

Rehabilitación sísmica de muros de adobe de edificaciones monumentales mediante tensores de acero

*Cecilia López Pérez,
Daniel Ruiz Valencia,
Sandra Jérez Barbosa,
Pedro Quiroga Saavedra,
Jairo Uribe Escamilla,
Edgar Muñoz Díaz*

Este artículo es resultado del proyecto de investigación "Rehabilitación de arquitectura en tierra en el área andina", llevado a cabo entre 2002 y 2005 como proyecto conjunto de grupos de investigación de la Pontificia Universidad Javeriana y la Escuela Colombiana de Ingeniería "Julio Garavito". Los autores desean agradecer la colaboración de las siguientes unidades académicas: Laboratorio de Estructuras y Facultad de Ingeniería Civil de la Escuela Colombiana de Ingeniería; Vicerrectoría Académica, Departamento de Ingeniería Civil, Maestría en Restauración de Monumentos Arquitectónicos, y Facultad de Arquitectura y Diseño de la Pontificia Universidad Javeriana. Las figuras que no tienen especificada la fuente son de propiedad conjunta de la Pontificia Universidad Javeriana y la Escuela Colombiana de Ingeniería.

Las construcciones en tierra constituyen una parte fundamental del patrimonio construido del país. De acuerdo con el listado de la Dirección de Patrimonio del Ministerio de Cultura, existen declarados 1.118 monumentos nacionales de los cuales el 90 por ciento se encuentra construido en tierra. Este material ya era empleado por nuestros indígenas –bahareque– y luego, durante la época de colonización, se continuó utilizando con las técnicas importadas y adaptadas a nuestro medio –adobe y tapia–. Con estas técnicas se desarrolló la arquitectura en Colombia, construyéndose edificaciones destinadas al gobierno y a los templos religiosos.

Sin embargo, en la actualidad este patrimonio se ve amenazado y deteriorado por diversos factores como los procesos de urbanización e industrialización, cambios económicos, factores medioambientales. Por esta razón, en Colombia durante las últimas décadas se ha realizado gran cantidad de intervenciones en edificaciones de carácter patrimonial en tierra. Al mismo tiempo se han adelantado esfuerzos por realizar estudios e investigaciones (Rodríguez, 2003; Universidad de los Andes, Centro de Estudios de Desastres y Riesgos, CEDERI, 2002; Universidad de los Andes,

Centro de Investigación en Materiales y Obras Civiles, CIMOC, 2002) en torno al conocimiento de las propiedades de los materiales constitutivos de tales inmuebles, así como de los sistemas constructivos y en particular de su comportamiento ante fuerzas sísmicas con el fin de mitigar el efecto de los sismos, como se puede apreciar en las figuras 1 y 2.

Gracias a estos estudios de ingeniería y a la formación de maestros restauradores en Colombia durante la última década, se han realizado intervenciones y rehabilitaciones sísmicas en edificaciones de carácter patrimonial en tierra. Ejemplos de estas intervenciones en Bogotá son las realizadas en la iglesia de La Candelaria (calle 11 con carrera cuarta) y la iglesia de Las Aguas (carrera segunda con calle 18). En poblaciones cercanas a la capital se pueden mencionar las capillas doctrineras de Suesca, Tenjo y Sutatausa.

Por las razones expuestas anteriormente, el Grupo de Investigación en Materiales y Estructuras, GRIME, llevó a cabo una caracterización del sistema constructivo de edificaciones religiosas de los Andes colombianos mediante una serie de visitas técnicas a siete iglesias, cuatro templos doctrineros localizados en las afueras de la ca-



Figura 1:
Iglesia de Cúcuta antes del año 1875.

Fuente:
Instituto Geofísico de la Pontificia Universidad Javeriana, Bogotá, Colombia.

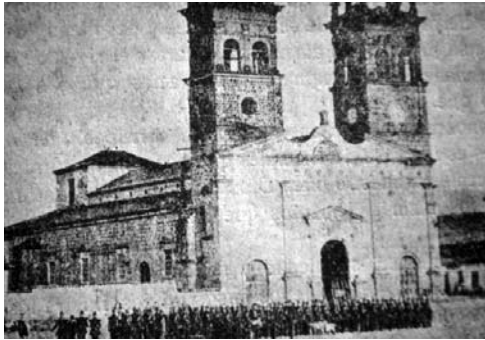


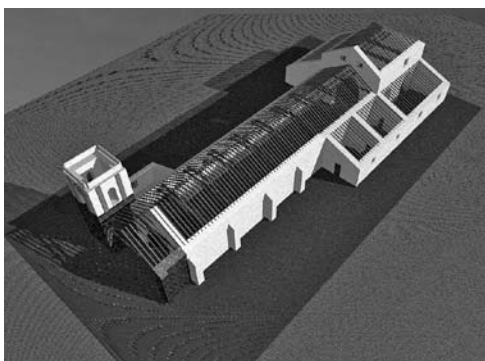
Figura 2:
Colapso de la Iglesia de Cúcuta después del evento sísmico.

Fuente:
Instituto Geofísico de la Pontificia Universidad Javeriana, Bogotá, Colombia.



Figura 3:
Capilla doctrinera típica de la zona andina colombiana.

Fuente:
Ojeda y Muñoz (2003).



Figuras 4 y 5:
Cajón rígido de acero para simular la zanja de cimentación, ubicación de las piedras en el cajón.

Figuras 6 y 7:
Proceso constructivo de los muros.



Figura página anterior:
Muro de adobe en el barrio Las Cruces, Bogotá, Colombia.

Autor:
Enrique Daza.

configuración en planta y en altura, los sistemas de entrepisos, las cubiertas y los acabados. La anterior información fue complementada con una exhaustiva recopilación bibliográfica e histórica en diferentes bibliotecas y en documentos de los archivos nacionales.

Con los resultados de esta primera fase del proyecto y con la caracterización del sistema estructural, los grupos GIMECI de la Escuela Colombiana de Ingeniería, GRIME y Estructuras de la Pontificia Universidad Javeriana y el laboratorio de estructuras de la Escuela Colombiana de Ingeniería sumaron esfuerzos para caracterizar experimentalmente el comportamiento sísmico de los muros de adobe de edificaciones monumentales como la capilla doctrinera mostrada en la figura 3.

Con el objetivo de estudiar el comportamiento en el plano de muros de adobe representativos de las edificaciones religiosas en tierra del área andina colombiana y con el fin de plantear una alternativa de rehabilitación novedosa y poco invasiva, se construyeron muros de adobe a escala real con el fin de ensayarlos ante cargas seudodinámicas paralelas al plano del muro.

Antes de construir los muros se llevaron a cabo pruebas de laboratorio sobre los materiales constitutivos de ellos. En la tabla 1 se muestran los resultados de resistencia a la compresión de las piezas de adobe, los cuales fallaron. Por su parte en la tabla 2 se pueden observar los resultados de las pruebas de compresión sobre el mortero de pega. Es importante mencionar que para determinar esta resistencia se elaboraron probetas en forma cilíndrica y en forma cúbica. Finalmente, en la tabla 3 se muestra la resistencia máxima y el módulo de elasticidad de la mampostería de adobe. Estos últimos resultados fueron obtenidos a partir de pruebas de compresión simple sobre pilas de adobe pegados con mortero.

