Fancher N. (1997), "External strengthening with FRP composites", *Concrete Repair Bulletin*, *International Concrete Repair Institute*, julio-agosto, pp. 16-21.

Flores L.E., Marcelino J., Lazalde G. y Alcocer S.M. (1999), "Estudio de la rehabilitación de centrales telefónicas empleando malla y aplanado de concreto", *Memorias del XII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Vol. I, Morelia, Mich., México, noviembre, pp. 237-246.

Flores L.E., Pacheco M.A. y Reyes C. (2001), "Algunos estudios sobre el comportamiento y rehabilitación de la vivienda rural de adobe", *Informe IEG/03/01*, Centro Nacional de Prevención de Desastres, México, marzo, 123 pp.

González Flores M. (1964), "Recimentación y enderezado de una iglesia del siglo XVII por medio de pilotes de control en México, DF", Congreso sobre Cimientos Profundos, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.

Grimm C.T. (1988), "Masonry cracks: a review of literature", en el libro *Masonry: Materials, Design, Construction and Maintenance*, *American Society for Testing and Materials*, STP 992.

Hasuda T., Katsumata H., Kanou A., Ishibashi T., Eto H. y Kunihiro H. (1993), "Seismic capacity and retrofit of existing brick masonry building", *IABSE Symposium on Structural Preservation of Architectural Heritage*, Roma, pp. 147-154.

Helene P.R.L. (1997), "Manual de reparación, refuerzo y protección de las estructuras de concreto", Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, México, D.F., 148 pp.

Hernández O., Meli R. y Padilla M. (1979), "Refuerzo de vivienda rural en zonas sísmicas", *Informe proyecto 8167*, Instituto de Ingeniería, UNAM, México, agosto, 43 pp.

Hidalgo P., Lüders C. y de la Llera J.C. (1991), "Diseño y recuperación de edificios estructuras con muros", *Informe DIE 91-2*, Pontificia Universidad Católica de Chile, enero, 115 pp.

Jiménez J. (1992), "Behavior of steel-to-concrete connections for use in repair and rehabilitation of reinforced concrete structures", *Tesis de maestría*, Universidad de Texas en Austin, agosto.

Khalaf F.M., y Wilson J.G. (1999), "Strength assessment of clay bricks using porosity dependent techniques", *The Masonry Society Journal*, Vol. 17, No. 1, noviembre, pp. 9-20.

Klingner R.E. (2000), "Análisis beneficio-costo de la adecuación sísmica de las autoconstrucciones", *Memorias del Seminario sobre Desastres Sísmicos: Escenarios, Seguridad y Prevención en Ciudades de Países en Desarrollo*, Universidad Central de Venezuela, Caracas, Venezuela, febrero.

Klingner R.E., Fox G.B. y Harris B.J. (1997), "Increasing the integrity of retrofitted URM walls using cementitious grout and spiral ties", *Reunión anual del Earthquake Engineering Research Institute*, Austin, Texas, febrero.

Kolsch H. (1998), "Carbon fiber cement matrix (CFCM) overlay system for masonry strengthening", *Journal of Composites for Construction, American Society of Civil Engineers*, vol. 2, no. 2, mayo, pp. 105-109.

Luke P., Chon G. y Jirsa J.O. (1985), "Use of epoxies for grouting reinforcing bar dowels in concrete", *Informe PMFSEL No. 85-2*, Universidad de Texas en Austin, septiembre.

Meli R. y Sánchez A.R. (2001), "La rehabilitación de la Catedral Metropolitana de la ciudad de México", *Revista Digital Universitaria*, Vol. 2, No. 2, ISSN: 1607-6079, <<http://www.revista.unam.mx/vol.2/num2/proyec1/index.html>>, (consultado en ago 12, 2002).

Mendoza C.J. (1991), "Evaluación de la resistencia del concreto en la estructura por medio del ensaye de corazones", *Construcción y Tecnología*, Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, Vol. III, No. 34, marzo, pp. 6-11.

Mizuno H., Fukuta T., Ohkawa I. e Iba M. (1988), "A monotonic lateral loading test of adobe wall specimens", *Building Research Institute, Ministry of Construction*, Tsukuba, Japón, marzo, 20 pp.

Modena C. (1989), "Italian practice in evaluating, strengthening, and retrofitting masonry buildings", *Seminario Internacional sobre Evaluación, Refuerzo y Rehabilitación de Edificios de Mampostería*, *The Masonry Society*, octubre.

NMX-C-404-ONNCCE (1997), "Industria de la construcción. Bloques, tabiques o ladrillos y tabicones para uso estructural. Especificaciones y métodos de prueba", *Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación*, México, 11 pp.

ONNCCE (2002a), “Anteproyecto de Norma Mexicana para la determinación de la resistencia a compresión y del módulo de elasticidad de pilas de mampostería de barro y de concreto”, Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación, México, 8 pp.

ONNCCE (2002b), “Anteproyecto de Norma Mexicana para la determinación de la resistencia a compresión diagonal y de la rigidez a cortante de muretes de mampostería de barro y de concreto”, Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación, México, 9 pp.

Pineda J.A. (1996), “Comportamiento ante cargas laterales de muros de mampostería confinada reforzados con malla electrosoldada”, *Tesis de maestría*, UNAM, México, D.F, enero, 171 pp.

Pume D. (1989), “Czechoslovakian practice in evaluating, strengthening, and retrofitting masonry buildings”, Seminario Internacional sobre Evaluación, Refuerzo y Rehabilitación de Edificios de Mampostería, *The Masonry Society*, octubre.

Rodríguez M. y Castrillón E. (1995), “Manual de evaluación postsísmica de la seguridad estructural de edificaciones”, *Informe No. 569*, Instituto de Ingeniería, UNAM, México, 84 pp.

Ruiz J. (1995), “Reparación y refuerzo de una estructura tridimensional de mampostería confinada de dos niveles a escala natural”, *Tesis de maestría*, Facultad de Ingeniería, UNAM, México, D.F., 251 pp.

San Bartolomé A. (1990) “Albañilería confinada”, Colección del Ingeniero Civil, Libro No. 4, Colegio de Ingenieros Civiles del Perú, Lima, diciembre, pp. 35-55.

