

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ
FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



PONTIFICIA
UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DEL PERÚ

**DESARROLLO DE UN DISEÑO ESTRUCTURAL POR ESFUERZOS
DE TRABAJO (DET) EN VIVIENDAS DE TAPIAL DE 1 PISO**

Tesis para obtener el Título de **Ingeniero Civil**, que presenta el bachiller:

Christian Jonathan Juan Carlos, Tantaleán Altamirano

Asesor: Ing. Urbano Tejada Schmidt

Lima, agosto de 2018

AGRADECIMIENTOS

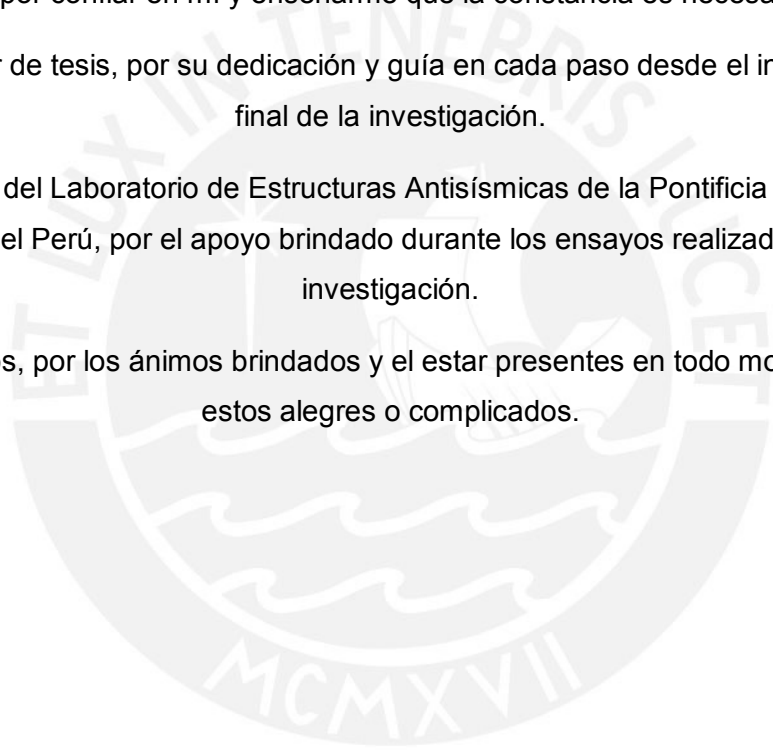
A Dios, por mostrarme siempre el camino, el cual es Jesús, y dirigirme en cada paso que doy en la vida.

A mi familia, por confiar en mí y enseñarme que la constancia es necesaria para todo.

A mi asesor de tesis, por su dedicación y guía en cada paso desde el inicio hasta el final de la investigación.

Al personal del Laboratorio de Estructuras Antisísmicas de la Pontificia Universidad Católica del Perú, por el apoyo brindado durante los ensayos realizados en esta investigación.

A mis amigos, por los ánimos brindados y el estar presentes en todo momento, sean estos alegres o complicados.



RESUMEN

El suelo natural es uno de los materiales de construcción más usados en el mundo debido a su simplicidad, eficiencia y bajo costo. En el Perú, existen muchas técnicas de construcción artesanales como es el caso del tapial, que son muros de tierra húmedos compactados en capas mediante un pisón usando como guía un encofrado de madera.

En años recientes, se ha investigado el reforzamiento del tapial con cañas y maderas rollizas de eucalipto en el exterior e interior de los muros. No obstante, aún falta desarrollar una metodología de diseño que compruebe la resistencia de una vivienda de tapial sin refuerzos ante sismos de moderada intensidad y esté respaldada con fundamentos teóricos. Por este motivo, el objetivo de esta tesis fue desarrollar una metodología de diseño estructural por esfuerzos de trabajo para viviendas de tapial de 1 piso. Es decir, utilizar como base los principios de la mecánica de materiales, criterios de comportamiento elástico y esfuerzos admisibles. Asimismo, se implementó un refuerzo con postes de madera para cumplir con lo indicado en la Norma E.080 Diseño y Construcción con Tierra Reforzada.

Para desarrollar el presente proyecto se planteó seguir la siguiente metodología: estudiar el diseño de estructuras de concreto armado y de adobe para esfuerzos admisibles. Luego, estudiar la construcción y uso de materiales para las viviendas de tapial; analizar sus características físicas y estructurales, y evaluar su comportamiento ante los sismos. A continuación, recopilar los datos de ensayos e investigaciones previas realizadas en el tapial. Posteriormente, realizar ensayos de laboratorio para conocer más las propiedades mecánicas del tapial y complementarlas con la información que se ha obtenido de las investigaciones previas. Finalmente, desarrollar el diseño de una vivienda de tapial de 1 piso por esfuerzos de trabajo con los resultados de los ensayos y el conocimiento de construcción adquirido.

TEMA DE TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

Título : "Desarrollo de un diseño estructural por esfuerzos de trabajo (DET) en viviendas de tapial de 1 piso"
Área : Estructuras
Asesor : Ing. Urbano Tejada Schmidt
Alumno : CHRISTIAN JONATHAN JUAN CARLOS TANTALEAN
ALTAMIRANO
Código : 2009.7275.412
Tema N° : # 43/
Fecha : Lima, 14 de junio de 2017



DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA

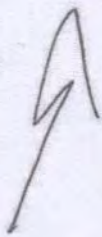
En el Perú, existen muchas técnicas artesanales como es el caso del tapial, que son muros de tierra húmedos compactados mediante un pisón por medio de capas usando previamente un encofrado de madera. Debido a que las viviendas de tapial no son resistentes ante los sismos y muy propensas al colapso es necesario desarrollar una metodología de diseño que mejore la resistencia de una vivienda sin refuerzos ante sismos de moderada intensidad y esté respaldada con fundamentos teóricos.

En la actualidad, el 50% de la población mundial habita en una vivienda hecha con tierra. Aproximadamente, el 40 % de las construcciones de viviendas en el Perú son hechas en tierra. Por tanto, las investigaciones que se realicen con este tipo de material, como es el caso de las viviendas de tapial, permitirá un avance en la calidad de construcción y en el desarrollo tecnológico para las viviendas del Perú y del mundo.

OBJETIVO Y ALCANCE

El proyecto tiene como objetivo desarrollar una metodología de diseño estructural por esfuerzos de trabajo para viviendas de tapial de 1 piso; es decir, se realizará en base a los principios de la mecánica de materiales, criterios de comportamiento elástico y esfuerzos admisibles.

El alcance del diseño comprenderá el análisis de muros bajo carga vertical, muros bajo cargas de sismo y muros de arriostre. Se utilizará un plano de una vivienda ubicada en la ciudad de Lamas, provincia de San Martín, la cual es una zona de alto movimiento sísmico y donde se encuentra una gran cantidad de viviendas de tapial.



i



METODOLOGÍA Y RESULTADOS ESPERADOS

1. Estudiar el diseño de estructuras de concreto armado y de adobe para esfuerzos admisibles, usando libros y tesis de diseño para ambos materiales. La revisión de la literatura permitirá recordar los conceptos básicos de la mecánica de materiales, criterios de comportamiento elástico y esfuerzos admisibles.
2. Conocer el sistema de construcción y uso de materiales para las viviendas de tapial usando una vasta bibliografía sobre la composición del suelo y su preparación; los cimientos y sobrecimientos de las viviendas; los encofrados que se utilizan en los muros; los tipos de pisones; los atributos del tapial y su comportamiento ante acciones sísmicas.
3. Recopilar la data de ensayos e investigaciones previas realizadas en el tapial. Una de ellas es la que se realizó en la PUCP con ININVI (ININVI, 1989), donde se realizaron ensayos estáticos de carga lateral en muros para estudiar la calidad del suelo y del refuerzo con cañas interiores, y ensayos dinámicos en muros y módulos de vivienda. Asimismo, se realizó una investigación con SENCICO y la PUCP (Silva, 2013), para realizar una serie de ensayos entre los cuales se cuentan: ensayos físicos en suelo; humedad; análisis granulométrico; límites líquido, plástico y de contracción; ensayos mecánicos en prismas de tapial (3 unidades c/u) de compresión axial y en muretes cuadrados de compresión diagonal; y un ensayo dinámico de simulación sísmica en un módulo de tapial mejorado a escala natural. Finalmente, con la nueva norma E.080 "Diseño y Construcción con Tierra Reforzada" se revisarán los nuevos criterios de configuración de las edificaciones de tierra, coeficientes sísmicos, criterios de diseño y esfuerzos de rotura mínimos.
4. Realizar ensayos de laboratorio para conocer más las propiedades mecánicas del tapial y así complementar con la información que se obtenga de las investigaciones previas y usarlas luego en las ecuaciones de diseño. A continuación, se detallan los ensayos a realizar:

A. Ensayos físicos del suelo

- i. Análisis granulométrico por tamizado (x1)
- ii. Análisis granulométrico por sedimentación (x1)
- iii. Límites líquido y plástico (x1)
- iv. Límite de contracción (x1)

B. Ensayo de compresión axial de prismas (x 5 unidades)

Se utilizarán prismas de 260 x 400 x 800 mm. Con estos ensayos se analizará:

- i. Esfuerzo resistente a compresión f_m
- ii. Diagrama esfuerzo-deformación unitaria del tapial
- iii. Módulo de Elasticidad (módulo secante) con un LVDT

C. Ensayo de compresión diagonal de muretes (x 5 unidades)

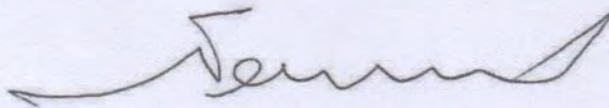
Muretes de tapial de 800 mm de lado y 260 mm de espesor. Con estos ensayos se analizará:

- i. Esfuerzo de tracción $v'm$
 - ii. Esfuerzo cortante vr – usando el círculo de Mohr
 - iii. Verificar la fórmula de ININVI (1989, pág. 20)
 - iv. Módulo de corte G con un LVBT
5. Desarrollar el diseño de una vivienda de tapial de 1 piso por esfuerzos de trabajo mediante los conceptos de diseño de adobe, la data de ensayos e investigaciones previas y el sistema de construcción. El diseño comprenderá el análisis de muros bajo carga vertical, muros bajo cargas de sismo y muros de arriostre.

En primer lugar, se describirán las propiedades mecánicas de los muros y de los materiales de construcción. En segundo lugar, se realizará el metrado de cargas de techos para calcular la carga muerta y viva y con ello verificar el esfuerzo actuante axial. A continuación, se verificarán 4 muros a flexión mediante las ecuaciones de diseño planteadas. Asimismo, se verificarán los muros por cortante y por volteo. Finalmente, se realizará un diseño de las vigas soleras que se encuentran apoyadas sobre los muros y se plantearán algunas recomendaciones y conclusiones.

NOTA

Extensión máxima: 100 páginas.



ÍNDICE DE CONTENIDO

RESUMEN.....	iii
ÍNDICE DE FIGURAS.....	ix
ÍNDICE DE TABLAS.....	xi
CAPÍTULO 1: GENERALIDADES.....	1
1.1. Descripción del proyecto	1
1.2. Justificación	1
1.3. Objetivos	2
1.3.1 Objetivo principal	2
1.3.2 Objetivos específicos	2
1.4. Metodología.....	2
CAPÍTULO 2: ESTADO DEL ARTE.....	6
2.1. Introducción	6
2.2. Sistema de construcción.....	7
2.2.1. Selección y preparación del suelo.....	7
2.2.2 Tipos y características de encofrados y pisones.....	11
2.2.3. Construcción de muros	13
2.3. Atributos del tapial y su comportamiento ante acciones sísmicas.....	15
2.3.1. Mecanismos de falla en las edificaciones de tierra.....	17
2.4. El tapial en la Norma Técnica E.080 Diseño y Construcción con Tierra Reforzada	19
2.4.1. Criterios para el diseño de muros.....	19
2.4.2. Ensayos de laboratorio	22
2.5. Principales investigaciones realizadas en el tapial	24
2.5.1. Investigación de ININVI	24
2.5.2. Investigación de SENCICO	28
2.5.3. Investigaciones en el extranjero	29
2.6. Los esfuerzos admisibles en el diseño elástico.....	30
CAPÍTULO 3: ENSAYOS REALIZADOS Y PROPUESTA DE DISEÑO	31
3.1. Ensayo experimentales en pilas y muretes de tapial.....	31
3.1.1 Ensayos físicos del suelo	31
3.1.2 Ensayo de compresión axial en prismas (pilas)	37
3.1.3 Ensayo de compresión diagonal en muretes.....	43
3.2. Propuesta de diseño de muros por esfuerzos de trabajo.....	51