Construcción de los muros e instrumentación durante las pruebas

Se construyeron en el laboratorio cinco muros de adobe de 3.5 metros de largo, 3 metros de altura y 0.52 metros de espesor, representativos de las edificaciones religiosas del área andina. Cada uno de los muros fue construido con una cimentación similar a las descritas por López (2004). En las figuras 4 y 5 se muestra el proceso construc-

tivo de los muros, en donde se simuló una zanja mediante el uso de un cajón rígido de acero en el que se ubicaron las piedras relleno el espacio entre ellas con argamasa de cal y arena.

Posteriormente se construyeron los muros; en las figuras 6 y 7 se presentan fotografías que ilustran el proceso constructivo. Los tres primeros muros fueron elaborados simultáneamente y tuvieron un tiempo de secado de aproximadamente un mes.

Los dos muros restantes, a los cuales se les instaló la alternativa de rehabilitación, fueron construidos posteriormente. De la misma manera, sobre los muros se ubicaron las vigas de coronación y de carga que fueron las encargadas de transmitir la fuerza gravitacional al muro.

Es importante anotar que este esquema de transmisión de la carga vertical fue diseñado y construido de acuerdo con las visitas técnicas de inspección reportadas en López (2004).

Una vez construidos los muros se instalaron todos los elementos necesarios para la ejecución de las pruebas pseudodinámicas. En la figura 9 se presenta de manera detallada el montaje utilizado para aplicar la carga tanto en dirección vertical como en dirección horizontal paralela al plano del muro. La carga fue transmitida al muro a través de un perfil de alta rigidez unido firmemente a los elementos de madera –vigas corona y vigas de carga– mediante tornillos (véase la figura 8). Durante todas las pruebas se aplicó una carga vertical de compresión constante de 67 kN. Este valor fue estimado con base en el peso de la cubierta en el que se incluyen las tejas de barro cocido, el peso de las cerchas, la esterilla de guadua y la capa de mortero de nivelación. El peso de estas cargas se estimó en 3.5 kN/m². Dicha fuerza vertical se aplicó mediante un gato hidráulico que reaccionaba simultáneamente contra el marco de acero y contra el perfil (véase la figura 10). Es importante mencionar que se diseñó el experimento de tal manera que la carga vertical no afectara la rigidez del muro, para lo cual fue necesario implementar un sistema de rodamientos que garantizaron un movimiento no restringido del muro en dirección de su plano. La presión se transmitió al gato hidráulico vertical a través de una bomba y se midió la carga mediante una celda de carga calibrada para tal fin. Por otro lado, la carga cíclica en dirección del plano del muro fue aplicada mediante un actuador dinámico marca MTS con una capacidad de

Especimen	Esfuerzo resistente (MPa)
1	5.94
2	2.87
3	5.93
4	3.03
5	6.55
6	3.04

Especimen	Tipo	Esfuerzo resistente (MPa)
P1	Cubo	0.91
P2	Cubo	1.00
P3	Cubo	1.01
P4	Cubo	1.04
P5	Cilindro	0.69
P6	Cilindro	0.76

Especimen	Esfuerzo resistente (MPa)	Modulo de elasticidad (kPa)
1	0.73	72200
1A	0.82	59798
2A	0.72	92423
4	0.89	46334
5	1.05	84831
6	0.82	72680
7	1.26	100420
8	1.26	100610
9	1.48	83847
10	1.27	55072
11	1.23	71070
12	1.02	62801
13	0.78	84329
14	1.00	49063

350 kN a compresión y 240 kN a tracción, y un rango de recorrido del émbolo de +/- 250 mm. El actuador estaba firmemente unido al perfil mediante pernos de alta resistencia y la fuerza reaccionaba contra el marco de carga de acero (véase la figura 9).

Por su parte los desplazamientos del muro fueron registrados mediante dos deformímetros –tecnología LVDT– ubicados a media altura del muro y en la zona superior de ellos. En la figura 11 se muestra un detalle del deformímetro ubicado a media altura.

Los ensayos fueron controlados a través de ciclos de carga y descarga que se incrementaban con el tiempo. En la figura 12 se muestra el registro de desplazamiento en función del tiempo

Tabla 1:
Resistencia a la compresión de piezas de adobe.

Tabla 2:
Resistencia a la compresión del mortero de pega.

Tabla 3:
Resistencia a la compresión y módulo de elasticidad de mampostería de adobe.

Figura 8:
Detalle del sistema de aplicación de carga. Pernos de unión entre el perfil y los elementos de madera.



Figuras 9 y 10:
Detalles del sistema de aplicación de carga. Montaje general.



Figura 11:
Detalle del sistema de medición de los desplazamientos del muro.



en la parte superior del muro. La frecuencia de movimiento de todos los ensayos fue de 8 ciclos por minuto; de tal forma fue posible observar los diferentes estados de deterioro del muro a medida que se generaban incrementos en la deriva. Este valor de velocidad se escogió de acuerdo con lo reportado en la referencia (Rodríguez et al., 2003).

Resultados de los ensayos de laboratorio sobre los muros sin refuerzo

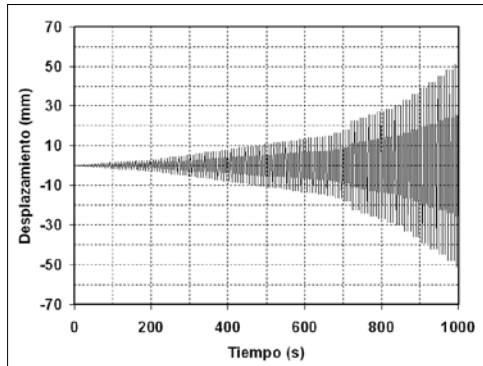
Mecanismo de falla

La falla de los tres muros ensayados se originó en la aparición de grietas verticales debidas a esfuerzos de tensión (véanse las figuras 13 a 16). Teniendo en cuenta que la mampostería de adobe es un material cuya ley constitutiva tiene un importante componente de fricción y con una cohesión relativamente baja, es claro que la falla se genera cuando los esfuerzos de corte promedio originados por cargas en el plano alcanzan valores que están en el orden de magnitud de los esfuerzos verticales promedio. Lo anterior fue acompañado por grietas inclinadas que iniciaban en la cimentación y que progresivamente se convertían en grietas verticales asociadas con esfuerzos de tensión.

A pesar de que las grietas verticales fueron comunes en los tres muros estudiados, la distribución de dichas grietas a lo largo del muro fue sustancialmente diferente. En el primer caso se generó una gran grieta vertical (figura 14) acompañada de pequeñas grietas distribuidas a lo largo del muro. En el segundo muro se generaron múltiples grietas de marcada importancia a lo largo del muro acompañadas de una grieta en uno de los extremos del muro. Por último, la falla del tercer muro (véanse la figura 16) estuvo dominada por una única grieta en uno de los extremos y por la ausencia de grietas distribuidas en su longitud. Esta última grieta generó el desprendimiento de una sección del muro.