Sansalone M. y Carino N.J. (1988), “Impact-echo method”, *Concrete International, American Concrete Institute*, Vol. 10, No. 4, abril, pp. 38-46.

Santoyo E. y Segovia J.A. (1995), “Recimentación y renivelación de estructuras y monumentos”, TGC Geotecnia SA de CV, 60 pp.

Santoyo E. y Miranda G. (1997), “Micropilotes con funda bifuncional y reductores de deformabilidad del subsuelo”, TGC Geotecnia, SA de CV, septiembre.

Schuller M.P., Atkinson R.H. y Borgsmiller J.T. (1994), “Injection grouting for repair and retrofit of unreinforced masonry”, *Memorias de la 10ª Conferencia Internacional sobre Mampostería de Bloques y Ladrillos*, Calgary, Canadá, julio.

Schwegler G. y Kelterborn P. (1996), “Earthquake resistance of masonry structures strengthened with fiber composites”, *Memorias de la 11ª Conferencia Mundial de Ingeniería Sísmica*, Acapulco, Gro., México, junio, artículo No. 1234.

Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas (1977) “Cartilla de reconstrucción para vivienda de adobe”, 76 pp.

Seible F. (1995), “Structural rehabilitation with advanced composites”, Simposio de la IABSE Extending the Lifespan of Structures, San Francisco, EUA, vol. 1, pp. 391-398.

Suprenant B.A. y Schuller M.P. (1994) "Nondestructive evaluation & testing of masonry structures", *The Aberdeen Group*, Addison, Illinois, 194 pp.

Tamez E. (1990), "Criterios para el diseño sísmico de cimentación sobre pilotes de control", *Memorias de la Reunión sobre Recimentaciones*, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.

Tamez E., Sánchez G. y de la Torre O. (1990), "Renivelación de un edificio de 16 pisos", *Memorias de la Reunión sobre Recimentaciones*, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.

Tena A. (compilador) (1997), "*El macrosismo de Manzanillo del 9 de octubre de 1995*", Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica y Universidad de Colima, ISBN 968-6190-83-X, septiembre, 343 pp.

Tomažević M. y Anicic D. (1989), "Research, technology and practice in evaluating, strengthening, and retrofitting masonry buildings: some Yugoslavian experiences", Seminario Internacional sobre Evaluación, Refuerzo y Rehabilitación de Edificios de Mampostería, *The Masonry Society*, octubre.

Tomažević M., Lutman M. y Weiss P. (1996), "Seismic upgrading of old-brick masonry urban houses: tying of walls with steel ties", *Earthquake Spectra, Earthquake Engineering Research Institute*, vol. 12, no. 3, agosto, pp. 599-622.

Tonen Corporation (1997), "Durability of Forca TowSheet", Tokio, Japón, julio.

Torrealva D. (1986), "A field and laboratory tested technique for retrofitting adobe houses in seismic areas", *Middle East and Mediterranean Regional Conference on Earthen and Low-strength Masonry Buildings in Seismic Areas*, Middle East Technical University, Ankara, Turquía, agosto-septiembre, pp. 403-413.

Triantafillou T.C. (1998), "Strengthening of masonry structures using epoxy-bonded FRP laminates", *Journal of Composites for Construction, American Society of Civil Engineers*, Vol. 2, No. 2, mayo, pp. 96-104.

Velazquez-Dimas J.I., y Ehsani M.R. (2000), "Modeling out-of-plane behavior of URM walls retrofitted with fiber composites", *Journal of Composites for Construction, American Society of Civil Engineers*, Vol. 4, No. 4, noviembre, pp. 172-181.

Velazquez-Dimas J.I., Ehsani M.R. y Saadatmanesh H. (2000), "Out-of-plane behavior of brick masonry walls strengthened with fiber composites", *Structural Journal, American Concrete Institute*, Vol. 97, No. 3, mayo-junio, pp. 377-387.

Weiner D. (1985), "Behavior of steel to concrete connections used to strengthen existing structures", *Tesis de maestría*, Universidad de Texas en Austin, agosto.

Williams T.J., Sansalone M. y Grigoriu M. (1998), "Establishing the basis for using transient stress waves for nondestructive evaluation of masonry", *The Masonry Society Journal*, Vol. 16, No. 1, junio, pp. 55-68.

Zepeda J.A. y Alcocer S.M. (1998), "Reparación de un muro de mampostería de tabique multiperforado de arcilla usando láminas de fibras de carbón", *Informe interno*, Centro Nacional de Prevención de Desastres, México, D.F.

Zepeda J.A., Pineda J.A. y Alcocer S.M. (1996), "Comportamiento ante cargas laterales de muros de mampostería confinada reforzados con malla electrosoldada", *Memorias del X Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Vol. II, Mérida, Yuc., México, noviembre, pp. 919-925.

CAPÍTULO 12

PROBLEMÁTICA DE LA CONSTRUCCIÓN DE VIVIENDA EN MÉXICO

R. EIBENSCHUTZ S. DUARTE

CAPÍTULO 12

PROBLEMÁTICA DE LA CONSTRUCCIÓN DE VIVIENDA EN MÉXICO

HACIA UNA CULTURA PARA LA PREVENCIÓN Y MITIGACIÓN DE DESASTRES. EL CASO DE LA VIVIENDA

Roberto Eibenschutz Hartman¹ y Salvador Duarte Yuriar¹

12.1 EL PROCESO DE PRODUCCIÓN DE LA VIVIENDA POPULAR

12.1.1 LA URBANIZACIÓN EN LOS PAÍSES DEL TERCER MUNDO

Al proceso de industrialización–urbanización mundial se le reconoce como característico del siglo XX, sin embargo se trata de un fenómeno que ha ocurrido en forma diferente en los países industrializados y en los países en vías de desarrollo; aunque tenga básicamente los mismos orígenes. Algunos factores característicos han producido en nuestros países efectos mucho más acelerados y graves que en los países desarrollados.

En la celeridad de nuestra forma de urbanización, se combinan la todavía elevada tasa de crecimiento demográfico con la atracción que ejerce el empleo en las ciudades. Esta, a su vez, ha sido resultante de la dinámica de crecimiento económico y la expulsión de la población rural debida a las críticas condiciones de producción y la falta de perspectiva de desarrollo y empleo en las actividades agropecuarias.