3.2.1.	Diseño de muros bajo carga vertical	51
3.2.2.	Diseño de muros bajo cargas de sismo.....	56
3.2.3.	Muros de arriostre.....	70
3.3.	Propuesta de refuerzo a los muros con postes de madera	74
CAPÍTULO 4: EJEMPLO APLICATIVO DEL DISEÑO DE UNA VIVIENDA DE TAPIAL CON REFUERZOS		77
4.1.	Ubicación geográfica de la vivienda.....	77
4.2.	Descripción de la vivienda y parámetros sísmicos.....	77
4.3.	Propiedades mecánicas del tapial.....	79
4.4.	Análisis y diseño sísmico de los muros	80
4.4.1.	Metrado de cargas.....	81
4.4.2.	Verificación por capacidad portante.....	84
4.4.3.	Verificación por flexión	85
4.4.4.	Verificación por cortante	88
4.5.	Diseño del refuerzo de muros	90
4.6.	Verificación de los muros de arriostre.....	91
4.6.1.	Verificación por volteo	91
4.6.2.	Verificación por cortante	92
4.7.	Diseño y análisis sísmico de las vigas soleras	93
CAPÍTULO 5: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES		98
5.1.	Conclusiones.....	98
5.2.	Recomendaciones.....	100
Referencias Bibliográficas.....		101

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1. Prisma de tapial con sensores LVDT instalados en las caras de menor dimensión.	4
Figura 1.2. Murete de tapial con sensores LVDT instalados a compresión y a tracción, en una de las caras del murete.	5
Figura 2.1. Compactación de tierra húmeda en la elaboración de un muro de tapial. Laboratorio de Estructuras Antisísmicas de la PUCP.	7
Figura 2.2. Suelo adecuado a la izquierda (a) y no adecuado a la derecha (b) (San Bartolomé, 1989).....	8
Figura 2.3. Aplicación de la prueba del “rollito” (Tejada, 2001).....	9
Figura 2.4. Prueba de “presencia de arcilla” o “resistencia seca” (Ministerio de Vivienda, 2017).....	10
Figura 2.5. Prueba de contenido de humedad (San Bartolomé, 1989).....	10
Figura 2.6. Encofrados en base a: (a) “guías” y (b) “deslizantes” (Neves et al., 2003)	12
Figura 2.7. Pisones de base en forma de cuña. A la izquierda, de metal y la derecha, de concreto.	13
Figura 2.8. Cimiento y sobrecimiento de un muro de tierra (Ministerio de Vivienda, 2017).....	14
Figura 2.9. Encofrados no adecuados (San Bartolomé, 1989).	16
Figura 2.10. Muros con riesgo de volcamiento (San Bartolomé, 1989).....	16
Figura 2.11. Grietas por contracción de secado. (San Bartolomé, 1989).....	16
Figura 2.12. Fallas por fuerzas perpendiculares en el muro (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2017)	18
Figura 2.13. Fallas por cargas paralelas al muro. (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2017)	18
Figura 2.14. Criterios de diseño basado en la estabilidad (Ministerio de Vivienda, 2017)	21
Figura 2.15. Ensayo Estático en Muros de Tapial (ININVI, 1989)	25
Figura 2.16. Curva de capacidad para los muros M1, M2 y M4. (ININVI, 1989).....	26
Figura 2.17. Falla del medio módulo 1 (sin solera) y conservación del medio módulo 2 (ININVI, 1989).....	27
Figura 3.1. Curva granulométrica de suelo PUCP	31
Figura 3.2. Agitador con vaso de precipitación, probetas y termómetro.....	33
Figura 3.3. “Cuchara de Casagrande” para la determinación del LL	34
Figura 3.4. Instrumentos para realizar el ensayo de LC.....	34
Figura 3.5. Instrumentos para realizar el ensayo de colorimetría.	35

Figura 3.6. Carta de plasticidad de Casagrande (Das, 2013)	37
Figura 3.7. Determinación del módulo de elasticidad ($E'm$) del tapial en función de ensayos a compresión ($f'm$)	40
Figura 3.8. A la izquierda, máquina universal MTS. A la derecha, transporte de las pilas por medio de la grúa del laboratorio.	40
Figura 3.9. Colocación de los LVDT en las caras de menor dimensión	41
Figura 3. 10. Esquema de la compresión diagonal de muretes para calcular el esfuerzo a tracción indirecta f_t	43
Figura 3.11. Esquema de la compresión diagonal de muretes para calcular el esfuerzo a corte V_m	45
Figura 3.12. Máquina universal MTS	48
Figura 3.13. (a) dispositivo que se usó para el transporte de los muretes. (b) transporte del primer murete por medio del dispositivo y la grúa.	48
Figura 3.14. Las bases del LVDT están separadas 50 cm aproximadamente.	48
Figura 3.15. Coeficiente de reducción por esbeltez ϕ_L para diferentes casos de $f'm$ (Fuente: propia)	55
Figura 3.16. Fuerzas perpendiculares al muro para calcular el momento de rotura (Concha, 1977).....	58
Figura 3.17. Fuerzas perpendiculares al muro para calcular el momento en condiciones de trabajo.....	59
Figura 3.18. Esfuerzo resistente a tracción por flexión vertical f_v para distintos $f'm$ y esfuerzos de confinamiento o esfuerzo actuante (σ)	61
Figura 3.19. Esfuerzos cortantes en las superficies horizontales de contacto.	63
Figura 3.20. Esfuerzos de flexión en juntas verticales de contacto.	63
Figura 3.21. Casos para los diferentes tipos de arriostres (San Bartolomé, 2008)	68
Figura 3.22. Fuerzas paralelas al muro de arriostre (Tejada, 2001).....	71
Figura 3.23. Sección de muro de tapial con refuerzos de postes de madera de sección rectangular.....	75
Figura 3.24. Sección transformada del muro de tapial con refuerzos de postes de madera de sección rectangular	75
Figura 4.1. Planta general de la vivienda.....	78
Figura 4.2. Vista lateral de la casa.....	79
Figura 4.3. Vista transversal de la casa.....	79
Figura 4.4. (a) Áreas tributarias y (b) corte transversal del techo.	83
Figura 4.5. Caso especial con 2 bordes arriostrados (San Bartolomé, 2008)	88
Figura 4.6. Dimensiones del caso 1 con dos vigas soleras rectangulares.	95
Figura 4.7. Dimensiones del caso 2 con dos vigas soleras rollizas.	95

Figura 4.8. Dimensiones del caso 3 con una viga solera rectangular.....	96
---	----

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 3.1. Resultados del análisis granulométrico del suelo PUCP	32
Tabla 3.2. Características del suelo PUCP según los ensayos de laboratorio	36
Tabla 3.3. Esfuerzos resistentes a compresión de prismas E'm (26 cmx40 cmx80 cm)	41
Tabla 3.4. Módulos de elasticidad de prismas E'm (26 cm x 40 cm x 80 cm)	42
Tabla 3.5. Carga máxima a compresión diagonal en muretes Pmax(26 cm x 80 cm x 80 cm).....	49
Tabla 3.6. Resistencias a tracción indirecta en muretes f't (26 cm x 80 cm x 80cm)...	49
Tabla 3.7. Resistencias a esfuerzo cortante V'm y esfuerzo admisible Vadm en muretes (26 cm x 80 cm x 80cm).....	49
Tabla 3.8. . Módulos de corte de muretes G'm (26 cm x 80 cm x 80cm)	50
Tabla 3.9. Condiciones para calcular el factor de esbeltez Φ_L (adaptado de Concha, 1977).....	54
Tabla 3.10. Factor de suelo S según tipo de suelo (adaptado Norma E.080, 2017)....	56
Tabla 3.11. Coeficiente sísmico por zona sísmica C (adaptado Norma E.080, 2017) .	57
Tabla 3.12. Factor de uso (U) y densidad según tipo de edificación (adaptado Norma E.080, 2017)	57
Tabla 3.13. Fórmulas simplificadas para calcular f_v según el $f'm$	62
Tabla 3.14. Coeficientes de adherencia " μ " y de fricción " f " para el adobe y tapial.....	66
Tabla 3.15. Valores del coeficiente de momento " m " y dimensión crítica " a " (adapitado de Norma E.070 (2006)).....	68
Tabla 3.16. Valores de coeficiente (c) según el tipo de restricción (Tejada, 2001)	72
Tabla 4.1. Propiedades mecánicas del tapial a usarse en el diseño	80
Tabla 4.2. Dimensiones de los muros perimetrales de la vivienda de tapial.	81
Tabla 4.3. Datos para el metrado del techo de la vivienda	81
Tabla 4.4. Pesos específicos de los materiales de construcción (ININVI, 1989; Norma E.020 Cargas, 2006)	82
Tabla 4.5. Cálculo de la carga muerta y viva de cada muro perimetral	84
Tabla 4.6. Cálculo del esfuerzo a compresión total en los muros.....	84
Tabla 4.7. Resultados de la verificación de los muros por capacidad portante.....	85
Tabla 4.8. Factores de suelo, edificación y sísmico para calcular la fuerza sísmica H.	85
Tabla 4.9. Cálculo de la cortante basal H	86

Tabla 4.10. Cálculo de los esfuerzos resistentes a tracción por flexión “fv” y “fh”	86
Tabla 4.11. Verificación de los muros por flexión.	87
Tabla 4.12. Verificación de los muros por cortante.	88
Tabla 4.13. Verificación por cortante en muros reforzados con postes de madera 2”x2”	89
Tabla 4.14. Esfuerzos a flexión en el tapial con el refuerzo de postes de madera de 2”x2”	90
Tabla 4.15. Dimensiones y datos para verificar la longitud de los muros de arriostre. 91	
Tabla 4.16. Verificación en los muros de arriostre ante momentos de volteo.	92
Tabla 4.17. Resultados de la verificación de los muros de arriostre ante fuerzas cortantes.	92
Tabla 4.18. Verificación por cortante en muros de arriostre reforzados con postes de madera de 2”x2”	93
Tabla 4.19. Esfuerzos Admisibles y Módulos de Elasticidad de los grupos de madera en kgf/cm ² (*) (Ministerio de Vivienda, 2006).....	93
Tabla 4.20. Cálculo del momento actuante en las vigas soleras de los muros	94
Tabla 4.21. Verificación del caso 1 con dos vigas soleras rectangulares.....	95
Tabla 4.22. Verificación del caso 2 con dos vigas soleras rollizas.	96
Tabla 4.23. Verificación del caso 3 con una viga solera rectangular	96
Tabla 4.24. Elección del tipo de sección de las vigas soleras	97

CAPÍTULO 1: GENERALIDADES

En este capítulo se presenta la descripción del proyecto, la justificación y se establecen los objetivos del proyecto. Asimismo, se detalla la secuencia que se empleó para realizar la metodología de diseño en viviendas de tapial de 1 piso en el Perú basada en investigaciones y ensayos anteriormente realizados con dicho material.

1.1. Descripción del proyecto

El proyecto tuvo como objetivo desarrollar una metodología de diseño estructural por esfuerzos de trabajo para viviendas de tapial de 1 piso. Se emplearon los principios de la mecánica de materiales, criterios de comportamiento elástico y esfuerzos admisibles. Adicionalmente, se propuso un refuerzo con postes de madera para cumplir con lo indicado en la actual Norma E.080 Diseño y Construcción con Tierra Reforzada.

1.2. Justificación

En la actualidad, cerca del 50% de la población mundial habita en una vivienda hecha con tierra (Carazas, 2014). De la misma manera, el Instituto Nacional de Estadística e Informática (2017) indicó que el 27.9 % de las construcciones de viviendas en el Perú (2' 148, 494 viviendas) son hechas con tierra, ya sean de adobe o tapial. Por esta razón, las investigaciones que se realicen con este tipo de material, como es el caso de las viviendas de tapial, serán aportes valiosos para el avance en la calidad de la construcción y en el desarrollo tecnológico de las viviendas de tierra.

Con la presente investigación, se espera contribuir con el desarrollo de una metodología de diseño estructural por esfuerzos de trabajo para edificaciones de tapial de 1 piso. Esta será un primer alcance para desarrollar un diseño elástico con refuerzos e incentivar un mayor número de investigaciones en las construcciones de tapial, de modo que, las viviendas futuras de tapial sean de mayor seguridad sísmica para los habitantes. Asimismo, las viviendas de tierra son importantes en el país debido a que, como indica Carazas (2014), construir con tierra: "es promover los recursos locales, mejorar las condiciones de vida, valorizar la diversidad cultural y

mantener el sistema de ayuda mutua social para la construcción y mantenimiento de la edificación”.

1.3. Objetivos

1.3.1 Objetivo principal

Desarrollar una metodología de diseño estructural por esfuerzos de trabajo para viviendas de tapial de 1 piso en base a las siguientes características: el suelo; el sistema constructivo; la resistencia a esfuerzos de compresión, tracción y corte; y las investigaciones y normas técnicas existentes.

1.3.2 Objetivos específicos

Los objetivos específicos de la presente investigación fueron los siguientes:

- Describir el sistema de construcción y los materiales utilizados para las viviendas de tapial.
- Sintetizar los resultados de los ensayos, normas e investigaciones previas realizadas en tapial.
- Realizar ensayos de laboratorio para ampliar los conocimientos sobre las propiedades mecánicas del tapial.
- Analizar los resultados de los ensayos y la formulación teórica del diseño sísmico por esfuerzos de trabajo.
- Ejemplificar el diseño sísmico por esfuerzos de trabajo mediante una vivienda de tapial de 1 piso.

1.4. Metodología

Para desarrollar este proyecto se planteó seguir la siguiente metodología:

- a) Conocer el sistema de construcción y los materiales utilizados para las viviendas de tapial. Se revisó bibliografía sobre la composición del suelo y su preparación; los cimientos y sobrecimientos de las viviendas; los encofrados

que se utilizan en los muros; los tipos de pisonos; los atributos del tapial y su comportamiento ante acciones sísmicas.