Ciclos de histéresis

En las figuras 17 a 19 se presentan los ciclos histeréticos de los tres muros ensayados. En los tres casos la fuerza máxima resistente fue del orden de los 41 kN. Esta fuerza distribuida en el área del muro origina un esfuerzo a corte



Muro N°	Carga Resistente (kN)	Esfuerzo cortante resistente promedio (kPa)
1	42	235
2	38	213
3	43	241

resistente promedio de 230 kPa (véase la tabla 4). Debe mencionarse que este esfuerzo está en el orden de magnitud de los reportados en la literatura técnica colombiana (Rodríguez et al., 2003). Adicionalmente, al observar los ciclos de carga y descarga es claro que no se presentan caídas importantes en la resistencia del muro una vez el material incursiona en el rango inelástico. Por otro lado, el área de los ciclos histeréticos del tercer muro fue notablemente inferior al área de los ciclos del segundo y del primer muro, y el área al interior de los ciclos de histéresis del primer muro fue superior al área encerrada por los ciclos del tercer muro. De acuerdo con el anterior razonamiento y teniendo en cuenta la evidencia experimental, es probable que la distribución de grietas a lo largo del muro sea decisiva en la disipación de energía histerética. De esta manera, el muro 2 disipó más energía a través de la aparición de una gran cantidad de grietas, mientras que el muro 3 concentró toda la disipación de energía en una gran grieta y por esta razón sus ciclos presentan una menor área interior.

Los ciclos presentados en las figuras 17 a 19 corresponden con un postproceso de la información para que estos queden centrados con respecto al origen. Sin embargo, en todos los ensayos se observó que los muros se desplazaban también como cuerpos rígidos. Este fenómeno se puede observar al analizar los datos para el tercer muro que se muestran en la figura 20. Obsérvese que para los ciclos avanzados el muro tiene un desplazamiento permanente de 10 mm.



Figura 12:
Registro de desplazamiento contra el tiempo de la parte superior del muro.

Tabla 4:
Fuerza resistente y esfuerzo resistente de los muros ensayados.

Figura 13:
Montaje y mecanismo de falla del primer muro. Montaje del muro.



Figura 14:
Montaje y mecanismo de falla del primer muro. Grieta vertical dominante debida a tensión en el mortero.

Figura 15:
Montaje y mecanismo de falla del segundo muro. Grieta que atraviesa el muro desde abajo hasta arriba.

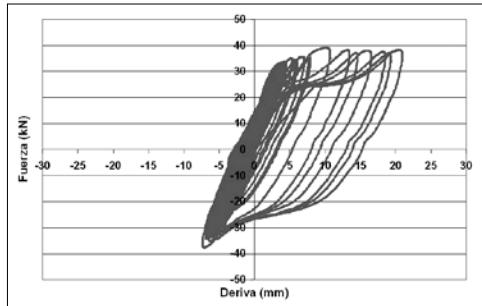
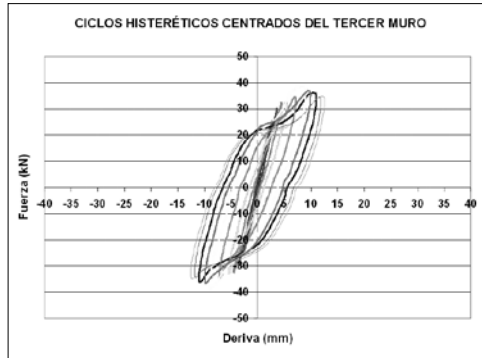
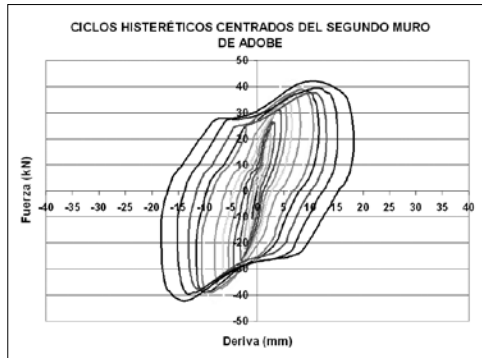
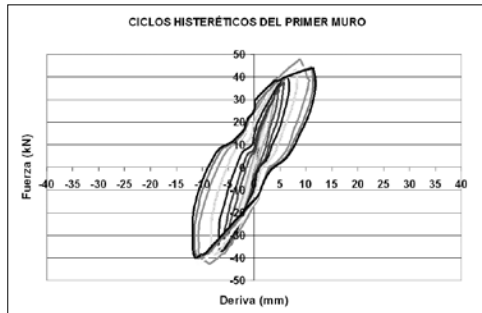


Figura 16:
Montaje y mecanismo de falla del tercer muro. Muro después del colapso.



Figuras 17 a 19:
Ciclos histéricos para los muros ensayados.

Figura 20:
Ciclos histéricos para el tercer muro ensayado sin centrar los ciclos.



Cálculo del daño sísmico

De acuerdo con la modelación del fenómeno del daño continuo isotrópico reportado en la literatura (Oller *et al.*, 1996), se supone un espacio real "dañado" sometido a un esfuerzo real s equivalente a un espacio efectivo sometido a un esfuerzo efectivo s_0 . Para relacionar estos dos espacios se define una variable interna denominada d que controla el daño y que varía entre 0 y 1 ($0 \leq d \leq 1$). De esta manera, el valor $d=0$ representa no daño

-es decir, ninguna pérdida de la pendiente elástica- y cuando d toma el valor de 1.0 implica un daño total y pérdida de la capacidad elástica del sistema. De acuerdo con lo anterior, es posible establecer la siguiente relación entre los esfuerzos descritos anteriormente:

$$\sigma_0 = \frac{\sigma}{(1-d)} \quad (\text{Ecuación 1})$$

La degradación de la rigidez en el modelo constitutivo de daño está relacionada directamente con la variable interna d , lo cual implica a la luz de la ecuación 1 que la variable interna de daño d puede ser estimada a partir de la disminución de la rigidez a medida que el material incurre en el rango no lineal del comportamiento.

Teniendo en cuenta lo anterior, se usó la variación de la pendiente de la recta que une los puntos extremos de cada uno de los ciclos de histéresis para estimar la evolución de daño a medida que se incrementaba la deriva máxima aplicada al muro. Bajo este esquema, el daño se calculó de la siguiente manera:

$$d = 1 - \left(\frac{K_i}{K_{max}} \right) \quad (\text{Ecuación 2})$$

donde K_i representa la pendiente de la recta que une los puntos extremos de un ciclo cualquiera y K_{max} representa la máxima pendiente de todos los ciclos que corresponde a la pendiente elástica registrada en los primeros ciclos de carga y descarga (véase la figura 21). Teniendo en cuenta lo anterior, se elaboró la gráfica de la figura 22 en donde se observa la evolución del daño a medida que se incrementa la deriva aplicada. Esta gráfica corresponde a la función de vulnerabilidad de los muros ensayados y permite compararla con el comportamiento de otras tipologías de sistemas estructurales reportados en la literatura técnica especializada.