Otros factores que gravitan en la alta concentración urbana, también característicos de los países en vías de desarrollo, son la estrechez de recursos del sector público, la baja inversión destinada a la vivienda, la falta de formas institucionalizadas y de costumbre social para seguir lineamientos de planeación en el desarrollo de las ciudades; el deterioro creciente de las instalaciones urbanas por deficiencias de mantenimiento y, como nota distintiva de los últimos

¹ Profesores investigadores de la Universidad Autónoma Metropolitana, Unidad Xochimilco.

años, la modernización de los aparatos productivos que impulsa un proceso de privatización de la economía y una polarización en la distribución de los ingresos, al mismo tiempo que una disminución sensible de los subsidios que anteriormente se orientaron para atender demandas sociales.

En síntesis, estos factores explican las condiciones en que vive la enorme masa de población que se ubica en las grandes ciudades del tercer mundo en medio de la carencia de conocimientos y recursos y de la acuciante necesidad de ocupación de un espacio al alcance de su capacidad económica, para acceder a los satisfactores urbanos, al margen de la experiencia que pudiera garantizar las condiciones de localización, seguridad y protección que necesariamente debe tener la vivienda.

En el caso de México, por ejemplo, el déficit de vivienda para el año 2000 se estimaba en el orden de ocho millones de unidades, de las cuales casi cuatro millones se deben al incremento de la población y el resto, al deterioro de una parte de las existentes. (ver SEDUE).

12.1.2 EL ACCESO A LA TIERRA

En general, en nuestros países, sujetos a un modelo capitalista dependiente, basado en las características clásicas de la economía de mercado, la tierra es un satisfactor más dentro de esta forma de relación de producción y resulta ser un bien escaso frente a la gran demanda que se presenta.

La población con necesidad de techo, tiende a buscar los lugares más céntricos de las ciudades y a tratar en lo posible, de ubicarse cerca de las fuentes de trabajo. Sin embargo, la magnitud de las áreas urbanas, la complejidad de sus características, y fundamentalmente, las condiciones de mercado han agotado las posibilidades de ubicación cercana.

Frente a un mercado especulativo donde la tierra adecuada dentro de los planes establecidos, disponible y legal tiene siempre precios inaccesibles para la muy escasa capacidad de pago de los pobladores, el recurso obvio es la búsqueda de la tierra más barata que se puede obtener ingresando al mercado informal. Este mercado ofrece tierra distante, fuera de las previsiones de la planeación de los servicios y los mecanismos de atención del sector público y frecuentemente en condiciones de alta vulnerabilidad, debido a su pendiente, a las características del subsuelo o las posibilidades de inundación.

Se trata de tierra cuya situación legal no está claramente definida, con frecuencia corresponde a fraccionamientos clandestinos y generalmente también, a situaciones de conflicto político y social, lo cual entraña para los pobladores una posesión insegura.

El caso mexicano, es particularmente complejo por las características de la tenencia agraria. Sabemos que el ejido constituye una forma de tenencia que otorga al ejidatario el derecho de usufructo pero no la propiedad individual sobre el

suelo. Sin embargo, en los ejidos cercanos a las grandes ciudades, la demanda del suelo induce a los detentadores a vender la tierra agraria, una tierra que no les pertenece en propiedad y que legalmente no puede ser vendida, pero que ante la presión del poblamiento se ven atraídos a comerciar, en vista de la retribución económica que representa.

El aspecto más negativo de este proceso lo constituye la manipulación que implica la ilegalidad: ventas fraudulentas sin registro oficial, donde con frecuencia un predio se asigna a familias distintas y se vuelve, por tanto, fuente de cobros múltiples; venalidad de líderes y autoridades, quienes promueven y permiten este tipo de asentamientos, y una vez que la población asentada es numerosa, inducen presiones sociales y políticas que terminan, ya sea en el desalojo y reubicación de pobladores o la regularización, donde junto con el cambio de régimen de tenencia y la titulación de la tierra se consolidan trazas impropias, construcciones defectuosas y una serie de situaciones inadecuadas desde el punto de vista técnico, urbanístico y constructivo de la vivienda.

Mediante esta vía, los pobladores resuelven por sí mismos sus problemas, y gracias a su propia urbanización, encuentran los satisfactores a su necesidad elemental de vivienda, acorde a sus limitados recursos económicos.

12.1.3 LOS PROGRAMAS INSTITUCIONALES

Los programas institucionales generalmente atienden a la población que corresponde a la demanda solvente: población que tiene recursos y, por tanto, puede acceder a estos programas. Se caracterizan por ofrecer créditos para la vivienda, ya sea en conjuntos habitacionales construidos para el caso, o mediante créditos directos a los interesados que les permiten el acceso al mercado formal inmobiliario.

En todos los casos, ya se trate de instituciones que atienden a trabajadores de un sector específico o de programas abiertos mediante los sistemas bancarios, la actividad de las instituciones se circunscribe a programas formales que implican como requisito indispensable para adjudicar una unidad de vivienda al acreditado, la tenencia legal del bien que esta adquiriendo, elemento de garantía crediticia sobre el cual se constituye una hipoteca que cubre el costo del producto que se le ofrece o al que aspira.

La garantía hipotecaria queda como recurso último de parte de la institución para recuperar la unidad de vivienda, en caso de que la familia adjudicataria no pueda cubrir los costos correspondientes.

En el caso de México, existe un mecanismo institucional que se maneja a través del Fondo Nacional para las Habitaciones Populares –FONHAPO–, para dar oportunidad de adquirir vivienda a la población de más escasos recursos. Este fondo trabaja con población cuyo ingreso es menor a dos y medio salarios mínimos, y tiene mecanismos para ofrecer a la familia una vivienda progresiva o pie de casa, o un lote legal con servicios dentro de su capacidad de pago.

Sin embargo, considerando que en México, la población cuyos ingresos están en este rango suma alrededor del 70% de la población total, por mucho que hayan crecido estos programas no alcanzan a cubrir la demanda acumulada; en el caso específico de FONHAPO, los recursos de que dispone han ido disminuyendo en los últimos años, hasta ser prácticamente inexistentes.