- b) Sintetizar los resultados de los ensayos, normas e investigaciones previas realizadas en tapial. Se revisó la investigación de ININVI (1989), donde se ejecutaron ensayos estáticos de carga lateral en muros para estudiar la calidad del suelo y de la propuesta de refuerzo con cañas interiores, y ensayos dinámicos en muros y módulos de vivienda. Asimismo, en las investigaciones de SENCICO (Silva et al., 2013) se revisaron los siguientes ensayos: físicos en suelo (humedad, análisis granulométrico, límite líquido, plástico y de contracción); ensayos de compresión axial en prismas (pilas) de tapial y de compresión diagonal en muretes cuadrados y un ensayo dinámico de simulación sísmica en un módulo de tapial mejorado a escala natural. Por otro lado, en la Norma E.080 Diseño y Construcción con Tierra Reforzada, se revisaron los nuevos criterios de configuración de las edificaciones de tierra, coeficientes sísmicos, criterios de diseño y esfuerzos de rotura mínimos.
- c) Realizar ensayos de laboratorio para ampliar los conocimientos sobre las propiedades mecánicas del tapial. Los resultados complementaron la información que fue obtenida de las investigaciones previas (ININVI, 1989; San Bartolomé, 1989; Martín, 1995; Silva et al., 2013). Asimismo, esta información fue utilizada para desarrollar las ecuaciones de la propuesta de diseño sísmico en tapial. A continuación, se mencionan los ensayos realizados:

I. Ensayos físicos del suelo

En el estudio de mecánica de suelos se determinaron las siguientes características:

- Análisis granulométrico por tamizado
- Análisis granulométrico por sedimentación
- Límites líquido y plástico
- Límite de contracción

II. Ensayo de compresión axial de prismas (x 5 unidades)

En los ensayos se utilizaron prismas de 260 x 400 x 800 mm para determinar las siguientes propiedades mecánicas:

- Esfuerzo resistente a compresión (f'_m)
- Diagrama esfuerzo-deformación unitaria del tapial
- Módulo de elasticidad E'_m (módulo secante) con dos LVDT (Linear Variable Differential Transformer).



Figura 1.1. Prisma de tapial con sensores LVDT instalados en las caras de menor dimensión.

III. Ensayo de compresión diagonal de muretes (x 5 unidades)

En los ensayos se utilizaron muretes de 800 x 800 x 260 mm para determinar las siguientes propiedades mecánicas:

- Esfuerzo de tracción (f'_t)
- Esfuerzo cortante (v'_m)
- Módulo de corte G'_m con dos LVDT



Figura 1.2. Murete de tapial con sensores LVDT instalados a compresión y a tracción, en una de las caras del murete.

- d) Analizar la metodología de diseño sísmico de estructuras de concreto armado (Ottazi, 2004) y de adobe (Concha, 1977) para esfuerzos admisibles. La revisión de las fuentes permitió aplicar los conceptos básicos de la mecánica de materiales, criterios de comportamiento elástico y esfuerzos admisibles para proponer un diseño sísmico de tapial. El diseño comprendió el análisis de muros bajo carga vertical, muros bajo cargas de sismo y muros de arriostre. Asimismo, se añadió una propuesta de refuerzo de muros con postes de madera.
- e) Desarrollar un ejemplo aplicativo del diseño de una vivienda de tapial de 1 piso por esfuerzos de trabajo. Para ello, se aplicaron los resultados de los ensayos realizados, la información de investigaciones previas, los requisitos de la Norma E.080 (2017) y la formulación teórica del diseño sísmico por esfuerzos de trabajo.

CAPÍTULO 2: ESTADO DEL ARTE

2.1. Introducción

La técnica del tapial o tapia, llamado así a los muros, es una técnica tradicional de construcción a base de tierra, de gran uso en el Perú. Actualmente, según Neves et al. (2011), cerca de un tercio de la población del planeta vive en construcciones de tierra. En francés esta técnica se denomina *Pise de terra* o *terre pise*, en inglés *rammed earth* y en alemán *Stamplflehmbau*. La tierra, como material de construcción, se ha empleado en todos los continentes desde hace varios siglos. En Asiria se encontraron cimientos en ruinas de edificios hechos con tierra que datan del año 5000 a.C. Asimismo, se encontraron otros cimientos en el Oriente, en Asia, en el norte de África, Europa y, más recientemente, en el Continente Americano. En el Perú, se comienza a construir este tipo de edificaciones entre los años 800 y 1200 d.C. en el valle del Rímac, donde se encuentra Cajamarquilla, asentamiento de influencia Huari (Monzón, 1984).

Este tipo de construcción ancestral, a base de tierra húmeda, se construye en el mismo lugar en el que estará en servicio; es decir, donde los muros se ubicarán de forma definitiva. El material se conforma por apisonado de tierra húmeda dentro de un molde que se apoya sobre el mismo muro que se está ejecutando. El molde o encofrado está compuesto por dos tablonces paralelos y unidos por travesaños. Las dimensiones de los muros son variadas dependiendo de la zona. En Perú, por lo general, se encuentran dimensiones de muros entre 40 a 50 cm de espesor; tapias entre 120 a 200 cm de longitud y 40 a 60 cm de alto (ININVI, 1989). La construcción de una tapia se realiza dentro de los encofrados mediante compactación de tierra húmeda (en capas entre 10 a 15 cm de alto) con el uso de un pisón (Figura 2.1). De esta manera, se van erigiendo los muros por hiladas o filas hasta llegar a la altura requerida.



Figura 2.1. Compactación de tierra húmeda en la elaboración de un muro de tapial. Laboratorio de Estructuras Antisísmicas de la PUCP.

2.2. Sistema de construcción

Las viviendas de tapial, así como otros tipos de construcción, poseen distintas herramientas, materiales de obra y sistema de construcción. A continuación, se describe la preparación de los suelos, los tipos y características de los encofrados y pisones y el sistema de construcción de muros.

2.2.1. Selección y preparación del suelo

El suelo está compuesto mayormente por arena y arcilla. La primera, le proporciona resistencia al muro y cumple la función de la transmisión de cargas hacia el suelo; mientras que la segunda, sirve como elemento cohesionador. Los estudios realizados por CRAterre (Doat et al., 1979) indican que los suelos apropiados para la tapia deben tener baja cantidad de limo, poca materia orgánica, entre 15 a 25% de arcilla y entre 40 a 65% de arena, para evitar fisuras por contracción de secado. La presencia de arcilla en la preparación del suelo brinda la característica de maleabilidad cuando todas sus partículas están húmedas. Sin embargo, cuando se secan forman masas duras e indeformables.

Por otro lado, el suelo también debe tener una variedad de tamaños de partículas en la mezcla. Es decir, poseer una curva granulométrica bien distribuida, para alcanzar una mayor densidad en la compactación (Neves et al., 2011). Otra característica importante es la plasticidad, el estado del suelo

entre líquido y semisólido. Cuanto mayor sea el índice de plasticidad (diferencia entre límite líquido y límite plástico) el material estará más sujeto a variaciones dimensionales. Por ejemplo, cuando se encuentre húmedo, luego de la expansión del suelo y al secarse después de su retracción (Das, 2013).

Pruebas para la selección del suelo

Para conocer la composición del suelo en su estado natural, los “tapialeros” (constructores de tapial) realizan pruebas de campo, las cuales son mucho más prácticas y menos costosas que los ensayos de laboratorio. Algunas de estas pruebas se encuentran en la Norma E.080 (2017). A continuación, se describen las pruebas que se realizan para el tapial:

I. Técnica usada por los “tapialeros”

Una de las técnicas más usadas por los “tapialeros” para verificar si el suelo es el adecuado, consiste en tomar un puñado de suelo húmedo y presionarlo fuertemente para que la tierra se quede compacta. Si en su mano, luego de abrirla, resulta que la tierra queda en forma de bola y no se desmorona significa que la proporción de arena y arcilla es la adecuada (Figura 2.2). Esta técnica no se menciona en la Norma E.080 (2017) debido a su simplicidad; sin embargo, San Bartolomé (1989) destaca el uso práctico que le dan los “tapialeros”.



Figura 2.2. Suelo adecuado a la izquierda (a) y no adecuado a la derecha (b) (San Bartolomé, 1989)

II. La prueba del “rollito”

Esta prueba consiste en formar con las manos un “rollito” de suelo húmedo con un espesor entre 0.5 a 1 cm. Si el rollito, mientras se va formando, se rompe entre los 5 a 15 cm de largo, el contenido de arena y de arcilla es el adecuado. Sin embargo, si se alcanza una longitud mayor el contenido de arcilla es alto y no es adecuado. Asimismo, si se rompe antes de los 5 cm entonces se trata de un suelo muy arenoso y tampoco es adecuado (Figura 2.2).

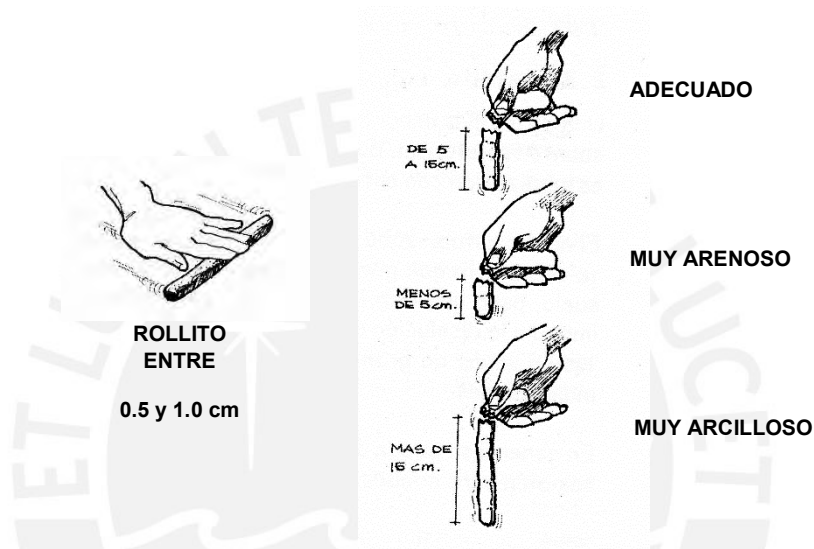


Figura 2.3. Aplicación de la prueba del “rollito” (Tejada, 2001)

III. La prueba de “presencia de arcilla” o “resistencia seca”

Esta prueba de campo consiste en preparar 4 bolitas de suelo húmedo de 2 cm de diámetro y dejarlas secar por 48 horas bajo techo. Luego del secado, se presionan fuertemente con los dedos pulgar e índice, como se indica en la figura 2.4. Las 4 bolitas no se deben romper, agrietar o quebrar; caso contrario, se deberá modificar la mezcla agregando arcilla o suelo muy arcilloso para mejorar su resistencia y volver a elaborarlas. Estas se deberán dejar secar en las mismas condiciones mencionadas anteriormente y en caso que las bolitas no se rompan, quiebren o agrieten, dicha cantera se podrá utilizar como material de construcción. En cambio, en caso que no ocurra, se tendrá que desechar la cantera o seguir mezclando con otros suelos hasta que mejore su resistencia.



Figura 2.4. Prueba de “presencia de arcilla” o “resistencia seca” (Ministerio de Vivienda, 2017)

IV. La prueba de “contenido de humedad”

Al apisonar la tierra se aumenta la resistencia a la compresión del material debido a la densificación del mismo. En la prueba de campo, para conocer el contenido de humedad y obtener una buena compactación del suelo, se forma una bola de tierra del tamaño de un puño y se comprime fuertemente con las manos. Luego se suelta desde una altura aproximada de 1.10 m sobre una superficie dura. Si se pulveriza entonces el suelo se encuentra muy seco y no se podrá compactar. Asimismo, si, al caer al suelo, la bola solo se raja se encontrará muy húmeda y tampoco se logrará compactar adecuadamente. En cambio, si la bola se rompe en 5 fragmentos o más la cantidad de humedad es óptima y se obtendrá una buena compactación (Figura 2.5).

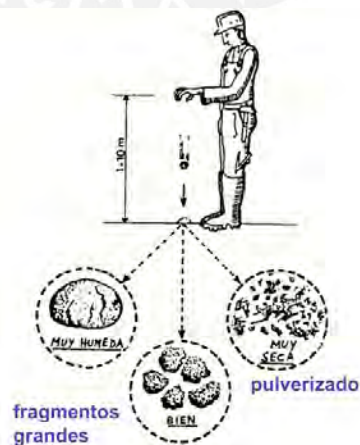


Figura 2.5. Prueba de contenido de humedad (San Bartolomé, 1989)

La “curva de compactación”, que relaciona el contenido de humedad del suelo y la densidad del mismo permite determinar la humedad óptima para la ejecución de la tapia. Es decir, la cantidad de agua para lubricar todas las partículas del suelo sin ocupar los espacios entre ellos, dando lugar al aumento de la densidad del material cuando es compactado. Esta curva cambia dependiendo de la distribución granulométrica y la plasticidad del suelo. Por lo tanto, ella debe ser controlada en cada cambio de estos factores (Neves et al., 2011). Según CRATerre (Doat et al., 1979), la humedad óptima para la compactación debe estar entre 9 y 17%.