De acuerdo con la figura 22, la evidencia experimental sugiere una elevada vulnerabilidad sísmica estructural de los muros de adobe para pequeños desplazamientos relativos de entrepiso. En particular, los muros ensayados presentan un daño cercano al 80 % para una deriva del 0.25%, mientras que para esos niveles de desplazamiento otros sistemas estructurales como el

de muros de concreto no tienen daño o presentan daños del 40%, como el que se presenta para la mampostería simple de ladrillo cocido.

Finalmente se muestra en la figura 23 un esquema en donde se grafican para un ciclo de carga y descarga los registros de fuerza en función del tiempo y de desplazamiento en función del tiempo. Obsérvese que existe un desfase en la respuesta del muro y del gato hidráulico dinámico. Lo anterior se debe a que el gran peso y masa del muro generan una inercia tal que retarda su respuesta ante las cargas aplicadas. Es importante anotar que este efecto inercial –masa por la aceleración– fue descontado en la estimación de la fuerza presentada en los ciclos de histéresis –fuerza resistida por el muro en la base en función de la deriva–.

Alternativa de rehabilitación sísmica propuesta: tensores de acero

Alternativas existentes

Se han propuesto diversas alternativas de rehabilitación sísmica para edificaciones de adobe a escala mundial (Ginell y Tolles, 2000), latinoamericana (Meli, 1998; Vargas y Blondet, 2005) y colombiana (Rodríguez *et al.*, 2003). Específicamente para el caso colombiano, se han propuesto y ensayado en el laboratorio dos tipos de rehabilitación: refuerzo mediante maderas de confinamiento y refuerzo mediante malla de acero y pañete de mortero de cal y arena (véanse las figuras 24 y 25). Estas dos alternativas tienen, como principal inconveniente desde el punto de vista arquitectónico, que requieren intervenir la totalidad del área del muro. Por esta razón, son bastante agresivas con la arquitectura y su aplicación puede ser descartada cuando se desee rehabilitar una edificación que tenga pintura mural. No obstante, debe mencionarse que tanto las maderas de confinamiento como la malla generan un notable mejoramiento en el comportamiento de los muros de tierra ante cargas sísmicas tanto en dirección paralela como perpendicular a los muros.

Fundamento teórico de la alternativa de tensores de acero

A la luz de los resultados experimentales presentados en la CEDERI (Universidad de los Andes, CEDERI,

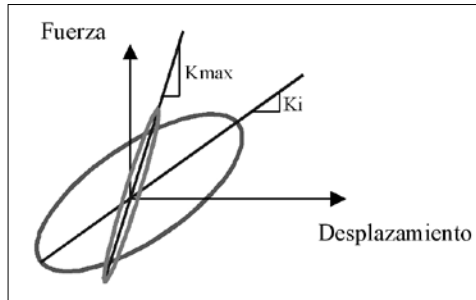


Figura 21: Rigidez de los ciclos de histéresis.

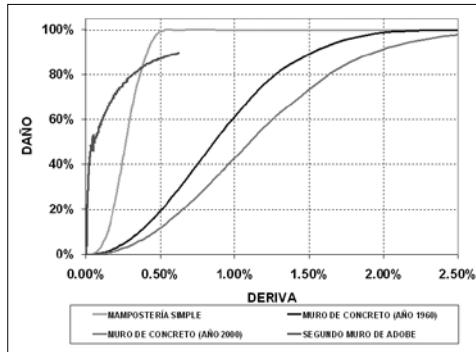


Figura 22: Función de vulnerabilidad para uno de los muros ensayados sin refuerzo.

Figura 23: Desfase en el tiempo existente entre los registros de fuerza y desplazamiento.

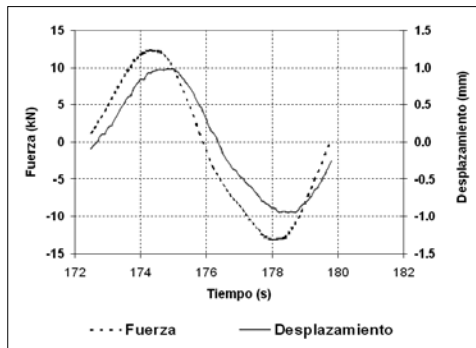


Figura 24: Rehabilitación mediante malla.

Fuente: Yamín *et al.*, 2007.

Figura 25: Rehabilitación mediante madera de confinamiento.

Fuente: Yamín *et al.*, 2007.

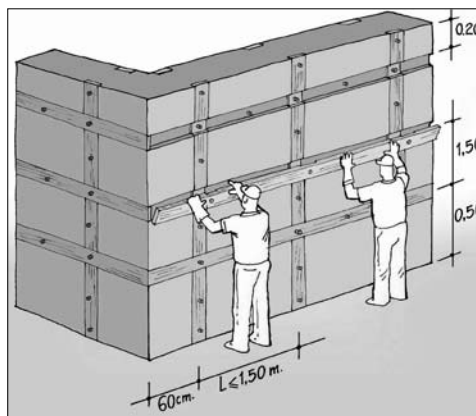
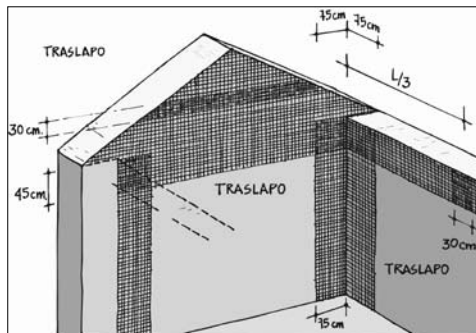


Figura 26:
Resistencia al corte en función del esfuerzo normal.

Fuente:
Universidad de los Andes,
CEDERI, 2002.

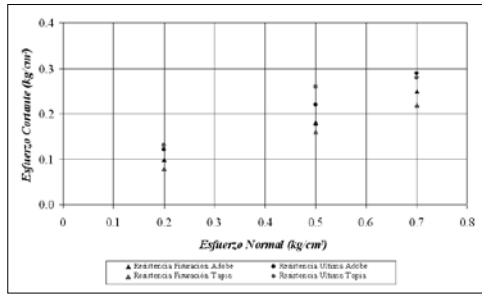


Figura 27:
Superficie de fluencia en función de los esfuerzos principales.

Fuente:
Oller, 2002.