12.1.4 LA REGLAMENTACIÓN Y NORMATIVIDAD EN LA VIVIENDA

Si bien en el caso de México, como prácticamente en todos los países del mundo, existe una legislación y una reglamentación específica para la vivienda, ésta es muy reciente. La Ley Federal de Vivienda data de 1983, aunque previamente se promulgó la Ley Federal de Asentamientos humanos en 1976. Antes de disponer de tal fundamentación jurídica sólo se contaba con los reglamentos de construcción en las grandes ciudades. La reglamentación específica tiende a garantizar las condiciones estructurales de los edificios, define ciertos parámetros, condiciones de diseño estructural y procedimientos constructivos a través de los cuales busca garantizar las condiciones de estabilidad, salubridad y habitabilidad. Como se trata de reglamentos generales, su universo es muy amplio y abarca desde las estructuras para edificios de gran altura hasta instalaciones para todo tipo de usos, entre ellos la construcción de la vivienda (Artículo 5 de DDF, 1993). En particular, el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF), ha sido revisado en múltiples ocasiones; una de las más exhaustivas fue a raíz del sismo de 1985. Las modificaciones consecuentes han conseguido que los criterios de diseño estructural se fortalezcan y mejoren y la reglamentación misma garantice mejores condiciones de seguridad para la construcción de todo tipo de edificios.

Sin embargo, la vivienda con una superficie por debajo de los sesenta metros cuadrados está exenta de la obligación de obtener una licencia de construcción y por lo tanto, de someterse a las especificaciones reglamentarias (Artículos 41, fracción V y 57, fracción I de DDF, 1993). Esto significa que la vivienda que corresponde a la población mayoritaria no tiene una reglamentación expresa y, consecuentemente, carece de una garantía técnica al edificarse.

Desde luego, los conjuntos habitacionales institucionales se sujetan a las especificaciones reglamentarias, considerando que generalmente se trata de edificios o conjuntos y que por ende, caen dentro de la reglamentación vigente. Sin embargo, la vivienda aislada, la que promueve y edifica la población de más escasos recursos, queda al margen de esta reglamentación y al mismo tiempo, de la atención de los profesionales de la construcción. Cifras del programa de Vivienda (formal) para 1989, dan idea de la magnitud del fenómeno: previó una inversión de 5.9 billones de pesos. Si en la vivienda informal se invierten dos pesos por cada uno que se invierte en el sector formal, se concluye que durante 1989 se invirtieron en la vivienda informal 11.8 billones (Catálogo, 1990), cantidad hartamente significativa, sobre todo por que, en la mayoría de los casos, se realiza al margen de los planes de desarrollo urbano y de los reglamentos de construcción.

Las relaciones económicas del mercado, explican que los profesionistas de la construcción ofrezcan sus servicios profesionales a quienes tienen capacidad para cubrir su costo y se orientan a atender las demandas de la población de recursos medios y altos. La atención especializada para población de bajos recursos es prácticamente inexistente.

Por otro lado, las normas que se han generado a lo largo del tiempo, en buena medida han surgido de las experiencias internacionales en el campo y es frecuente que se originen en condiciones y características totalmente ajenas. Es así que la reglamentación prevé casi en forma exclusiva sistemas constructivos a base de fierro y concreto, mencionando sólo superficialmente la construcción con materiales tradicionales, como el adobe, la madera, la mampostería u otros. Al quedar sus sistemas constructivos fuera de la normatividad vigente, sus condiciones, sus recursos, su cultura y su experiencia, llevan a la población a construir con sistemas que no están previstos ni sancionados dentro de la reglamentación. Circunstancia ésta que empieza a cambiar con la incorporación de los sistemas “tradicionales” como la mampostería, a las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (GDF, 2002).

12.2 VULNERABILIDAD Y RIESGO EN LA VIVIENDA

12.2.1 CONDICIONES DE LOCALIZACIÓN

Con la dinámica social anteriormente descrita, la localización de la vivienda es uno de los factores de mayor relevancia y más graves consecuencias. La población que busca un predio para establecerse generalmente lo encuentra en lugares que son inadecuados para los asentamientos humanos. Paradójicamente, el hecho de estar fuera de los planes, de las previsiones de desarrollo de las ciudades y fuera de la legalidad, es la única opción al alcance de la capacidad económica de esta población.

Sucede en la práctica que la ubicación ocurre por ejemplo, en el fondo de las cañadas donde el régimen fluvial que priva en muchos de estos países, ocasiona escurrimientos esporádicos. Hay épocas del año sin flujo de agua o zonas donde pasan 10 o 15 años sin que haya una gran avenida y esto hace que la gente sin información y conocimiento de las condiciones naturales se ubique en lugares que pueden estar sujetos a grandes descargas de agua en un momento inesperado.

Se asientan en zonas de antiguos lechos de río que son mas o menos planas y que no están dentro de un régimen de propiedad privada porque generalmente son zonas de protección o derechos de vía federales donde nadie impide la invasión en tanto que no se trate de una propiedad privada. Otros casos generalizados, son aquellos en que la población se ubica en zonas que no pueden ser drenadas; sitios no comunicados con la infraestructura de la ciudad, cuyas cotas de desagüe están por debajo de los desagües municipales y requerirían

grandes inversiones en plantas de bombeo para construir primero y conectar después el desagüe a las redes municipales.

Se dan también con frecuencia, ubicaciones en laderas con muy altas pendientes sujetas a deslizamientos y deslaves, o en las zonas bajas, en cotas por debajo de estas laderas donde la vivienda tiene condiciones que pueden ser afectadas por un deslizamiento en tiempo de lluvias.

Otra localización común ocurre en terrenos minados. Pueden ser terrenos planos, aparentemente resistentes, que hacen sentir seguridad en el asentamiento, si se desconoce la existencia de galerías o minas de anteriores explotaciones que ponen en peligro la localización de las viviendas en la superficie. Estos terrenos generalmente están libres porque en la reglamentación y los planes previstos se sabe que no pueden ser ocupados.

En el caso de la ciudad de México, el riesgo sísmico se combina fundamentalmente con asentamientos en el antiguo lecho del lago, donde los efectos oscilatorios se agudizan por las condiciones del subsuelo. Otro caso común es la localización en zonas lejanas a las áreas urbanas, carentes de servicios, equipamiento y transporte, donde la vulnerabilidad se incrementa por la inaccesibilidad. Estas formas de localización generalmente coinciden con la tenencia ilegal o irregular y son aquellas a las que recurre la población mayoritaria.