Preparación del suelo

Una vez seleccionado el suelo, se tamiza, se coloca en pozas y se suministra agua en cantidad suficiente para que quede húmedo. En estas condiciones debe permanecer durante 48 horas hasta que toda la masa del suelo esté totalmente hidratada y la arcilla, contenida en él, desarrolle su capacidad adhesiva. Según la Norma E.080 (2017), en los suelos arcillosos se debe administrar “paja” de aproximadamente 50 mm de largo en proporción de 1 volumen de paja por 5 de tierra, para ayudar al control de fisuras. Asimismo, en ausencia de paja, para el control del agrietamiento se puede combinar el suelo con arena gruesa.

2.2.2 Tipos y características de encofrados y pisones

Los encofrados

Durante el proceso de construcción se debe conservar la verticalidad y mantener constante el ancho del muro. Por ello, elaborar un encofrado adecuado asegura que éste resista las vibraciones y presiones laterales que ejerce el material apisonado. Asimismo, evitará su desplazamiento y pérdida de tiempo en el aplomado. Según la Norma E.080 (2017), las dimensiones requeridas para los encofrados son: altura máxima, 60 cm; longitud máxima, 150 cm y espesor mínimo, 2 cm. Asimismo, se deben utilizar refuerzos exteriores horizontales y verticales para evitar deformaciones excesivas.

Los encofrados pueden estar fabricados con madera o metal. Existen 2 procedimientos constructivos, uno se basa en el uso de “guías” que permiten elevar el encofrado con facilidad y el otro es el caso de los encofrados “deslizantes” que se basa en construir sectores del muro que sirven de guía en la construcción de las tapias superiores (Neves et al., 2003) como se muestra en la Figura 2.6. En el Perú, es más común observar encofrados deslizantes debido a la costumbre de desplazar el encofrado a diferentes segmentos donde se requiera construir.

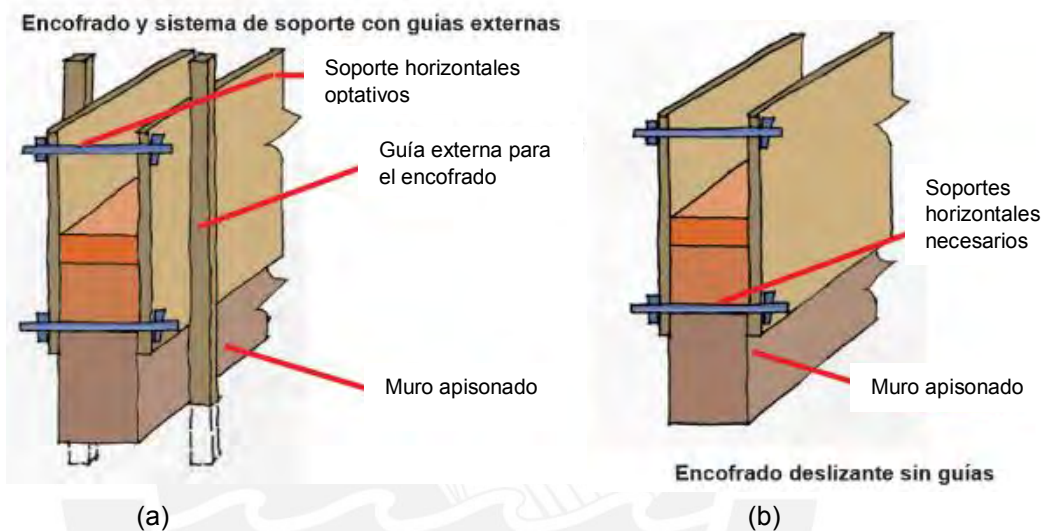


Figura 2.6. Encofrados en base a: (a) “guías” y (b) “deslizantes” (Neves et al., 2003)

Los pisones

Los pisones pueden ser de base cónica, en forma de cuña o de base plana. En general, los pisones de base cónica y en forma de cuña compactan mejor las capas de barro por lo que se obtiene una mayor cohesión. Sin embargo, se requiere de mayor tiempo para su ejecución a diferencia de los pisones de base plana (Doat et al., 1979).

Estas herramientas se han elaborado con diversos materiales y formas los cuales corresponden a la ergonomía y medidas del cuerpo de sus constructores. Algunos pisones son hechos de piedra, otros de madera; mientras que ahora existen neumáticos y metálicos (Figura 2.7) (Doat et al., 1979).

La base del pisón debe tener superficie redondeada y no debe presentar puntas para evitar que se dañe el encofrado. Según CRAterre (Doat et al., 1979) se propone que la base de un pisón no debe ser menor de 60 cm² ni mayor a 200 cm². Asimismo, el peso del pisón debe ser entre 5 a 9 kilos, dependiendo de la persona que lo maneje y el material a usar. Según la Norma E.080 (2017), el mazo de madera (pisón) debe tener alrededor de 10 kg.



Figura 2.7. Pisones de base en forma de cuña. A la izquierda, de metal y la derecha, de concreto.

2.2.3. Construcción de muros

Antes de construir los muros se debe tener en cuenta el tipo y las dimensiones mínimas de la cimentación y el sobrecimiento. Según la Norma E.080 (2017) la cimentación debe estar compuesta por piedra y barro (pirca), de concreto ciclópeo o albañilería de piedra con mortero de cemento o cal y arena gruesa. Además, ésta debe tener un espesor mínimo de 60 cm y encontrarse por debajo del nivel del terreno con una profundidad mínima de 60 cm o hasta llegar a un suelo firme, de acuerdo a lo indicado por la Norma E.050 Suelo y Cimentaciones (2006).

Por otro lado, para la construcción de los muros es importante contar con un sobrecimiento para darle protección contra la intemperie, en especial en los lugares con riesgo de recibir humedad del suelo y la acción erosiva de las lluvias. Además, sirve para la transmisión de las cargas de los muros y techos hacia el suelo y evitar el contacto directo del muro con el suelo. Este debe tener una altura mínima de 30 cm por encima del nivel de piso terminado de

la vivienda y un espesor mínimo de 40 cm o el espesor del muro. Asimismo, debe estar compuesto por albañilería de piedra con mortero de cemento o cal y arena gruesa o concreto ciclópeo (Ministerio de Vivienda, 2017). A continuación, se muestra en la Figura 2.8 un esquema de un muro con cimentación y sobrecimiento:

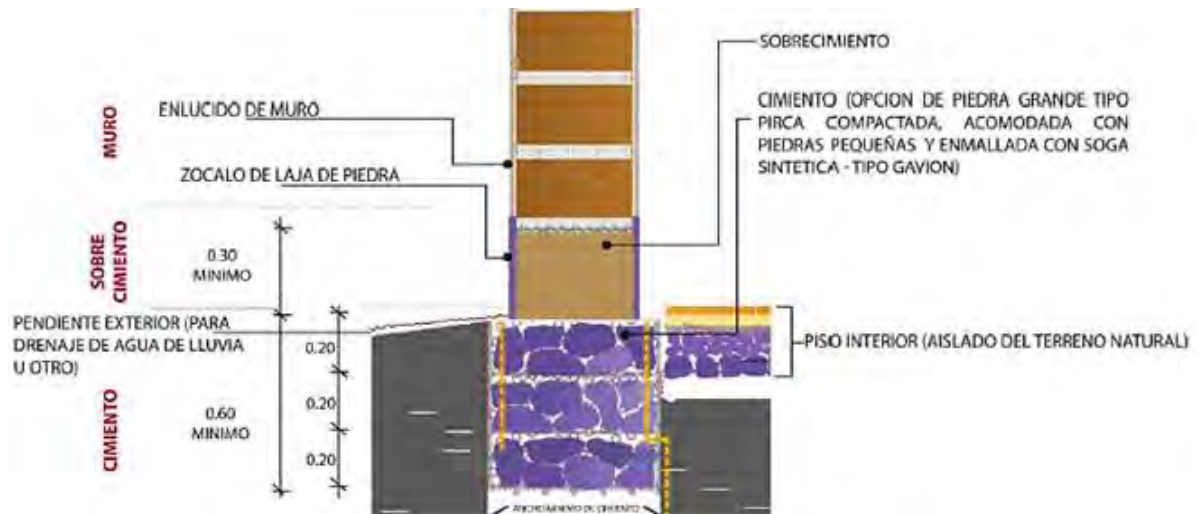


Figura 2.8. Cimiento y sobrecimiento de un muro de tierra (Ministerio de Vivienda, 2017)

El proceso de construcción del muro se inicia con la colocación de los encofrados sobre el sobrecimiento. Se vierte una capa de mezcla de 15 cm de suelo preparado y humedecido (en proporción adecuada de arcilla, arena y paja). A continuación, con la ayuda del pisón se compacta la capa hasta obtener una altura uniforme de 10 cm (Ministerio de Vivienda, 2017). Se continúa el proceso hasta terminar la altura del tapial y se desencofra. Cada hilada de muro se debe dejar secar por lo menos 3 días antes de construir la siguiente hilada y se deberá cubrir la hilada de trabajo y la anterior con paños húmedos (yute o similares), al menos por siete días adicionales (Ministerio de Vivienda, 2017).

Según la Norma E.080 (2017), el espesor del muro de tapial no debe ser menor a 40 cm, debido a que se considera vulnerable ante las fuerzas perpendiculares de un sismo y pueden llegar a colapsar. Por ejemplo, diversas construcciones en el centro de la ciudad de Trujillo colapsaron en el terremoto del año 1970 debido a que poseían muros delgados, como las

construcciones de albañilería (esbelteces de 12). Sin embargo, existen construcciones muy antiguas, como la ciudadela de “Chan Chan”, que han resistido diversos sismos debido a que sus muros tienen espesores mayores a 1 m (esbelteces de 3 o 4). Actualmente, las construcciones de muros con espesores grandes ya no se ejecutan en las ciudades debido al mayor tiempo que demandan en su elaboración y a la pérdida de espacio para los interiores. No obstante, ello no es impedimento para seguir construyéndose en zonas rurales.

2.3. Atributos del tapial y su comportamiento ante acciones sísmicas

El material utilizado en los muros de tapial posee muchos atributos, por ejemplo: bajo costo, las viviendas de tapial resultan ser 3 veces más económicas que las de adobe debido a la rapidez en su construcción y porque el adobe se adquiere o fabrica (ININVI, 1989); mayor ahorro energético, ya que el material es capaz de aislar el calor o el frío y no es necesario usar aire acondicionado o calefacción; cuidado ecológico, este material en comparación con otros es renovable, es decir, puede regresar a la naturaleza sin problemas y sin dejar residuos; y tradición antropológica, este tipo de construcción tiene un gran valor histórico en el país y forma parte de la cultura de la población.

Las viviendas construidas con tapial en un país altamente sísmico, como el Perú, han mostrado ser vulnerables ante las sollicitaciones sísmicas. Las principales causas de su vulnerabilidad son: uso deficiente de materiales de construcción como en los encofrados (Figura 2.9), la falta de refuerzos apropiados que impidan el volcamiento de los muros perpendiculares a la fuerza sísmica (Figura 2.10) y las limitaciones mecánicas propias del material como la contracción de las tapias en el secado (Figura 2.11). Asimismo, en las viviendas se forman grietas grandes en los encuentros de los muros y en la zona central superior (ININVI, 1989).



Figura 2.9. Encofrados no adecuados (San Bartolomé, 1989).



Figura 2.10. Muros con riesgo de volcamiento (San Bartolomé, 1989).



Figura 2.11. Grietas por contracción de secado. (San Bartolomé, 1989)

En el Perú, con la finalidad de mejorar sus respuestas frente a los sismos, desde los años setenta, se han realizado investigaciones para reforzar las viviendas a base de tierra. En el caso del tapial, se han empleado refuerzos hechos con madera de eucalipto colocados en el interior de los muros (ININVI, 1989; Martín, 1995), colocados en el exterior (Silva, 2013) y con mallas plásticas de construcción.

2.3.1. Mecanismos de falla en las edificaciones de tierra

Por lo general, en las edificaciones de tapial o de adobe las cargas de gravedad no son un gran problema ya que no superan los esfuerzos admisibles a compresión de los muros. Sin embargo, cuando no son protegidos de la humedad de la lluvia, se usa material inadecuado para la cimentación o no se tiene conocimiento de la baja capacidad portante de los suelos, es posible que ocurran fallas en los muros por cargas de compresión.

Por otro lado, las fuerzas de sismo son las que producen las fallas en los muros de tierra y a veces llegan a dejar inhabitable la vivienda. Estas fuerzas llegan a la vivienda en diferentes direcciones, sentidos y magnitudes. Estas se clasifican en: fuerzas perpendiculares al muro y fuerzas coplanares o paralelas al muro.