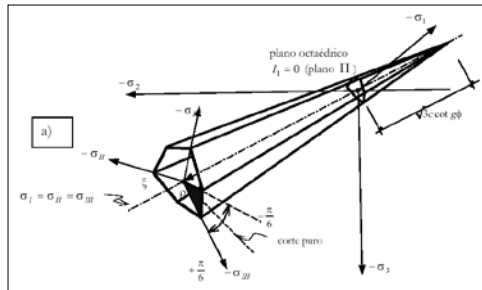
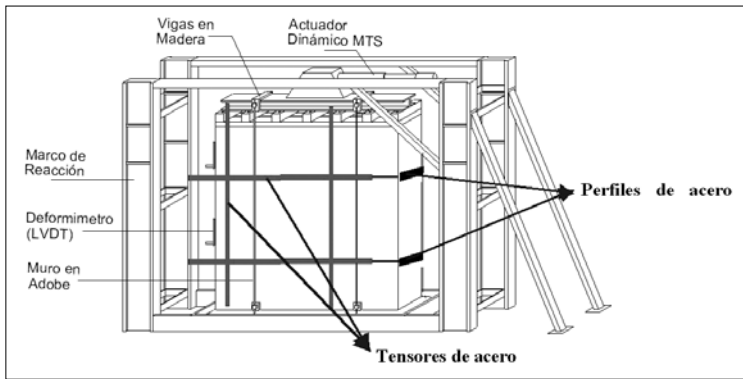


Figura 28:
Esquema de la ubicación de los tensores de acero en los muros reforzados.



2002), el adobe se comporta como un material friccionante con una cohesión bastante baja que probablemente pueda responder a una ley constitutiva como la de Mohr-Coulomb. En este modelo constitutivo, a medida que se generan estados de esfuerzos normales, se incrementan los esfuerzos cortantes resistentes (véase la figura 26).

En Oller (2002) se amplía este concepto considerando estados de esfuerzos tridimensionales. Es así como en la figura 27 se presenta la superficie de fluencia para un modelo de Mohr-Coulomb en el plano de esfuerzos principales. En este modelo, el material incurre en estados inelásticos cuando la combinación de los esfuerzos aplicados induce esfuerzos que alcanzan la superficie de fluencia. El modelo de comportamiento de Mohr-Coulomb es tal que en la medida que se generan estados de esfuerzos principales negativos –compresiones más grandes– crece la superficie de fluencia y por lo tanto es más difícil generar estados inelásticos en el material. En pocas palabras, si un material cohesivo friccionante como el adobe está sometido a esfuerzos

de compresión cada vez más grandes, es más difícil inducir fallas debidas a cortante.

Con base en el anterior concepto y teniendo en cuenta las ideas presentadas en Meli (1998), el grupo de investigación Estructuras ideó la alternativa de rehabilitación basada en tensores de acero. Tal como se explicó anteriormente, los esfuerzos de tensión son los responsables de la aparición de las grietas en la mampostería de adobe y tapia pisada. De esta manera, si se logra disminuir los esfuerzos de tensión se puede mejorar sustancialmente el comportamiento de los muros de tierra. Mediante la alternativa de rehabilitación propuesta se pretende anular los esfuerzos de tensión generados en los muros de adobe cuando estos están sometidos a cargas paralelas al plano del muro. Para llevarlo a cabo, se aplicaron cargas de compresión en los muros a través de varillas de acero postensionadas.

Diseño de la alternativa de rehabilitación

En la figura 28 se presenta un esquema de la alternativa propuesta e implementada sobre los muros ensayados en el laboratorio. En total se colocaron cuatro tensores en dirección –dos por cada cara del muro– y cuatro tensores en dirección horizontal –dos por cada cara del muro–. Los tensores de acero consistieron en varillas de acero de media pulgada de diámetro con esfuerzo de fluencia de 420 MPa y con tornillos de acero soldados en el extremo. Estas barras de acero son las típicamente utilizadas como refuerzo en estructuras de concreto.

Para establecer el valor de la fuerza que debía ser aplicada en cada dirección del muro, se elaboró un modelo de computador de los muros de adobe por el método de los elementos finitos mediante elementos sólidos (véase la figura 29) en el programa SAP 2000®. A dicho modelo se le aplicó una carga en dirección del plano del muro igual a la carga promedio resistida por los muros sin ningún tipo de refuerzo (41 kN) y una carga vertical de 67 kN (véase la figura 30). Una vez realizado lo anterior, se aplicó una serie de cargas de compresión en dirección vertical y horizontal hasta el punto en donde se lograron anular los esfuerzos máximos positivos en la zona central de los muros.

Es así como en la figura 31 se muestran los esfuerzos finales al superponer todas las cargas actuantes. Es claro que al aplicar la fuerza

de los tensores se generan esfuerzos cercanos a 0 kPa en toda la zona central del muro –color amarillo–. Para llegar a este estado de esfuerzos se aplicaron 80 kN en dirección vertical y 80 kN en dirección horizontal. Esto implica que por cada tensor –varilla de 12.7 mm de diámetro– se aplicaron 20 kN, lo que conlleva que los tensores se encuentran trabajando con un esfuerzo de 160 MPa –factor de seguridad de 2.7–.

No obstante, se presentan esfuerzos positivos en las esquinas y es probable que se generen fallas locales en dichos puntos. Sin embargo, y desde el punto de vista teórico, la alternativa de rehabilitación garantizaría la integridad del muro al no generarse grietas importantes por tensión.

Con la anterior información se desarrollaron modelos detallados por el método de los elementos finitos de los perfiles que sirven de reacción a los tensores de acero. Estos elementos fueron diseñados de tal manera que tuviesen un factor de seguridad similar al de las varillas de tensionamiento. Así mismo, se tuvo en cuenta en el diseño que los esfuerzos de contacto –compresión– entre los perfiles de acero y el muro de adobe tuviesen un factor de seguridad superior a 2.0. En la figura 32 se muestra la modelación de los perfiles ubicados en las zonas superior e inferior del muro.

Proceso de instalación de la alternativa de rehabilitación propuesta

Como primera medida fueron construidos los perfiles de acero que sirvieron como reacción de las cargas de tensionamiento. Estos perfiles fueron elaborados con acero A-36 –esfuerzo de fluencia de 250 MPa– y fueron unidos mediante soldadura grado 60 (véase la figura 33). Por su parte, se soldaron a las puntas de las barras de acero de 12.7 mm de diámetro dos tornillos en sus puntas. Así mismo, se instalaron en la zona central de las varillas *strain gage* –galgas extensométricas– (véase la figura 34) que permitieron determinar con exactitud la carga de tensión de 20 kN de cada una de las varillas.

Simultáneamente con el proceso de fabricación del sistema de tensionamiento, se realizaron las regatas para la instalación de las barras de acero y se hicieron los agujeros en la zona inferior en donde se ubicarían los perfiles de acero de reacción (véanse las figuras 35 y 36).

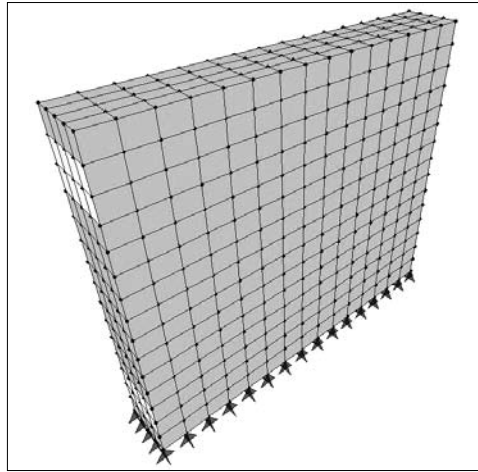


Figura 29:
Modelo en elementos finitos elaborado en el programa SAP 2000®.