Por otro lado, existen también condiciones de riesgo que se dan por las características mismas de la construcción de la vivienda. En ocasiones se trata de estructuras muy ligeras, hechas a base de madera, cartón o cualquier otro tipo de material, que están sujetas a riesgo de incendio o de colapso por lluvia, granizo, nieve o viento. Frecuentemente el riesgo se debe a las mismas condiciones de la construcción, ya sea por problemas de mantenimiento, como el caso de las estructuras de fierro sin protección suficiente, deficiencias en sistemas constructivos tales como ausencia de cimientos o la existencia de niveles de piso por debajo del nivel de la calle, lo que vuelve inmediato el riesgo de inundación aunque no haya un fenómeno natural fuera de la normalidad.

Por otra parte, el hecho de no tener una posesión legal sobre la tierra hace que la gente no quiera arriesgar y en consecuencia no destine sus muy limitados ahorros a la construcción de una vivienda estable y sólida, sino que busca una situación "transitoria", que puede durar 10 o 20 años, hasta que la familia accede a otra tierra, otro lugar donde sea legal o que logre que se genere un proceso de la regularización y entonces, por la seguridad de la tenencia, inicia el mejoramiento de las condiciones de su vivienda.

12.3 EL DESARROLLO TECNOLÓGICO

12.3.1 LA INDUSTRIA DE LA CONSTRUCCIÓN

En el caso de México, cuando hablamos de la industria de la construcción, sobre todo orientada a la vivienda popular, nos referimos a una industria que tiene

características muy particulares. Es, por una parte, una forma empresarial de llevar a cabo el proceso constructivo, y por otra, una industria en el sentido clásico de la palabra. En el primer caso se trata de empresas que cuentan con conocimiento y experiencia técnica, que contratan mano de obra y dirigen técnicamente la construcción.

Esta industria de la construcción, generalmente atiende a los programas institucionales de vivienda o a la población de recursos medios y altos. Los costos mismos de la infraestructura técnica, de los profesionistas especializados y de la capacidad de administración de los procesos constructivos conforman un precio generalmente fuera del alcance de los pobladores, y esto hace que esta industria, que si bien puede garantizar una racionalidad técnica y una seguridad estructural en la construcción, esté también al margen de la producción de la vivienda popular en una alta proporción.

Desde luego, los pobladores acuden al otro ámbito de la industria de la construcción al adquirir materiales e insumos diversos: el cemento, la varilla, los muebles sanitarios, la tubería, el material eléctrico, en fin, aquellos elementos industrializados que los pobladores utilizan directamente sin la intervención o supervisión técnica del personal especializado.

En México, existen algunas plantas industriales de prefabricados para la vivienda, pero su tamaño no les permite producir volúmenes que sean competitivos en el mercado con la forma tradicional de construcción y, en consecuencia, con el tiempo ese tipo de producción se ha orientado hacia la demanda solvente.

Son muy escasos y dudosos en términos de calidad los esfuerzos que se han hecho para la producción de prefabricados útiles para la vivienda popular, accesibles para la población y que puedan garantizar una forma adecuada de utilización que garantice la seguridad de los pobladores, entre éstos, el caso casi único que se ha desarrollado ampliamente es la techumbre a base de vigueta y bovedilla. La autoconstrucción y la autogestión de la vivienda son los mecanismos característicos de este tipo de pobladores. Es frecuente que la gente se organice y cree cooperativas o asociaciones civiles, o simplemente forme grupos que hacen un frente común para resolver sus necesidades de vivienda. Frecuentemente, algunos de los integrantes de estos grupos son operarios con cierta experiencia en materia de construcción: hay albañiles, plomeros, electricistas, carpinteros que de alguna forma conducen el proceso técnico, y orientan o asesoran a sus propios compañeros para la construcción de sus viviendas.

Por otra parte, ocurre la repetición de los ejemplos que los pobladores van tomando como modelo para construir sus viviendas. Sobre este particular se da también el efecto grave de la copia extralógica de sistemas constructivos que los pobladores ven en las construcciones cercanas a las suyas o en general en la ciudad. La pretensión por reproducir las formas constructivas que corresponden a otros estratos económicos, hace inclusive, que se imiten modelos que no corresponden a la zona geográfica, debido a la diferencia de condiciones climatológicas y ambientales. Así es como se reproduce, por ejemplo, el patrón

urbano y sus características losas planas de concreto en zonas de gran precipitación pluvial, o se utiliza fierro en malas condiciones, en zonas donde la oxidación y el deterioro son muy acelerados. Esta práctica normalmente provoca gastos exorbitantes para los pobladores, quienes los van afrontando con un gran esfuerzo y a base de pequeños insumos que aparentemente llevan a una construcción de gran solidez, pero que puede resultar inadecuada porque los procedimientos constructivos son mal aplicados, o no hay un conocimiento sólido para la utilización de los materiales; descuido en la aplicación de proporciones ó exceso de agua en el colado de concreto, la presencia de materia orgánica mezclada con arena, el mal manejo del acero en el armado de las estructuras y una serie de fallas técnicas como el sobredimensionamiento de los elementos estructurales por falta de supervisión de algún técnico especializado, o descuidos que aumentan innecesariamente el riesgo o el costo y en ocasiones ambos factores.

La autoconstrucción, es importante entenderla más en términos de autogestión, ya que la población parcialmente construye la vivienda con sus propias manos, pero suele contratar operarios semiespecializados, gente con alguna experiencia previa en obra que tiene idea de una parte del proceso constructivo, pero que es fácil que cometa errores por falta de conocimiento técnico especializado.

Por otra parte, los materiales mismos que están al alcance y que surgen de la industria de la construcción y del comercio tradicional muchas veces son los únicos productos al alcance de la población, con resistencias muy por encima de las requeridas en obras modestas, que implican costos altos e innecesarios que la población tiene que cubrir porque no hay alternativas en el mercado.

Es también común, la oferta de una serie de implementos para la vivienda, detalles innecesarios que aparentan acabados lujosos. Se venden aprovechando el efecto de representación para dar a cualquier casa apariencia de residencia de lujo apoyados en la publicidad, que implican mayores gastos a costa de la solidez estructural de la vivienda.