Fuerzas perpendiculares al muro

Son las fuerzas que producen esfuerzos de flexión de tracción y compresión en los planos horizontales y verticales al muro, como los que se producen en una losa aligerada o placa armada en dos direcciones. Los muros que no son portantes son más vulnerables a este tipo de falla que los muros sobre los cuales se apoyan las vigas del techo. Los muros no portantes tienen desplazamientos independientes entre ellos y pueden presentar grietas en la zona de encuentros, con el riesgo que el muro pueda voltearse fuera del plano (Torrealva, 2003). Las grietas que se forman en este caso se deben a los esfuerzos de flexión en tracción que se forman en las zonas de mayor esfuerzo como son: el centro del muro, los tímpanos del techo, el encuentro de muros perpendiculares y cerca de la base del muro (Figura 2.12). Los principales factores que afectan la estabilidad de los muros que son sometidos a estas fuerzas son: su espesor y esbeltez, la conexión entre estos y el techo, si son portantes o no, sus longitudes libres y la condición de su base (Torrealva, 2003).

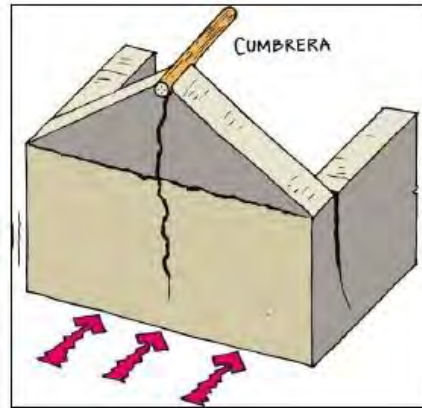


Figura 2.12. Fallas por fuerzas perpendiculares en el muro (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2017)

Fuerzas coplanares o paralelas al muro

Son fuerzas que tienden a voltear los muros en su propio plano u ocasionar fallas por esfuerzos cortantes (Figura 2.13). Las grietas típicas en este caso tienen forma de “X”, debido a que el sismo se presenta en ambos sentidos, siguiendo las juntas de las tapias o a veces atravesándolas (Torrealva, 2003). Estas grietas separan el muro en grandes bloques y disipan energía por fricción. También éstas se pueden presentar en las esquinas superiores o inferiores de las aberturas de puertas y ventanas prologándose en forma diagonal hacia arriba o abajo del muro. Los principales factores que influyen en la formación de grietas en los muros que son sometidos a fuerzas coplanares son: su espesor; la calidad de materiales; el peso del techo, que es directamente proporcional a la fuerza de inercia; y el estado de conservación del muro (Torrealva, 2003).

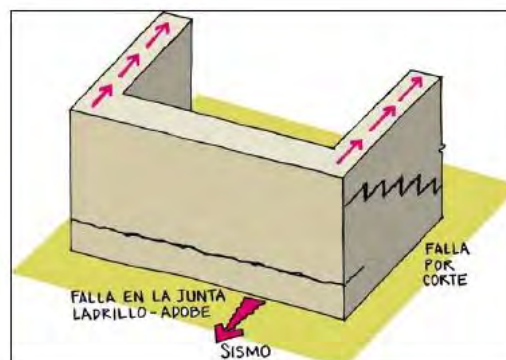


Figura 2.13. Fallas por cargas paralelas al muro. (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2017)

2.4. El tapial en la Norma Técnica E.080 Diseño y Construcción con Tierra Reforzada

Según la Norma E.080 Diseño y Construcción con Tierra Reforzada (2017) el diseño de los muros se basa en la resistencia, estabilidad y desempeño de los muros; y en los ensayos de laboratorio para calcular la resistencia del tapial. El diseño basado en la resistencia, se fundamenta en fuerzas sísmicas en las direcciones horizontal y perpendicular al plano del muro, como se describió anteriormente; la filosofía de diseño sísmico y el diseño por esfuerzos admisibles. El diseño basado en la estabilidad, debe respetar los límites geométricos de muros y vanos (Figura 2.14). Por último, el diseño basado en el desempeño, se refiere a la colocación de refuerzos en las conexiones, viga collar superior, dinteles flexibles y refuerzos ortogonales en muros.

2.4.1. Criterios para el diseño de muros

Criterios basados en la resistencia

Se basan en fuerzas sísmicas horizontales y perpendiculares al plano de los muros de tapial, que se detallarán más adelante. Asimismo, el diseño está establecido en la filosofía que indica la norma E.030 Diseño Sismorresistente (2016) y los métodos de análisis basados en comportamientos elásticos del material (Ministerio de Vivienda, 2017).

I. Filosofía del diseño sísmico

Esta filosofía consiste en realizar un diseño para evitar pérdidas de vidas humanas, asegurar la continuidad de los servicios básicos y minimizar los daños a la propiedad (Ministerio de vivienda, 2016).

La Norma E.080 (2017) también toma en cuenta esta filosofía y lo presenta por medio de tres principios. El primero, indica que durante sismos leves las edificaciones de tierra reforzadas podrán admitir la formación de fisuras. El segundo, menciona que en sismos moderados la estructura podría admitir la formación de fisuras más importantes pero deberán ser controladas por refuerzos sin producir daño a los ocupantes y ser reparable con costos

razonables. Por último, el tercero, especifica que en sismos severos la estructura no debería colapsar ni causar daños graves a las personas, aunque podría presentar daños importantes controlados por refuerzos.

II. **Diseño por esfuerzos admisibles**

Este diseño, también conocido como diseño por esfuerzos permisibles, se basa en el rango elástico del elemento o la estructura y según los estados límites de servicio. Establece que “para las cargas de trabajo (servicio) ningún punto de la estructura debe tener un esfuerzo superior a un valor admisible que garantice que la estructura permanezca en el rango elástico” (Ottazi, 2004). Considera que el análisis y las cargas de diseño de la estructura o elemento se realicen bajo combinaciones de carga de servicio sin amplificar (los factores de carga son igual a la unidad). Asimismo, el análisis se realiza asumiendo un comportamiento de la estructura o elemento estructural y de sus secciones como lineal elástico. El diseño para secciones con dos materiales se realiza con la teoría de la sección transformada (Hibbeler, 2011), que se explicará más adelante.

El método de diseño por esfuerzos admisibles sería la mejor manera para diseñar las viviendas de tierra debido a que se logra obtener una mayor seguridad, un mejor comportamiento ante sismos de moderada intensidad y se pueden controlar las deformaciones y las fisuras de la estructura que se producen en el rango inelástico. Sin embargo, como indica la norma E.080 (2017) se pueden utilizar criterios de comportamiento inelástico en el diseño.

Criterios basados en la estabilidad

La norma E.080 (2017) especifica que algunos criterios de configuración importantes son: el espesor mínimo del muro (40 cm), los arriostres horizontales (viga collar, entrepisos y techos), los arriostres verticales (contrafuerte o muros transversales) y la densidad de muros en la edificación de los ejes principales. Asimismo, la norma sugiere que la planta debe ser simétrica respecto a los ejes principales, lo cual es muy común para cualquier edificación.

A continuación, se muestra en la Figura 2.14 los criterios para el diseño de muros basado en la estabilidad. Entre ellos: el espesor (e), densidad y altura libre de muros (H); la distancia entre arriostres verticales (L); ancho de los vanos (a); proporciones y ubicación de los vanos.

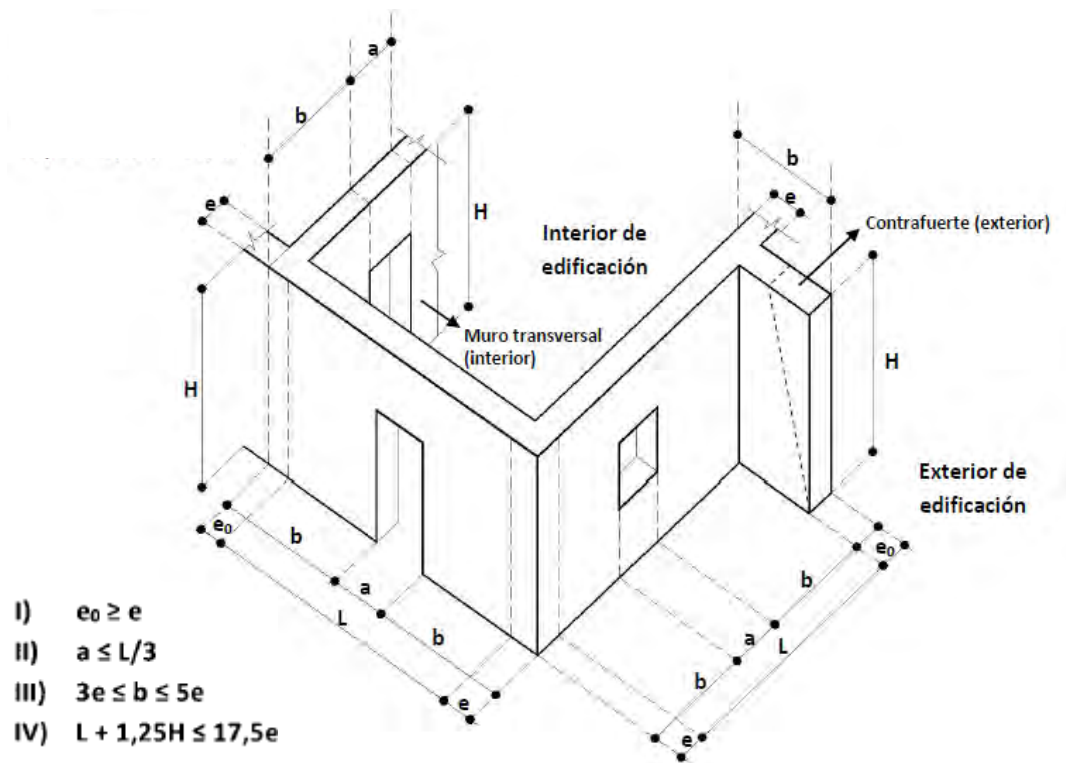


Figura 2.14. Criterios de diseño basado en la estabilidad (Ministerio de Vivienda, 2017)

Las recomendaciones de los puntos II y III, de la Figura 2.14, se pueden utilizar para realizar un predimensionamiento de la vivienda. Sin embargo, con las ecuaciones de diseño, que se detallarán más adelante, se verificarán estas dimensiones y se obtendrán las dimensiones finales de los muros. Asimismo, las esbelteces de los muros se tendrán en cuenta en el diseño, los cuales son: la esbeltez vertical ($\lambda_V = H/e$) y la esbeltez horizontal ($\lambda_H = L/e$). Ambas condiciones deberán cumplir lo siguiente:

- $\lambda_H + 1,25 * \lambda_V \leq 17,5$
- $\lambda_H \leq 6 * e$
- $\lambda_V \leq 10 * e$

Diseño basado en el desempeño

Los muros de tapial al no poseer ductilidad, es decir, deformarse muy poco antes de llegar al colapso, se justifica el uso de refuerzos exteriores en los muros. La Norma E.080 (2017), indica que los muros deberán ser reforzados por materiales compatibles con la tierra como son: vegetal, geomallas, dinteles y/o mallas de sogas sintéticas. Estos refuerzos deben usarse en dos direcciones, pues ayuda a controlar los desplazamientos de muros y evitar colapsos parciales. En caso no sea posible usar refuerzos en dos direcciones, se debe sustentar la propuesta mediante métodos racionales y/o experimentales (Ministerio de Vivienda, 2017). El refuerzo debe fijarse desde la base del sobrecimiento a la viga collar. En todos los casos, el refuerzo horizontal coincide con los niveles inferior y superior de los vanos. Asimismo, los entresijos o techos de las edificaciones reforzadas, deben estar adecuadamente fijados al muro mediante una viga collar.

2.4.2. Ensayos de laboratorio

La Norma E.080 (2017) indica que antes de contruir con tapial se debe validar las características de la tierra por medio de pruebas de campo, descritas anteriormente, y de ensayos de laboratorio. A continuación, se detallan los ensayos de laboratorio:

Ensayos de laboratorio para esfuerzos de rotura mínimos

- I. Resistencia del material de tierra a la compresión (ensayos de compresión en cubos)

La resistencia se medirá mediante el ensayo de compresión del material en cubos de 10 cm de arista. Se deberán realizar 6 cubos de muestras de tapial, las cuales tendrán que cumplir que la resistencia promedio de las cuatro mejores muestras sea igual o mayor a la resistencia última indicada:

Resistencia última de tierra a compresión: 10.2 kgf/cm²

En el caso de que no se tenga una muestra seca, se recomienda elaborar muestras comprimidas en moldes de 0.1 x 0.1 x 0.15 m. mediante 10 golpes con un pisón de 5 kgf de peso.