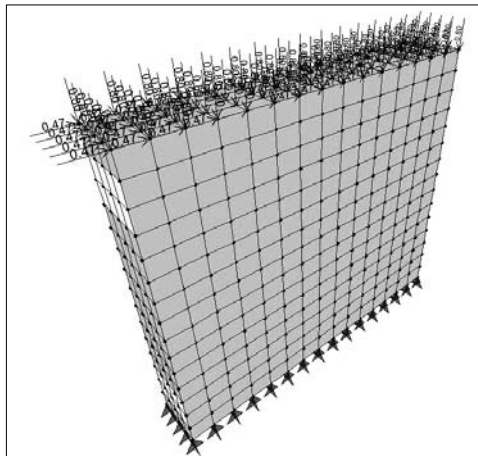


Figura 30:
Fuerzas horizontales y verticales aplicadas al modelo (kN).

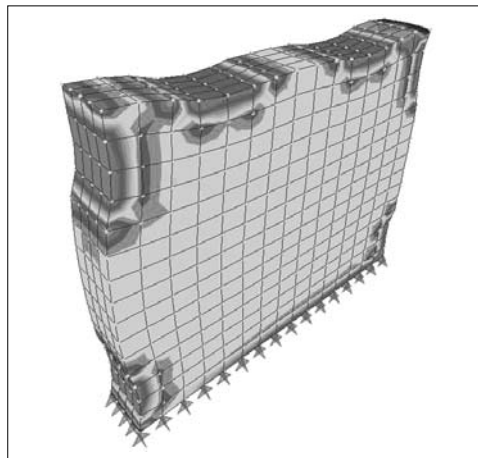


Figura 31:
Estado de esfuerzos (kPa) resultantes al aplicar la carga vertical y la carga horizontal simultáneamente con las fuerzas de compresión de los tensores de acero.

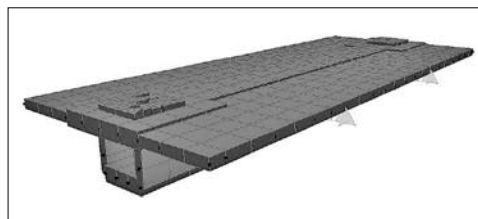


Figura 32:
Modelos en elementos finitos de los perfiles.

Posteriormente se ubicaron tanto los perfiles laterales, superiores e inferiores, así como las varillas. En el caso de los agujeros inferiores, se rellenaron los espacios remanentes entre los

Figura 33
Perfiles de acero
construidos.

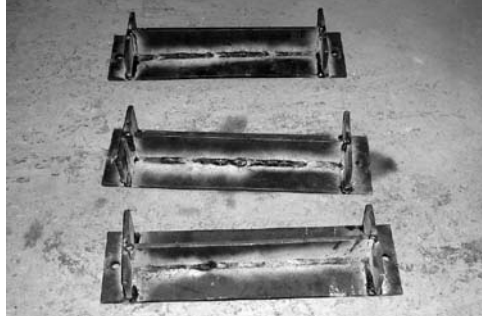


Figura 34
Varillas de
tensionamiento.

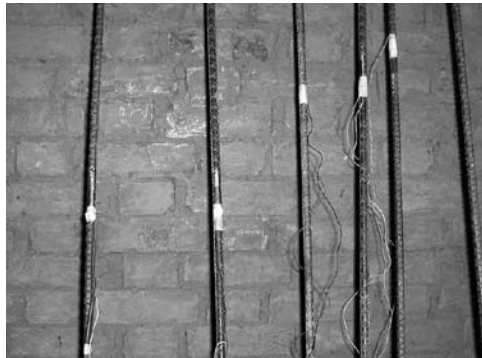


Figura 35:
Regatas para la ubicación
de los tensores.

Figura 36:
Agujero para los perfiles
de tensionamiento.



perfiles y el muro mediante una mezcla de barro que permitió transmitir de una mejor manera las cargas de tensionamiento. En las figuras 37 a 39 se muestran imágenes de la instalación de los perfiles metálicos y de las barras de acero.

Finalmente, fueron tensadas las varillas mediante llaves inglesas que proporcionaban la fuerza suficiente para apretar las tuercas. A medida que se iban tensando las varillas, se registraba la fuerza de cada barra de acero mediante los *strain gages*. Se siguió dicho proceso hasta lograr en las ocho barras una fuerza de 20 Kn.

Una vez llevado a cabo el anterior proceso, se ejecutaron las pruebas seudodinámicas sobre los dos muros reforzados con el fin de establecer el comportamiento ante cargas paralelas al plano del muro.

Ensayos sobre los muros rehabilitados con los tensores de acero

Mecanismo de falla

Al final del ensayo, los muros no presentaron daños de importancia en la zona central. Sin embargo, se generaron grietas en las esquinas superiores e inferiores que precisamente corresponden a las zonas no confinadas por los tensores de acero. Para el caso del muro 2, se generó una pérdida de alineación debido al desprendimiento de sus esquinas inferiores. Mediante los ensayos seudodinámicos no se logró llevar al colapso los muros reforzados –como si ocurrió con los muros sin ningún tipo de refuerzo– debido a que se alcanzaron los desplazamientos máximos del sistema de aplicación de cargas. Sin embargo, debe mencionarse que los muros fueron llevados a derivas promedio que fueron 85% superiores a las alcanzadas por los muros sin ningún tipo de refuerzo. En la etapa final de los ensayos, los muros giraban a manera de cuerpo rígido, presentándose fallas concentradas en las esquinas. La zona que estaba confinada por los tensores de acero no presentó ninguna grieta de tensión ni de cortante y se mantuvo la integridad del sistema (véanse las figuras 40 y 41).

Ciclos de histéresis

En las figuras 42 y 43 se presentan los ciclos histeréticos de los dos muros ensayados. La máxima fuerza resistente de estos muros fue de

47 kN para el primero y 49kN para el segundo. Esta fuerza distribuida en el área del muro origina un esfuerzo a corte resistente promedio de 269 kPa, lo cual implica un incremento del 18% con respecto a los muros sin refuerzo.

Sin embargo, en lo referente a desplazamientos máximos del muro, se llegó a derivas superiores en un 85% a las alcanzadas por los muros sin ningún tipo de refuerzo. Estas derivas se alcanzaron con muy pocos daños en la zona central de los muros. Por otro lado, en las figuras 42 y 43 se observa que, para los estados avanzados de carga, el segundo muro presenta un corrimiento permanente, lo cual está claramente relacionado con el desplazamiento generado entre la zona central del muro y las esquinas inferiores. Por su parte, en las figuras 44 y 45 se presentan algunos de los ciclos centrados más representativos de las pruebas efectuadas.