12.3.2 FORMACIÓN DE CUADROS TÉCNICOS

La estructura de la educación en el país, responde en forma mecánica y lineal a los requerimientos del mercado. El tipo de profesionista que se forma generalmente es aquel que tiene una expectativa de trabajo en el mercado profesional.

La población con posibilidad de contratar un arquitecto para el diseño de su casa es realmente minoritaria, y es ésta la que directamente tiene un aval técnico para el diseño y, generalmente, cuando hay un arquitecto en el diseño es casi obvio que haya un ingeniero para el cálculo, lo que garantiza el diseño, el buen aprovechamiento del espacio, los materiales y también la seguridad estructural de la vivienda.

Arquitectos e ingenieros, tienen otros campos de actividad participando en los sectores público y privado en una gran variedad de proyectos constructivos, pero en cuanto a la vivienda, trabajan directamente con el sector privado, con capacidad para contratar sus servicios en forma personal, con empresas constructoras o con instituciones dedicadas a la construcción de vivienda. De esta manera la parte técnica del mercado formal esta resuelta tanto por la vía de la reglamentación como por las del diseño y el cálculo se obtienen productos técnicamente realizados y adecuados a los requerimientos de seguridad.

Sin embargo, por esta particular estructura de la formación de los cuadros técnicos, la población mayoritaria no tiene acceso a sus servicios. La excepción son los ejemplos que surgen de algunas universidades donde hay interés por acercarse a los problemas sociales, y donde, mediante el servicio social o el trabajo de asesoría universitaria, se logra apoyar a ciertos grupos en la construcción o la solución de su problema de vivienda.

Desde luego, no se trata de la solución mayoritaria y este tipo de asesoría cubre un pequeño porcentaje de la población necesitada. Desde el punto de vista de los propios profesionistas quienes tienen determinado status de vida y necesidad de ingreso, es comprensible el poco interés en el mercado de la vivienda popular, sin embargo, en muchos países han surgido y en México empiezan a tener una presencia significativa grupos de asesoría técnica especializada en atender a los pobladores de menores recursos, conocidos como O.N.G., organizaciones no gubernamentales, no lucrativas en general, que integran a grupos profesionales de diversas disciplinas que ofrecen asesoría a los pobladores en los aspectos que comprende el complejo proceso de la vivienda.

Otra forma mediante la cual ha surgido el apoyo a la vivienda popular, son los grupos sociales que han creado sus propios cuadros técnicos. Los grupos que tienen que resolver el problema de la vivienda por si mismos y tienen que recorrer un camino lleno de dificultades, trabas y limitantes, hacen que los responsables de la organización, diseño y solución de cada instancia del proceso, desarrollen una amplia gama de experiencias.

Éstos llegan a comprender que solamente una pequeña parte del problema de vivienda es propiamente técnica y otra muy amplia se refiere a cuestiones financieras, jurídicas, administrativas y de organización social que constituyen la parte más difícil, compleja y costosa para la gente.

En esta práctica, se forman verdaderos especialistas que posteriormente se convierten en asesores de sus propios compañeros, de otros grupos y organizaciones, quienes por esta vía aceleran la solución de su problema de vivienda.

12.4 EL PROCESO DE EVALUACIÓN DE LA VIVIENDA

Hasta ahora, el énfasis principal que ha caracterizado el trabajo de arquitectos, ingenieros, constructores, diseñadores, instituciones públicas, organizaciones privadas y sociales, con relación a la vivienda, ha sido puesto en el proceso de producción. Sin embargo, se ha soslayado la parte que tiene que ver con la vivienda, cuando pasa de manos del productor a las de sus habitantes y es ocupada por éstos, es decir, al proceso de ocupación y más específicamente, al proceso de evaluación de la ocupación.

En el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF) aparece una categoría “**habitabilidad**”, que aunque ni siquiera es definida, constituye un elemento de gran relevancia (DDF, 1993). Se menciona en el artículo 3 fracción 1 *que corresponderá al Departamento ...”Fijar los requisitos técnicos a que deberán sujetarse las construcciones e instalaciones en predios y vías públicas, a fin de que satisfagan las condiciones de **habitabilidad**, seguridad, higiene, comodidad y buen aspecto.* Asimismo en el Título quinto “Proyecto arquitectónico”, capítulo I: “Requerimientos del proyecto arquitectónico” artículo 72, vuelve a hacer referencia al concepto de habitabilidad, al señalar que... “*Para garantizar las condiciones de **habitabilidad**, funcionamiento, higiene, acondicionamiento ambiental, comunicación, seguridad en emergencias, seguridad estructural, integración al contexto e imagen urbana de las edificaciones en el Distrito Federal, los proyectos arquitectónicos correspondientes deberán cumplir con los requerimientos establecidos en este Título para cada tipo de edificación y las demás disposiciones aplicables*”.

Se asume, que el cumplimiento de los requisitos fijados por el Departamento permitirán garantizar la obtención de la habitabilidad, para nuestro caso de la vivienda. Pero ¿qué significa esto?, ¿Qué es la habitabilidad?, ¿Cómo se puede lograr la habitabilidad en la vivienda?. ¿Quién evalúa que eso realmente se cumple? ¿El Departamento, el diseñador, el constructor, los usuarios?, ¿Qué ocurre cuando los usuarios ocupan la vivienda?, ¿Satisface ésta sus necesidades de habitación, o es necesario una adaptación radical, toda vez que no brinda las condiciones adecuadas para la satisfacción de las necesidades de habitación, producción y reproducción de la vida?, ¿Se corrobora en el uso de la vivienda por parte de sus habitantes las premisas de diseño que le dieron origen?, ¿los materiales elegidos para muros, techos son los adecuados para lograr el aislamiento térmico y acústico óptimos?. Son muchas las preguntas y pocas las respuestas, por lo que aquí se propone abrir la discusión en torno a la evaluación de la ocupación de la vivienda

¿Qué se entiende por habitabilidad?. Una propuesta.

Es un adjetivo que significa Calidad de habitable, que a su vez nos lleva al vocablo de Habitable: adjetivo que significa que puede habitarse: los polos del globo no son habitables y señala como su contrario Inhabitable.