II. Resistencia del material de tierra a la tracción

La resistencia se debe medir mediante el ensayo brasileño de tracción, en cilindros de 6" x 12" o 15.24 cm x 30.48 cm de diámetro y largo, respectivamente. Las muestras deberán tener humedad inicial entre 10% a 15%, y un secado cubierto de sol y viento de 28 días. Se deberán ensayar 6 especímenes, las cuales deberán cumplir que la resistencia promedio de las cuatro mejores muestras sea igual o mayor a la resistencia última indicada:

Resistencia última de tierra a tracción: 0.81 kgf/cm²

Resistencia de prismas o pilas de tapial a la compresión

Este ensayo tiene como requisito que la altura del prisma o pila sea igual a tres veces la menor dimensión de la base (aproximadamente). Se deberán ensayar 6 especímenes, los cuales deberán secarse por 28 días. La resistencia promedio de las cuatro mejores muestras deberán sea igual o mayor a la resistencia última indicada:

Resistencia última a compresión: $f'm = 6.12 \text{ kgf/cm}^2$

La resistencia a esfuerzo de compresión admisible del prisma (f_m) tiene un factor de seguridad igual a 2.5. Es decir, se multiplica la resistencia última por un factor igual a 0.40:

Resistencia admisible a compresión: $f_m = 0.40 * f'm$

Resistencia de muretes de tapial a tracción indirecta

Este ensayo tiene como requisito que las dimensiones sean aproximadamente 0.65 m x 0.65 m x e_m (espesor variable). Se deberán ensayar 6 especímenes, los cuales deberán secarse por 28 días. La resistencia promedio de las cuatro mejores muestras deberán ser igual o mayor a la resistencia última indicada:

Resistencia última a tracción: $f't = 0.25 \text{ kgf/cm}^2$

La resistencia a esfuerzo admisible de corte (V_m) tiene un factor de seguridad igual a 2.5. Es decir, se multiplica la resistencia última a tracción por un factor igual a 0.40:

Resistencia admisible de corte: $V_m = 0.40 * f' t$

Resistencia de muros a tracción por flexión

La resistencia última que recomienda la Norma E.080 (2017) es de 1.42 kgf/cm², pero no se encuentra normalizada para ensayos de laboratorio.

Módulo de elasticidad de los muros de tierra

La Norma E.080 (2017) recomienda usar 200 MPa o 2040 kgf/cm².

2.5. Principales investigaciones realizadas en el tapial

2.5.1. Investigación de ININVI

En la investigación de ININVI (1989), se resume la técnica de construcción tradicional en los departamentos de Junín (Valle de Mantaro) y Ancash (Callejón de Conchucos). Se realizaron ensayos entre los que encuentran: los ensayos estáticos de 72 muretes y 6 muros, ensayos dinámicos de 6 medios módulos y ensayos dinámicos de 2 módulos de vivienda.

Ensayo estático de compresión diagonal de muretes:

Construyeron 72 muretes de tapial con dimensiones 0.60 x 0.60 x 0.15 m., apisonados en capas de 10 cm. de altura con un mazo de concreto de 10 kgf. de peso. Emplearon 2 tipos de suelo, una arcilla de baja plasticidad proveniente del campus de la Universidad Católica (suelo "PUCP") y una arena limosa (suelo "COMAS"), cada uno se combinó con césped (0.25% en peso). La mezcla se preparó un día antes de la construcción y la humedad fue controlada mediante la prueba de "contenido de humedad".

En el primer ensayo, prepararon 51 muretes donde analizaron los efectos de la calidad del suelo, aditivo y curado. Por ello, construyeron 3 muretes para 17 diferentes casos y ensayados a compresión diagonal a una edad de 28 días. Observaron que los muretes hechos con el suelo arcilloso ("PUCP") obtuvieron la mayor resistencia a corte con un esfuerzo promedio de 1.79 kgf/cm². Por otro lado, los muretes hechos con arena limosa ("COMAS")

obtuvieron una resistencia a corte promedio de 0.59 kgf/cm^2 . En el segundo ensayo, usando el suelo "PUCP", construyeron 3 muretes para 7 diferentes tipos de junta donde analizaron la resistencia a corte. Construyeron la primera mitad y trataron la junta; luego de esperar una semana construyeron la mitad superior. Los muretes los ensayaron a compresión diagonal a una edad de 28 días. Los tipos de junta que proporcionaron una mayor resistencia al corte fueron la junta rayada y humedecida y la junta con tres estacas de eucalipto.

Ensayo de carga lateral en muros:

Construyeron 6 muros de tapial de $2.0 \times 2.0 \times 0.4 \text{ m.}$, compuestos por 4 hiladas de 0.5 m. de alto; cada hilada estuvo formada por $1 \frac{1}{3}$ de bloque, los cuales estaban conformados por 4 subcapas de tierra compactada con comba de fierro de 8 kg. Simularon las fuerzas de sismo con un sistema de tirantes horizontales unidos a un extremo del muro y en el otro a celdas de carga (Figura 2.15). Estas se apoyaban sobre un perfil rígido rotulado en su base, de modo que al jalar monotónicamente al perfil, lograron un sistema de desplazamientos de variación triangular sobre el muro.



Figura 2.15. Ensayo Estático en Muros de Tapial (ININVI, 1989)

El resultado del ensayo fue que el muro M2 que contaba con juntas rayadas y humedecidas y suelo arcilloso-arenoso obtuvo una mayor resistencia y ductilidad que el muro M1, sin tratamiento en las juntas y suelo arcilloso. A pesar que el muro M2 presentó una falla con deslizamiento a lo largo de las juntas horizontales, los resultados que obtuvieron en las curvas de capacidad (Figura 2.16) demostraron tener una mayor resistencia, aumento aproximado

del 30%, y una mayor ductilidad, aumento aproximado del 60%, en comparación al muro M1.

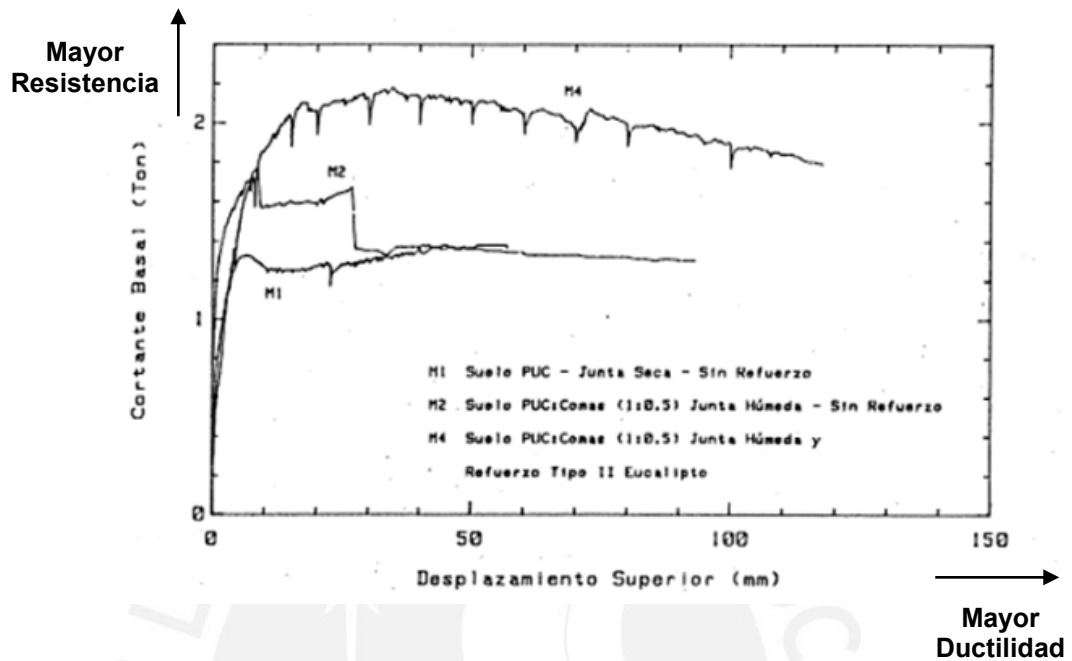


Figura 2.16. Curva de capacidad para los muros M1, M2 y M4.
(ININVI, 1989)

En el caso del muro M4 (Figura 2.16), al cual le incorporaron una doble malla de eucalipto interior (refuerzo horizontal y vertical en ambas caras), se obtuvo un aumento aproximado del 60% de resistencia y del 100% de ductilidad, en comparación con el muro M1. Concluyeron que, un refuerzo interno en los muros de tapial aumentan aún más la resistencia y ductilidad de una vivienda. Asimismo, el tipo de falla que presentó fue por tracción diagonal y los refuerzos permitieron que los bloques continuaran integrados. Sin embargo, el uso del refuerzo con doble malla de eucalipto dificultó la construcción y el proceso de compactación del tapial. Por lo que, sugieren usar un tipo de refuerzo externo que reduzca estos inconvenientes.

Ensayos dinámicos en 6 medios módulos y 2 módulos de vivienda:

Para los ensayos dinámicos, estudiaron el comportamiento sísmico de 6 medios módulos y 2 módulos de vivienda (uno construido con técnica tradicional y otro reforzado con eucalipto). Los 6 medios módulos tuvieron una sección en planta en forma de U con una longitud en sus alas igual a 4 veces su espesor.

En los medios módulos, por un lado, el medio módulo 1 (no reforzado, sin solera, tradicional) colapsó para un desplazamiento relativo de 80 mm (sismo moderado). Apreciaron un balanceo en las tapias de la cuarta hilada del muro de flexión lo que originó una falla por compresión en los bordes de las tapias de la tercera hilada. Esto produjo el volcamiento de las tapias superiores y con ello el colapso (Figura 2.17). Asimismo, observaron que las fuerzas de inercia de los muros de flexión no se transmitieron hacia los muros de corte. Por otro lado, el medio módulo 2 (no reforzado, con estacas y solera, conexión traslapada), para el mismo desplazamiento relativo se obtuvo una transmisión de las fuerzas de inercia en mayor proporción hacia los muros de corte, lo que logró la conservación del muro de flexión. Observaron que, el uso de una solera mejora la distribución de fuerzas en la estructura y uniformiza el movimiento de las tapias del muro de flexión haciéndolo vibrar como una losa apoyada en 4 bordes.



Figura 2.17. Falla del medio módulo 1 (sin solera) y conservación del medio módulo 2 (ININVI, 1989)

En los módulos de vivienda, observaron que no es recomendable el uso de refuerzo horizontal interno porque genera una congestión de refuerzo que produce dificultad en la compactación y una disminución en la resistencia de la vivienda. Por otro lado, observaron que las viviendas con refuerzos de eucalipto contribuyeron con una pseudo o falsa ductilidad en los muros logrando así un mejor comportamiento ante un sismo severo y reduciendo así la posibilidad de colapso. Por último, los refuerzos permitieron que la vivienda obtenga un comportamiento más cercano al elástico con una gran disipación de energía.

2.5.2. Investigación de SENCICO

En el 2013, en la Universidad Católica, se realizaron otros ensayos con tapial (Silva et al., 2013) entre los cuales se cuentan: ensayos en suelo (humedad, análisis granulométrico, límites líquido, plástico y de contracción), ensayos de compresión axial en prismas, ensayos de compresión diagonal en muretes cuadrados y ensayo dinámico de simulación sísmica en un módulo de tapial mejorado a escala natural.

Las pilas talladas que se ensayaron a compresión axial, se realizaron con una carga de 20 kN/min hasta la rotura. Obtuvieron como resultados la carga máxima, a partir de la cual se calculó la resistencia a la compresión promedio de 11.78 kg/cm² y observaron una falla por agrietamiento inclinado. Por otro lado, para los muretes ensayados a compresión diagonal la carga aplicada fue de 4 kN/min hasta la rotura. Registraron la carga máxima alcanzada, a partir de la cual se calculó la resistencia al esfuerzo cortante promedio de 1.69 kgf/cm² y observaron una falla por agrietamiento diagonal.

Para el esfuerzo resistente a compresión observaron que es superior a 6.12 kgf/cm², indicado en la Norma E.080 (2017). Esto se debe probablemente a que al tipo de suelo presentó un buen porcentaje de arena y arcilla y/o una adecuada compactación del suelo. En el caso del esfuerzo cortante resistente el resultado fue 1.79 kgf/cm², cercano al que se obtuvo del ensayo estático de compresión diagonal para suelo "PUCP" de la investigación de ININVI (1989).

Para el ensayo dinámico de simulación sísmica usaron un módulo de 3.40 m x 3.40 m y 1.90 m de altura libre de piso. El espesor de los muros de tapial

fue de 0.28 m. Usaron un anillo de cimentación de concreto armado, techo plano liviano y un collarín perimetral de madera. El reforzamiento estructural consistió en la colocación externa (por ambas caras del muro) de postes rollizos de madera de eucalipto de 2" a 2.5" de diámetro conectados entre sí con alambre N°8 en cada una de las juntas de los tapiales. Los resultados de estos ensayos se pueden observar en las referencias de *Ensayos en tapial mejorado* (Silva et al., 2013).

2.5.3. Investigaciones en el extranjero

Entre las organizaciones, mas reconocidas internacionalmente, que estudian las construcciones en tierra como el tapial se encuentran CRATerre, de nacionalidad francesa y PROTERRA, de nacionalidad brasileña. El primero, en su libro *Constuire en Terre* (Doat et al., 1979), describe las características de las herramientas a usar, el tipo y la preparación del suelo y el proceso de construcción de los muros de tapial. En la segunda, en su libro *Técnicas de construcción con Tierra* (Neves et al., 2011), describen la historia del tapial, técnica constructiva, materiales de construcción, curva granulométrica y curva de compactación del suelo, aglomerantes, pisones, etc.

Asimismo, la Asociación Colombiana de Ingeniería sísmica se encuentra realizando una norma para la evaluación e intervención de edificaciones patrimoniales de uno y dos pisos de adobe y tapia pisada (AIS, 2017). En el cual tendrá un capítulo sobre el análisis y diseño en el reforzamiento estructural de las patrimonios históricos de tapial. Esto ayudará a que existan más métodos de evaluación sísmica de las viviendas de tapial existentes y la posibilidad de poder reforzarlas.