De acuerdo con los resultados anteriores, se presentan dos comportamientos claramente demarcados en los ciclos de histéresis: un comportamiento hasta el punto en que se alcanza la resistencia máxima y, posteriormente, otro comportamiento en donde los ciclos de histéresis se comportan como elipses inclinadas. Este último comportamiento se debe probablemente al desprendimiento de las esquinas y al giro del muro como un cuerpo rígido.

Conclusiones

A través de los ensayos realizados, se encontraron las características generales del comportamiento de los muros de adobe sin ningún tipo de refuerzo ante cargas cíclicas aplicadas en su plano principal, tales como rigidez inicial y niveles de daño, ciclos de histéresis, capacidad máxima promedio resistente a cortante –230 kPa para los tres muros ensayados– para el nivel de carga vertical aplicado.

A pesar de que en la construcción de los tres muros sin refuerzo se usaron los mismos materiales y mano de obra, los resultados, en cuanto a la energía disipada por incursiones del material en el rango no lineal, difieren sustancialmente entre los tres muros debido al esquema de formación de grietas durante los procesos de carga y descarga. Esto implica la existencia de otros factores que intervienen en el proceso de curado del muro y que dificultan enormemente la predicción de su comportamiento.



Figura 37:
Instalación de las barras.

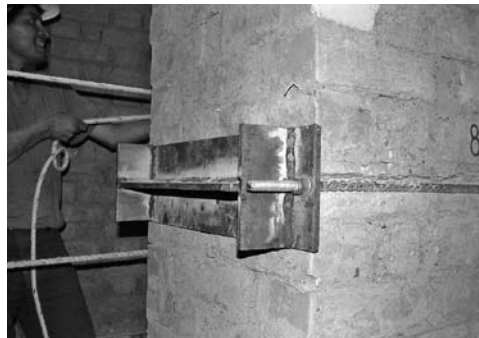


Figura 38:
Perfiles laterales instalados.



Figura 39:
Instalación de perfiles inferiores del muro.



Figura 40:
Primer muro. Detalle de una esquina al final del ensayo.



Figura 41:
Primer muro. Estado del muro al final de la prueba.

Figura 42:
Ciclos de histéresis del primer muro reforzado.

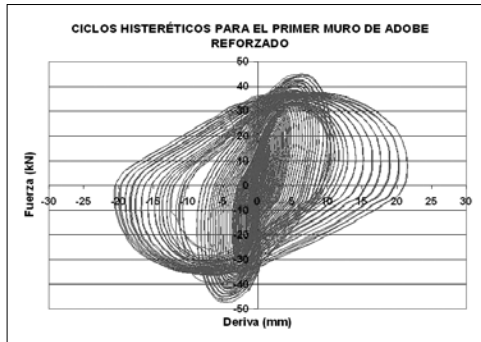


Figura 43:
Ciclos de histéresis del segundo muro reforzado.

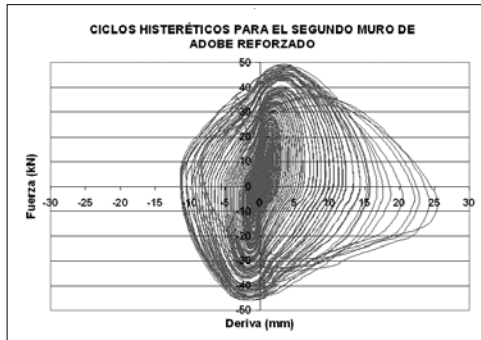


Figura 44:
Algunos ciclos de histéresis centrados del primer muro reforzado.

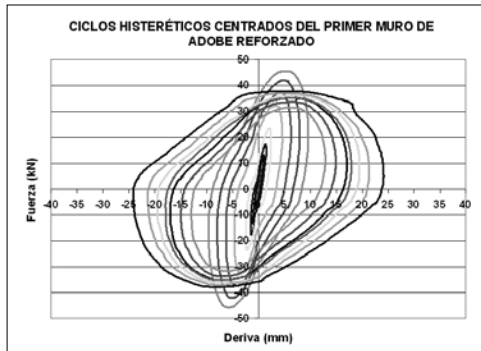
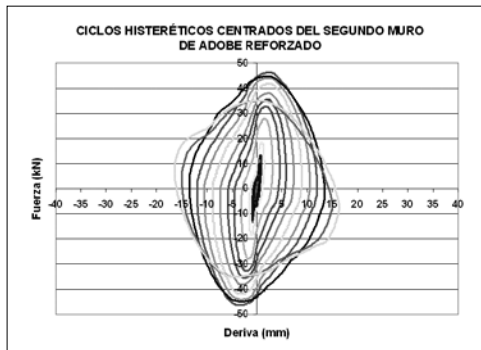


Figura 45:
Algunos ciclos de histéresis centrados del segundo muro reforzado.



Los resultados experimentales evidenciaron la alta vulnerabilidad sísmica de los muros construidos con tierra, originada en la baja resistencia del material y los excesivos daños en el conjunto material-pegas para bajos niveles de deriva estructural.

Los muros rehabilitados mediante tensores de acero demostraron un mejor comportamiento que sus similares sin refuerzo. Esto se debió principalmente al mejoramiento de la estabilidad del

sistema estructural y a la ausencia de grietas en la zona confinada.

Aunque no se incrementó demasiado la resistencia (18%), sí se aumentó la capacidad de desplazamiento del sistema estructural en un 85% sin que se presentara un colapso.

El impacto arquitectónico de la intervención propuesta probablemente sea inferior al de otras alternativas de rehabilitación sísmica reportadas en la literatura técnica, sobre todo en el caso de la existencia de pintura mural.

No se recomienda usar tensores por una sola cara del muro para evitar excentricidades.

Trabajos futuros

Para trabajos futuros se debe analizar en detalle el problema de la estabilidad del muro para cargas que actúen en dirección perpendicular al plano del mismo. Esto es crítico para muros con altas relaciones de esbeltez o longitudes muy grandes.

Se debe estudiar la variación de la carga de tensionamiento en función del tiempo, con el fin de establecer las deformaciones plásticas para cargas continuas en el tiempo (*creep*).

Se recomienda estudiar sistemas alternativos de fijación de las varillas.

Se sugiere evaluar sistemas de medición del tensionamiento de las varillas que permitan controlar las cargas en el tiempo.

En trabajos futuros se establecerá el beneficio del tipo de refuerzo utilizado en función de la relación costo/resistencia incrementada, así como de la resistencia mínima necesaria del muro para soportar un sismo típico de la zona andina colombiana.

Referencias

Earthquake Engineering Research Institute, EERI (2003). "Preliminary Observations on the Bam, Iran, Earthquake of December 26, 2003", recuperado en enero, 2004, disponible en <http://www.eeri.org>

Ginell, W. y Tolles, L. (2000). "Seismic Stabilization of Historic Adobe Structures". *Journal of the American Institute for Conservation*, 39 (1), artículo 12.

López, C. (2004). *Rehabilitación de arquitectura en tierra en el área andina*. Bogotá: Reporte de Investigaciones, GRIME.