Uno de los primeros autores en México y en el mundo, que abordaron el análisis de la arquitectura a través de la habitabilidad fue el arquitecto mexicano José Villagrán García, que planteó que la habitabilidad debe ser considerada como una categoría esencial, por lo cual se ha de exigir como finalidad de los espacios construidos por el hombre y sus cosas. La habitabilidad no puede estar sino presente en todo programar arquitectura, porque cuando deja de estarlo y las espacialidades que le den solución dejan de ser habitables, las formas construidas dejan de ser, o mejor dicho, no son arquitectura, así respondan a otros fines que, como éste de la habitabilidad, puedan ser esenciales. La habitabilidad no sólo se refiere a los espacios construidos interiores y cerrados, sino a todos los espacios que en la amplia connotación arquitectónica abarcan, tanto los delimitados, como los delimitantes a los edificios y los espacios naturales o paisajísticos (para abundar sobre el tema véase Duarte, 2002).

Derivado del análisis de algunos de los principales autores que han abordado el desarrollo de este concepto, los matices encontrados son:

José Villagrán García, la considera como una categoría esencial en la producción arquitectónica y la refiere no sólo a los espacios delimitados o delimitantes, a los edificios sino también a los espacios naturales o paisajísticos.

Ramón Vargas Salguero plantea que, la habitabilidad es la categoría más general, la categoría transhistórica que, sin distinción de rango o lugar, homogeniza la práctica arquitectónica. La considera como el atributo esencial que engloba, aún, a las contadas obras que han sido reconocidas como artísticas.

Señala que la teoría de la habitabilidad viene a echar por tierra la conceptualización teórico-arquitectónica dominante y su historiografía, que postulan como valores paradigmáticos lo artístico y estético, como esencia de la arquitectura.

Serafín Mercado habla de la habitabilidad, en un nivel íntimo y privado, en la vivienda urbana y los hoteles. Enfatiza la acepción de hábitat en dos de las cuatro escalas que constituyen el Hábitat: la edificatoria y la de los objetos; al abordar el tema de la habitabilidad en los edificios y a las cualidades de los escenarios conductuales dice: hay **Affordances**, es decir, que el ambiente diseñado posibilita u ofrece posibilidades para desarrollar una determinada actividad; hay **Sinomorfia**, es decir, el lugar se amuebla con un conjunto de objetos que posibilitan una determinada actividad; hay **Sintaxis Espacial** que significa orden en la organización y estructuración del escenario, de los espacios y, finalmente hay **Habitabilidad** cuando se determina en qué grado el ambiente diseñado cumple o satisface las necesidades y expectativas de los usuarios.

Roberto Doberti y Liliana Giordano, le dan al Hábitat una interpretación más amplia. Proponen un Modelo de Producción Ocupación del Hábitat a través del cual hacen un análisis de las tipologías de las formas del hábitat.

Consideran a la relación forma-conducta, uno de los ejes orientadores. No formas edilicias analizadas sólo según sus aspectos estilísticos, tecnológicos o compositivos sino formas que posibilitan e imponen conductas, formas cuya

gestación y producción registra y consolida, modifica o impide conductas o comportamientos, formas que caracterizan al Hábitat como codificación específica”

Gian Franco Caniggia y Gian Luigi Maffei, se refieren a cuatro escalas dimensionales. En su modelo aparecen las escalas del edificio, el tejido urbano, el tejido de la ciudad y del territorio, pero está ausente la de los objetos.

Como propuesta operacional del concepto de habitabilidad, para utilizarla en los procesos de evaluación de la ocupación del hábitat del que la vivienda forma parte importante pero no exclusiva, se propone la siguiente definición: “Es el gusto, agrado, gratificación o placer que sienten los habitantes en la interacción con su hábitat, en cada una de las cuatro escalas dimensionales y sus interfases: los objetos, el espacio arquitectónico; el barrio, la colonia y la ciudad y la región, en función de la satisfacción de las necesidades y expectativas que tienen los usuarios y sus estilos de vida, las cuales reflejan, la relación entre los factores psicosociales, el ambiente físico construido y el ambiente natural, que les permiten la apropiación, la adaptación, la significación y el rendimiento óptimo en el desempeño de las actividades propias de cada ambiente”.

La habitabilidad, se presenta como una vía para realizar procesos de evaluación inter, multi y transdisciplinaria, de los objetos y ambientes del hábitat producidos por los distintos campos del diseño: Arquitectónico, Urbano, Industrial y Gráfico, una vez que han sido ocupados por los usuarios, para construir parámetros que permitan el mejoramiento permanente y sistemático de la habitabilidad, con el fin de lograr el mayor rendimiento posible, en el desempeño de las actividades humanas y la satisfacción de las necesidades de habitación: protección, seguridad, comodidad, confort, higiene, identidad, goce estético y economía, que deberán incidir en las cualidades que los objetos y ambientes del hábitat deberán tener para satisfacerlas, y como vía para retroalimentar a los diseñadores, constructores y otros campos del conocimiento interesados en la evaluación tales como psicólogos ambientales, sociólogos, antropólogos, etc.

12.5 RECOMENDACIONES

Procede sugerir las medidas para compensar las claras carencias que se han identificado anteriormente:

El fortalecimiento oficial de los procedimientos, la legislación y reglamentación en todo lo relativo a la vivienda requiere una difusión muy amplia.

Es necesario ampliar, fortalecer, complementar los mecanismos de información y comunicación que permitan que los adelantos científicos y técnicos en materia de prevención y mitigación de desastres trasciendan a los sectores mayoritarios. La gente necesita tener una mejor información, un mejor acceso a la información para tomar mejores decisiones.

La misma ignorancia de los procedimientos que de los planes establecidos o de los complicados requisitos legales, hace que la gente dependa de

intermediarios, “coyotes” que de algún modo manipulan o capitalizan la información y se la hacen llegar a los interesados a condición de obtener un beneficio personal, además del cobro de esta intermediación, que plantea una relación de dependencia que impide la vinculación directa entre los pobladores y las instancias oficiales.

En cuanto a la difusión, concebida en términos de información para que la gente haga mejor uso de los materiales constructivos es preciso considerar que la gente está circunscrita a los espacios donde vive y que depende de los comercios más próximos donde están en oferta los materiales que utiliza, sin que tenga acceso al conocimiento de materiales más sofisticados o a soluciones que, siendo mejores, no siempre son mas caras y pueden garantizar mejores resultados en su vivienda.