2.6. Los esfuerzos admisibles en el diseño elástico

En esta investigación se usaron los conceptos de la mecánica de materiales, la cual es una rama de la mecánica que estudia los efectos internos del esfuerzo y la deformación de un elemento estructural que se encuentra sometido a cargas externas.

Para diseñar estructuras de tierra, como es el caso del tapial, se necesitará limitar los esfuerzos resistentes hasta un nivel que sea seguro. En consecuencia, para garantizar una seguridad se requiere elegir esfuerzos admisibles o permisibles que son menores que los reales. De esta manera, en el diseño, se reduce la probabilidad de que el esfuerzo aplicado sea igual o mayor al máximo esfuerzo que el elemento puede soportar (resistencia nominales o últimas). Además, se limitan los esfuerzos aplicados al elemento estructural al rango elástico.

Para obtener el esfuerzo admisible se requiere usar de un factor llamado coeficiente o factor de seguridad (FS). Según la Norma E.080 (2017), los coeficientes de seguridad son de 2.5 y 3 por la variación de calidad en material, ejecución y evaluación de las cargas. En caso de no realizar ensayos de laboratorio la norma recomienda usar un coeficiente de seguridad igual a 3.

CAPÍTULO 3: ENSAYOS REALIZADOS Y PROPUESTA DE DISEÑO

3.1. Ensayo experimentales en pilas y muretes de tapial

Los ensayos realizados en la presente investigación pretenden incrementar la información existente sobre las características físico-mecánicas del tapial; su resistencia a la compresión, corte, tracción y módulos de elasticidad y corte. Asimismo, mejorar la confiabilidad estadística que permita emplearlas en el diseño y en el análisis sísmico de los muros en el rango elástico.

3.1.1 Ensayos físicos del suelo

Análisis granulométrico por tamizado

Se realizó según la norma NTP 400.012, *Análisis granulométrico del agregado fino, grueso y global*. El ensayo consistió en hacer pasar una muestra de agregado seco, de masa conocida, a través de una serie de tamices que progresivamente van de una abertura de mayor a una menor, para determinar la distribución del tamaño de las partículas. A continuación, se muestra el gráfico de la curva granulométrica (Figura 3.1) y los resultados de la curva granulométrica (Tabla 3.1).

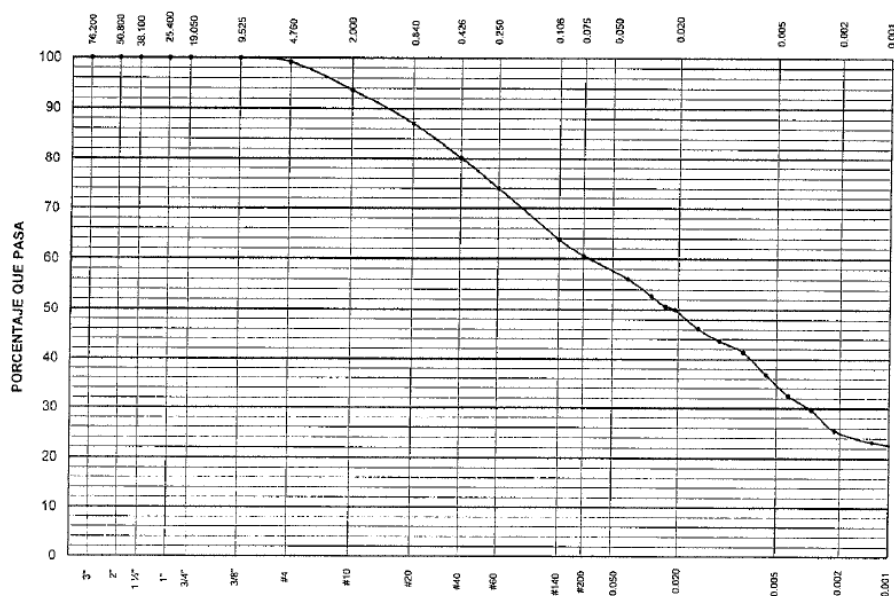


Figura 3.1. Curva granulométrica de suelo PUCP

Tabla 3.1. Resultados del análisis granulométrico del suelo PUCP

Tar AS	Tamiz ASTM	Porcentaje que pasa	Diámetro mm	Porcentaje que pasa
3	3"	100.0	0.040	57.6
2	2"	100.0	0.029	55.6
1 1/2	1 1/2"	100.0	0.024	52.8
1	1"	100.0	0.021	50.5
3/4	3/4"	100.0	0.015	48.7
3/8	3/8"	95.1	0.011	44.9
#	#4	94.4	0.008	42.1
#1	#10	92.8	0.006	37.3
#2	#20	89.9	0.004	32.6
#4	#40	85.6	0.003	28.7
#6	#60	79.2	0.002	25.5
#1	#140	65.5	0.001	22.3
#2	#200	60.7	-	-

Según la Figura 3.1, la curva granulométrica se encuentra bien distribuida, por lo que el suelo podría alcanzar una mayor densidad en su compactación. Además, se observa en la Tabla 3.1, que éste esta compuesto aproximadamente por arena (fina y gruesa) y arcilla en un 40% y 25%, respectivamente. Ambos porcentajes están dentro del rango que menciona CRATerre (Doat et al., 1979). Por lo tanto, éste sería el adecuado para su uso en la construcción.

Análisis granulométrico por sedimentación

Se realizó según la norma NTP 339.128, *Método de ensayo para el análisis granulométrico*. Consiste en la determinación cuantitativa de la distribución de los diferentes tamaños de partículas de los suelos. La clasificación de las partículas mayores que 75 μm (retenido en el tamiz N° 200) se efectúa por tamizado, en tanto que la determinación de las partículas menores que 75 μm se realiza mediante un proceso de sedimentación basada en la ley de Stokes utilizando un densímetro adecuado (Figura 3.2).



Figura 3.2. Agitador con vaso de precipitación, probetas y termómetro.

Límite líquido (LL) y límite plástico (LP)

Se realizó según la norma NTP 339.129, *Método de ensayo para determinar el límite líquido, límite plástico, e índice de plasticidad de suelos*. Estos ensayos consisten en obtener los valores de humedad del suelo en el cual se encuentra el límite de estado entre líquido a plástico conocido como Límite Líquido (LL); y el límite de estado entre plástico a semi-sólido, denominado Límite Plástico (LP).

Por un lado, para el ensayo de Límite Líquido, se hizo uso de la “cuchara de Casagrande” (Figura 3.3), el cual consiste de un cucharón donde se aplican golpes para determinar la cantidad de golpes necesarios para unir los fragmentos separados por una ranura. Por otro lado, en el caso del ensayo de Límite Plástico se hace un rollito con el material de 3mm de diámetro aproximadamente y se determina la humedad de este cuando el rodillo comience a agrietarse.



Figura 3.3. "Cuchara de Casagrande" para la determinación del LL

Límite de contracción (LC)

Se realizó según la norma NTP 339.129, *Método de ensayo para determinar el límite líquido, límite plástico, e índice de plasticidad de suelos*. Este parámetro es la humedad que indica que por debajo de este valor no se presenta contracción alguna del suelo. Para ello, se utilizó suelo que pase por la malla N°40 y se humedece al estado aproximado de límite líquido. Luego se seca en el horno y, finalmente, se coloca mercurio para medir el volumen que pueda caber en los espacios dejados por la muestra de suelo (Figura 3.4).



Figura 3.4. Instrumentos para realizar el ensayo de LC.

Prueba de colorimetría

Se realizó según la norma ASTM C40, *Determinación de materia orgánica en los agregados finos para concreto*. En esta prueba, a 450 g de suelo se le agrega 130 mL de agua y se mezcla con 70 ml de Hidróxido de Sodio (3%) lo que permite que el color de la mezcla cambie entre un color amarillo claro a café oscuro. Si la muestra resulta tener un color más oscuro que el color estándar o la placa orgánica No. 3 (Figura 3.5) debe considerarse que el agregado fino posiblemente contiene materia orgánica perjudicial y es recomendable someterlo a otros ensayos antes de su uso como agregado.



Figura 3.5. Instrumentos para realizar el ensayo de colorimetría.

A continuación en la Tabla 3.2, se presentan las características del suelo PUCP utilizado en las pruebas descritas anteriormente y su comparación con los resultados obtenidos por SENCICO (Silva et al., 2013).

Tabla 3.2. Características del suelo PUCP según los ensayos de laboratorio

Pruebas Laboratorio	SENCICO 2013	Presente Tesis
SUCS	Arcilla inorgánica de baja a media plasticidad (CL)	
Límite Líquido (LL)	31	31
Límite Plástico (LP)	20	20
Índice de Plasticidad (IP)	11	11
Peso Específico (Gs)	2.75	2.68
Límite de Contracción (LC)	10	13
Prueba de Colorimetría	-	3
Máxima densidad seca (g/cm ³)	1.88	-
Humedad óptima (%)	12.1	-
Humedad muestra (%)	20.3	-

Análisis de los resultados de las características físicas del suelo

Según la Tabla 3.2, se observa que los resultados obtenidos en los ensayos realizados en el presente estudio y los de SENCICO (2013) son similares. En relación a los índices de límite líquido LL y el índice de plasticidad IP se observa en la Figura 3.6 que el suelo corresponde a una arcilla inorgánica de baja a media plasticidad (CL). Por lo tanto, el material no estará sujeto a variaciones dimensionales altas en la etapa de compactación. La gravedad específica estimada para suelos arcillosos y limosos se encuentra alrededor de 2.65 (Das, 2013), para la presente investigación el suelo PUCP se encuentra cercano a este valor. Por otro lado, según la norma ASTM C40, la materia orgánica del suelo presenta un color estándar No. 3, lo cual indica que la concentración de materia orgánica no es perjudicial para su uso como agregado. En cuanto a las pruebas de densidad seca y humedad óptima obtenidos en el año 2013, realizados mediante la prueba Proctor estándar, muestran una humedad óptima para la compactación (entre 9 y 17%), el cual se encuentra dentro del rango que menciona CRATerre (Doat et al., 1979). Al presentar el mismo tipo de suelo ambas investigaciones se puede inferir que estos resultados son similares para el presente estudio. Por lo tanto, el suelo se encuentra dentro de los parámetros adecuados para su uso en la construcción de viviendas de tapial.

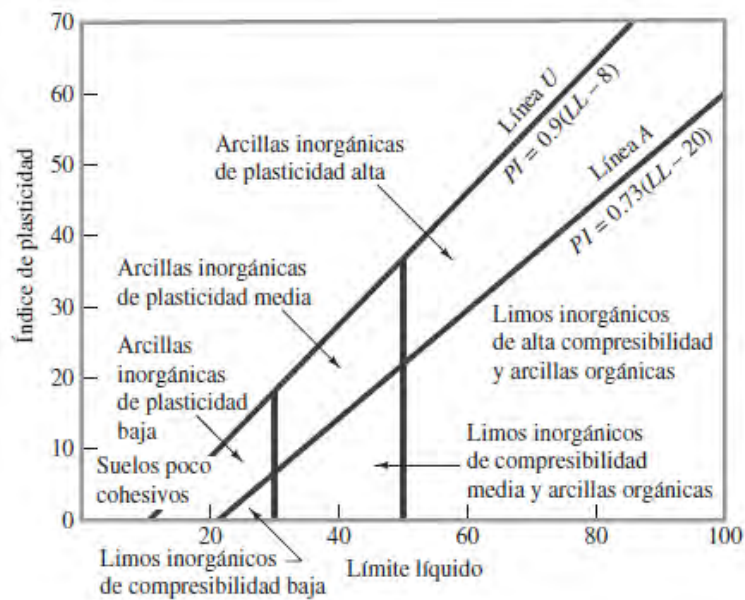


Figura 3.6. Carta de plasticidad de Casagrande (Das, 2013)

3.1.2 Ensayo de compresión axial en prismas (pilas)

Se realizó el ensayo a compresión axial de 5 prismas de tapial de 26 cm x 40 cm x 80 cm con una dosificación del suelo de 5/1/1 (tierra/arena/paja) a una velocidad de 20 kN/min. Los materiales e instrumentos que se utilizaron fueron: una máquina universal MTS, una grúa de laboratorio (Figura 3.8) y dos LVDT (Figura 3.9). En el ensayo se midió la resistencia a compresión axial (f'_m) y el módulo de elasticidad (E'_m).

Resistencia a compresión axial (f'_m)

Según San Bartolomé et al. (2011), la resistencia individual a compresión axial de una pila (f_m) se obtiene después de 28 días de secado y se calcula dividiendo la carga de rotura entre el área bruta de la sección transversal. Además, según la Norma E.080 (2017), se calcula el valor promedio de las cuatro mejores muestras ($f_{m \text{ prom}}$). Luego, se halla la resistencia característica (f'_m) restando al valor promedio la desviación estándar (σ):

$$f'm = fm_{prom} - \sigma$$

$$f'm = 8.49 \frac{Kgf}{cm^2} - 1.90 \frac{kgf}{cm^2}$$

$$f'm = 6.59 \frac{kgf}{cm^2}$$

Se observa que esta resistencia se encuentra por encima de lo que indica la Norma E.080 (2017) (6.12 kgf/cm²). Por lo tanto, la resistencia a compresión calculada experimentalmente puede ser considerada en el diseño.