- Meli, R. (1998). *Ingeniería estructural de los edificios históricos*. México D.F.: Fundación ICA.
- Ojeda, M. y Muñoz, E. (2002). *Análisis estructural de inmuebles en tierra y/o arcilla y su comportamiento sismorresistente en nuestro medio*. Trabajo de investigación para acceder al título otorgado por la Maestría en Restauración de Monumentos Arquitectónicos. Bogotá: Pontificia Universidad Javeriana.
- Oller, S. (2002). *Dinámica no lineal*. Barcelona: Ediciones UPC, Centro Internacional de Métodos Numéricos para el Cálculo y Diseño en Ingeniería.
- Oller, S., Luccioni, B. y Barbat, S. (1996). "Un método de evaluación del daño sísmico en estructuras de Hormigón Armado". *Revista Internacional de Métodos Numéricos para el Cálculo y Diseño en Ingeniería*, 122: 215-238.
- Ramírez, J. (1975). *El terremoto de Cúcuta 100 años después: 18 de mayo de 1875-18 de mayo de 1975*. Bogotá: Instituto Geofísico de los Andes Colombianos.
- Rodríguez, A., Fonseca, L., Yamín, L., Phillips, C. y Reyes, J. (2003). "Comportamiento sísmico y alternativas de rehabilitación de edificaciones en adobe y tapia pisada con base en modelos a escala reducida ensayados en mesa vibratoria". *Revista de Ingeniería (Universidad de los Andes, Facultad de Ingeniería)*, 18: 175-190.
- Universidad de los Andes, Centro de Estudios de Desastres y Riesgos, CEDERI (2002). *Estudio de vulnerabilidad sísmica, rehabilitación y refuerzo de casas de adobe y tapia pisada a nivel nacional*. Informe preparado para Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, AIS. Bogotá.
- Universidad de los Andes, Centro de Investigación en Materiales y Obras Civiles, CIMOC (2002). *Estudio de vulnerabilidad sísmica de las edificaciones construidas en técnicas tradicionales de adobe y tapia pisada*. Informe preparado para la Corporación Barrio La Candelaria. Bogotá.
- Vargas, J. y Blondet, M. (2005). "35 años de investigación en la Pontificia Universidad Católica del Perú". *Memorias digitales del evento SismoAdobe*. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Yamín, L., Phillips, C., Reyes, J. y Ruiz, D. (2007). "Estudios de vulnerabilidad sísmica, rehabilitación y refuerzo de casas en adobe y tapia pisada". *Revista Apuntes*, 20 (2).

Otras fuentes

Instituto Geofísico de la Pontificia Universidad Javeriana. Imágenes del archivo fotográfico, recopilado por el Ingeniero Alfonso Amézquita Nieto.



Rehabilitación sísmica de muros de adobe de edificaciones monumentales mediante tensores de acero

(págs. 304-317)



Cecilia López Pérez

Pontificia Universidad Javeriana, Bogotá, Colombia
lopez.c@javeriana.edu.co

Arquitecta y magistra restauradora. Directora del Grupo de Investigación en Materiales y Estructuras, GRIME, y coordinadora del área técnica de la Maestría en Restauración de Monumentos Arquitectónicos de la Pontificia Universidad Javeriana.

Daniel Ruiz Valencia

Pontificia Universidad Javeriana, Bogotá, Colombia
daniel.ruiz@javeriana.edu.co

Ingeniero Civil y M.Sc. Jefe del Laboratorio de Pruebas y Ensayos, Profesor Asistente e Investigador del grupo ESTRUCTURAS del Departamento de Ingeniería Civil, Pontificia Universidad Javeriana.

Sandra Jérez Barbosa

Escuela Colombiana de Ingeniería
sjerez2004@yahoo.com

Ingeniera Civil y M.Sc. candidata a Ph.D. Profesora asistente e investigadora del Grupo de Investigación en Estructuras y Materiales, GIMECI, de la Escuela Colombiana de Ingeniería.

Pedro Quiroga Saavedra

Escuela Colombiana de Ingeniería
pquiroga@escuelaing.edu.co

Ingeniero Civil, M.Sc. y Ph.D. Profesor asociado e investigador del Grupo de Investigación en Estructuras y Materiales, GIMECI, de la Escuela Colombiana de Ingeniería.

Jairo Uribe Escamilla

Escuela Colombiana de Ingeniería
juribe@escuelaing.edu.co

Ingeniero Civil, M.Sc. y Ph.D. Profesor titular y director del Grupo de Investigación en Estructuras y Materiales, GIMECI, de la Escuela Colombiana de Ingeniería.

Edgar Muñoz Díaz

Escuela Colombiana de Ingeniería
edgar.munoz@javeriana.edu.co

Ingeniero Civil y M.Sc. Profesor Asociado e Investigador del grupo Estructuras del Departamento de Ingeniería Civil, Pontificia Universidad Javeriana.

Recepción

1 de marzo de 2007

Evaluación

18 de septiembre de 2007

Aceptación

7 de diciembre de 2007

Resumen

Entre el año 2001 y el año 2003 el Grupo de Investigación en Materiales y Estructuras, GRIME, llevó a cabo una investigación exhaustiva de los sistemas constructivos de los monumentos históricos de los Andes colombianos –muchos de ellos elaborados con adobe– mediante visitas técnicas de inspección. Con los resultados de estas visitas se construyeron tres muros de adobe a escala real representativos de las edificaciones religiosas con el fin de ensayarlos ante cargasseudodinámicas paralelas al plano del muro. A través de estos ensayos se establecieron características mecánicas generales del comportamiento de los muros de adobe. Posteriormente se construyeron y ensayaron otros dos muros ante las mismas condiciones de carga pero rehabilitados mediante tensores de acero. La alternativa implementada mejoró el comportamiento global de los muros manteniendo su integridad.

Palabras clave del autor

Adobe, resistencia sísmica, ensayos de laboratorio, edificaciones patrimoniales.

Descriptores*

Patrimonio arquitectónico – Pruebas
Construcciones antisísmicas - Pruebas
Construcciones de adobe – Investigaciones

Seismic rehabilitation of adobe brick walls in monumental buildings using steel tensors

Abstract

Between the years 2001 and 2003 the Materials and Structures Research Group GRIME, carried out technical inspections of the construction systems of the buildings that were declared national heritage in the Colombian Andean zone –many of them made with adobe–. Based on the results of this study, three adobe walls, representative of the religious buildings of the Andean region, were constructed and subjected to pseudo-dynamic cyclic loads parallel to their main plane. Based on the results of these tests the characteristics of the behaviour of the walls under cyclic loads applied in their main planes were established. Later, two retrofitted walls with steel tensors were constructed and subjected to loads parallel to their main plane. The retrofitting alternative improved the behaviour of the adobe walls maintaining the integrity of the wall.

Author Key Words

Adobe, seismic resistance, laboratory tests, heritage buildings.

Key Words Plus*

Architectural heritage – Testing
Earthquakes and building - Testing
Building, adobe - Research

* Los descriptores y key words plus están normalizados por la Biblioteca General de la Pontificia Universidad Javeriana.