Este factor, que pudiera ser un aliciente para los productores, ante la perspectiva de una mayor demanda de sus productos, la que normalmente esta determinada por el desconocimiento absoluto de los pobladores, quienes recurren a una gama muy reducida de productos y procedimientos constructivos, que limita su universo.

Otra recomendación evidente consiste en la revisión de la formación de los cuadros técnicos. En los institutos tecnológicos existen algunas profesiones de sobrestantes de obra y de operarios especializados que juegan un papel importante; sin embargo, en el mercado profesional no existe un ente plurifacético que domine algunas nociones técnicas, que conozca los procesos de vivienda con mayor profundidad y sea un profesionalista calificado; gente que sea capaz de asesorar a la población, tanto en los aspectos técnicos cuanto en los procedimientos y mecanismos jurídicos que hay que cumplir para estar dentro de la legalidad además de estar dentro de la seguridad y de la habitabilidad en sus viviendas.

Este ente con características interdisciplinarias pudiera no tener un nivel profesional pero si resulta imprescindible el dominio de ciertos conocimientos en distintos campos. Este perfil no se está formando en las instituciones educativas y es probablemente el que más se requiere, al no existir es habilitado en la práctica con las deficiencias antes mencionadas. Esta carencia debía ser motivo de preocupación en las universidades y en la estructura educativa en general. El universo de la demanda es muy grande, la población tiene una capacidad restringida de recursos, pero puede disponer de una pequeña cantidad para el pago de servicios profesionales, sobre todo cuando en forma asociada se cubre el salario de un técnico especializado.

Conviene considerar la posibilidad de apoyar a los organismos sociales en su propia organización en forma complementaria a los apoyos que se brindan entre sí. Esta capacidad organizativa que se adquiere con el tiempo, que es un valor difícil de consolidar, que varía de un grupo a otro y pasa siempre por situaciones de orden político y social muy conflictivas, con asesoría puede mejorarse. Se puede conseguir una mejor organización, prevenir las deformaciones que siempre están relacionadas con los manejos económicos. Con asesoría administrativa y

métodos elementales de control de recursos se pueden generar grupos más sanos y en mejores condiciones para resolver su problema.

El sector público requiere a su vez hacer una adecuación de procedimientos. Es preciso que asuma una posición de promotor de la solución del problema y no controlador de las adecuaciones espontáneas a la solución.

En otros términos hacen falta más maestros y menos inspectores. No se trata de multiplicar las visitas de inspección para levantar infracciones cuando no se cumplen los reglamentos, sino de cambiar la actitud del servidor público para que vaya a donde está el problema, proporcione asesoría y con ésta, el registro formal, legal, del proceso que se está llevando a cabo. Todavía pesa demasiado la posición de autoridad inspectora, controladora y sancionadora de quien infringe los reglamentos y hay muy pocos antecedentes de apoyo, promoción y facilitamiento del proceso para que la gente pueda cumplir con la Ley y además resolver su problema de vivienda con el menor costo posible.

Subsisten, por otra parte, procedimientos engorrosos y complicados que propician esta actitud y las situaciones de corrupción consecuentes. Es preciso modificarlos en la línea de los procesos de simplificación que han establecido la ventanilla única.

Todos estos elementos juntos llevan a lo que constituye la propuesta central de este trabajo: el establecimiento de una cultura para la prevención y mitigación de los desastres. En la medida que estos distintos elementos puedan incidir en el producto llamado vivienda para la población más necesitada habrá mejores condiciones para que resistan una situación de desastre.

Los mecanismos que genera una comunidad serán más sólidos y eficaces si la población está bien organizada, de manera que la organización primaria de la población pueda, además de garantizar la aplicación de las medidas técnicas preventivas en la construcción de la vivienda por sí sola y superando las desventajas de la reacción espontánea, conducir la respuesta en casos de desastre; respuesta donde la gente sepa el papel que le corresponde, cumpla las rutinas que debe seguir, conozca la ubicación de los sitios más seguros ante un desastre e incorpore dentro de su cotidianidad la aceptación de la posibilidad de un desastre y la actuación en consecuencia.

Mediante esta forma de prevención, mejorarán las condiciones de habitabilidad y los márgenes de seguridad, habrá una mejor adecuación a las condiciones climáticas naturales del entorno y se reducirán los costos.

La investigación tecnológica que realizan los especialistas debe dar, entre sus objetivos, alternativas de solución donde la normatividad y la economía constituyan un binomio indisoluble; soluciones que hayan previsto con objetividad y realismo las características de los sectores sociales a los que se dirigen, haciendo viable la aplicación tecnológica en un mercado sujeto a limitaciones de solvencia económica pero, al mismo tiempo, urgido de alternativas que le garanticen la estabilidad y permanencia de sus unidades de vivienda.

Finalmente, se considera importante considerar la necesidad de formular un sistema integral de evaluación que contemple, además de estrategias y acciones para desarrollar una cultura para la prevención y mitigación de desastres que prepare a la población y minimice los efectos causados por eventos como sismos, inundaciones, erupciones, de suyo muy importantes, instrumentos que posibiliten un proceso permanente de evaluación de la calidad y habitabilidad de la vivienda.

REFERENCIAS

Catálogo CI-90 de la Construcción (1990), México, p. 5.

Departamento del Distrito Federal (DDF, 1993), “Reglamento de construcciones para el Distrito Federal”, *Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal*, México, D.F., 2 de agosto, 96 pp.

Duarte, S. (2002), “Los edificios para la salud, el enfoque tipológico, una propuesta para su enseñanza”, *Tesis de doctorado en arquitectura*, UNAM, Facultad de Arquitectura, México.

Gobierno del Distrito Federal (GDF, 2002), “Normas técnicas complementarias para el diseño y construcción de estructuras de mampostería”, Anteproyecto del Comité de Normas, México, D.F., 47 pp.

SEDUE, estimación de la Subdirección de Estadística, Dirección de Investigación de Vivienda de la Dirección General de Política y Coordinación de programas de Vivienda de Secretaría de Desarrollo Urbano y Ecología.