Módulo de elasticidad (E'm)

Para calcular el módulo de elasticidad "E'm" se necesitó instrumentar las caras opuestas de menor sección con 1 LVDT por cada cara. Las bases de los instrumentos se colocaron en el centro de las caras separadas aproximadamente 45 cm. Durante el ensayo, se registró la gráfica "carga P vs desplazamiento D" captada por cada instrumento. Cuando la carga llegaba al orden del 60% de la carga de rotura o se observaba que la pila estaba próximo a fallar, se retiraban los LVDT con el fin de que no se dañen (San Bartolomé et al., 2011).

Para calcular el módulo de elasticidad "E'm" se empleó la parte más lineal de la gráfica P-D. En este caso, se utilizó la porción de la gráfica que estaba comprendida entre el 10% y 50% de la carga de rotura (San Bartolomé et al., 2011). A continuación, se presenta los cálculos para determinar el módulo de elasticidad:

Esfuerzo axial:

$$\Delta\sigma = \frac{\Delta P}{A}$$

Donde:

$$\Delta P = P_{50\%} - P_{10\%}$$

$$A = \text{Area transversal de la pila}$$

$$\Delta\sigma = \text{Diferencia de esfuerzos axiales}$$

Deformación unitaria asociada a ΔP :

$$\Delta\varepsilon = \frac{\Delta D}{L_0}$$

Donde:

ΔD = Deformación de la pila entre el 50% y 10% de la carga de rotura

L_0 = Distancia entre bases del LVDT

$\Delta\varepsilon$ = Diferencia de deformaciones unitarias

Por lo tanto, el módulo de elasticidad será:

$$E_m = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon}$$

Según la Norma E.080 (2017), se calcularon los valores "Em" para cada pila y se promediaron las cuatro mejores muestras para obtener el módulo de elasticidad promedio ($E_{m \text{ prom}}$). Luego, se calculó el módulo de elasticidad característico ($E'm$) restando al promedio la desviación estándar del total de muestras (σ):

$$E'm = E_{m \text{ prom}} - \sigma$$

$$E'm = 2093 \frac{\text{Kgf}}{\text{cm}^2} - 233 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$E'm = 1860 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Se observa que este módulo de elasticidad se encuentra por debajo de lo que indica la Norma E.080 (2017) (2040 kgf/cm²). Sin embargo, el módulo de elasticidad se puede determinar basándose en resultados empíricos (Gallegos y Casabonne, 2005). La evaluación experimental ha resultado en una gráfica de $E'm$ vs $f'm$ (Figura 3.7):

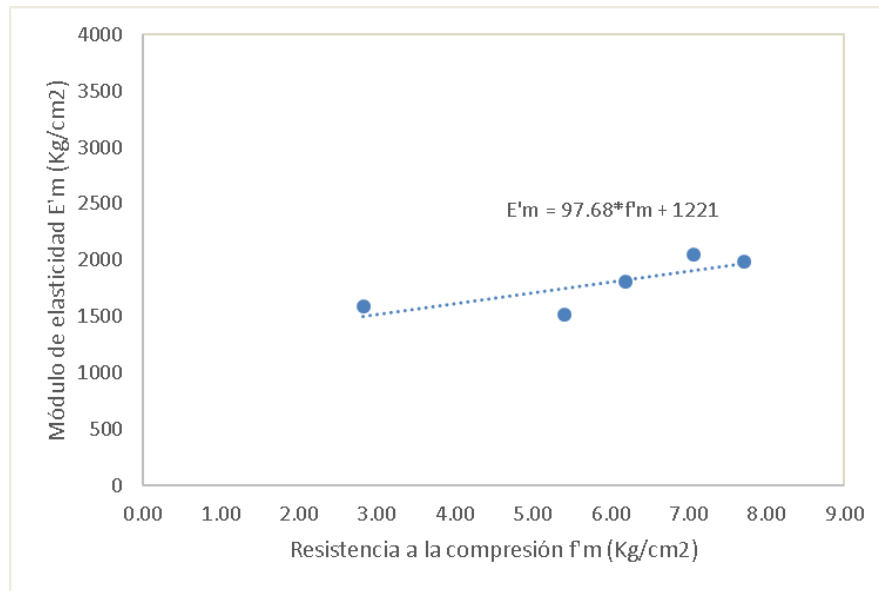


Figura 3.7. Determinación del módulo de elasticidad ($E'm$) del tapial en función de ensayos a compresión ($f'm$)

El $E'm$ dependerá del $f'm$ que se utilice y de lo conservador que se desee del diseño. Para esta investigación, el módulo de elasticidad empleado fue el de la ecuación de la Figura 3.7 con el $f'm$ calculado en el ensayo (6.59 kgf/cm²); es decir, se empleó un $E'm= 1865$ kgf/cm². Asimismo, se comparó los resultados del diseño con el $E'm$ indicado por la Norma E.080 y por la ecuación:

$$E'm = 97.7 * f'm + 1221$$

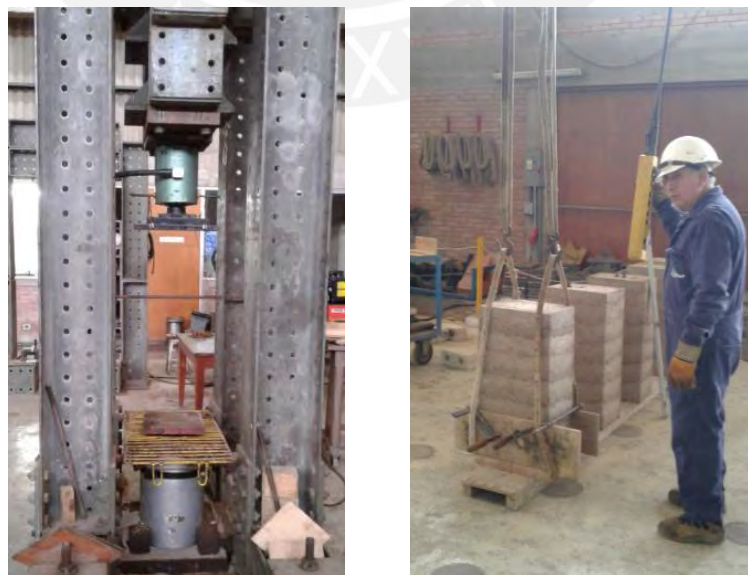


Figura 3.8. A la izquierda, máquina universal MTS. A la derecha, transporte de las pilas por medio de la grúa del laboratorio.



Figura 3.9. Colocación de los LVDT en las caras de menor dimensión

Resultados del ensayo a compresión axial

A continuación, se presenta en la Tabla 3.3 los resultados del ensayo a compresión axial de prismas. Los resultados parciales de cada espécimen se muestran en el Anexo 1.

Tabla 3.3. Esfuerzos resistentes a compresión de prismas E'm (26 cmx40 cmx80 cm)

Pila	f_m Kg/cm ²	CV f_m (*)	f_m prom Kg/cm ²	σ Kg/cm ²	f_m Kg/cm ²
1	7.30	-14%			
2	8.97	6%			
3	8.09	-5%	8.49	1.90	6.59
4	9.62	13%			
5	4.73	-44%			

(*) Coeficiente de variación

Tabla 3.4. Módulos de elasticidad de prismas E'm (26 cm x 40 cm x 80 cm)

Pila	Em kg/cm ²	CV E m (*)	Em prom kg/cm ²	σ Kg/cm ²	E'm Kg/cm ²	E'm Kg/cm ² (**)
1	1755	-15%				
2	2286	10%				
3	2045	-1%	2093	233	1860	1865
4	2216	7%				
5	1825	-12%				

(*) Coeficiente de variación

(**) E'm= 97.7*f'm+1221

Análisis de los resultados del ensayo a compresión axial:

Según la Tabla 3.3, los resultados del esfuerzo a compresión (f'm) tuvieron como coeficiente de variación o dispersión entre 5% y 44%, siendo este último inaceptable al tener una dispersión superior al 30%. Según la Norma E.080 (2017), se considera en el promedio solo las cuatro mejores muestras y se descarta del promedio el de mayor dispersión. Por otro lado, el módulo de elasticidad (E'm) tuvo una dispersión menor entre 1% y 15%. Para el promedio, según la Norma E.080 (2017), no se consideró el resultado de la pila 1 al tener la mayor dispersión.

Como se mencionó anteriormente, el esfuerzo a compresión característico de 6.59 kgf/cm² resultó ser mayor que el de la norma E.080 (2017) (6.12 kgf/cm²); por lo tanto, el f'm calculado experimentalmente puede ser considerado en el diseño. Por otro lado, el módulo de elasticidad característico de 1860 kgf/cm² resultó ser menor que el de la norma E.080 (2017) (2040 kgf/cm²). Para esta investigación, el módulo de elasticidad se calculó con la ecuación de la gráfica de E'm vs f'm (Figura 3.7). Asimismo, se compararon los resultados del diseño con el E'm indicado por la Norma E.080 y la ecuación.

3.1.3 Ensayo de compresión diagonal en muretes

Se realizó un ensayo a compresión diagonal de 5 muretes de 26 cm x 80 cm x 80 cm con una dosificación del suelo de 5/1/1 (tierra/arena/paja) a una velocidad de 10 kN/min. Los materiales e instrumentos que se utilizaron fueron una máquina universal MTS (Figura 3.12), la grúa del laboratorio, un dispositivo para transporte de muretes (Figura 3.13) y dos LVDT (Figura 3.14). La carga aplicada se realizó en la dirección de una de las diagonales a través de angulos colocados en 2 aristas opuestas y asentados sobre unos triplay. En el ensayo se midieron la resistencia a la tracción indirecta (f'_t), resistencia a corte (v'_m) y módulo de corte (G'_m).

Carga máxima (P_m) y resistencia a la tracción indirecta (f'_t)

Según San Bartolomé (2011), la resistencia individual a tracción indirecta (f_t) de un murete se obtiene después de 28 días de secado y se calcula dividiendo la carga de rotura o carga máxima (P_m) entre dos veces el lado de una cara por su espesor (Figura 3.10).

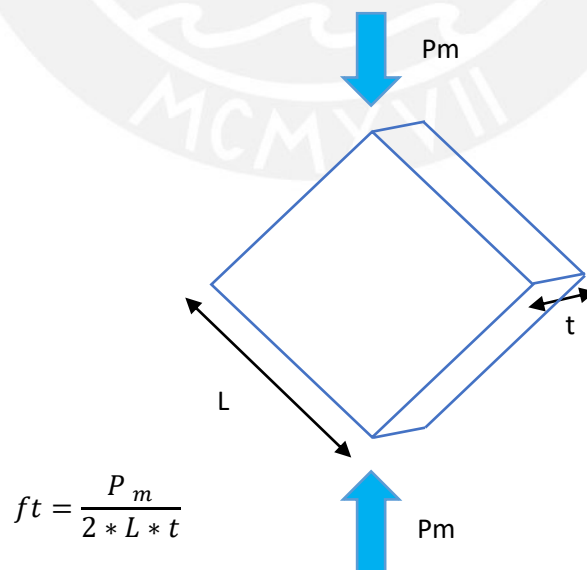


Figura 3. 10. Esquema de la compresión diagonal de muretes para calcular el esfuerzo a tracción indirecta f_t

Además, según la Norma E.080 (2017), se obtiene el valor promedio de las cuatro mejores muestras ($f_{t \text{ prom}}$) y el valor característico (f'_t), restando al valor promedio una desviación estándar (σ) del total de muestras. Finalmente, se evalúa que este valor sea igual o mayor a la resistencia última indicada en la norma.

$$f'_t = f_{t \text{ prom}} - \sigma$$

$$f'_t = 0.95 \frac{\text{Kgf}}{\text{cm}^2} - 0.06 \frac{\text{Kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$f'_t = 0.88 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Se observa que el f'_t se encuentra por encima de lo indicado por la norma E.080 (2017) (0.25 kgf/cm²). Por lo tanto, se puede concluir que el valor de la norma es conservador debido al conocimiento difundido de que la tierra posee poca resistencia a la tracción. Por otro lado, se observa que este valor sería más aplicable para el adobe, debido a la poca adherencia entre la unión adobe-mortero; por lo que, los planos son débiles y el murete falla por esta zona con mayor frecuencia (Delgado Salvador, 2006).

El tapial al contar solo con la fricción entre las unidades la adherencia es mayor y por lo tanto su resistencia a tracción debería aumentar. Además, la compactación del tapial es mucho mayor que el adobe; por lo que, la tracción debida a la expansión lateral (efecto de Poisson) debe ser mayor en el caso del tapial al contar con una mayor densidad. Por lo tanto, queda demostrado que la resistencia del tapial, en cuanto a tracción indirecta, puede llegar a ser hasta 3 o 4 veces más que el valor indicado en la norma.

Esfuerzo resistente de corte (V'_m)

Según San Bartolomé (2011), para calcular la resistencia unitaria a corte puro de un murete (V_m) se divide la carga de rotura entre el área bruta de la diagonal cargada (D^*t). Es decir, se divide la carga proyectada en la dirección de las juntas de las capas entre su área bruta (L^*t), en muretes cuadrados (Figura 3.11).

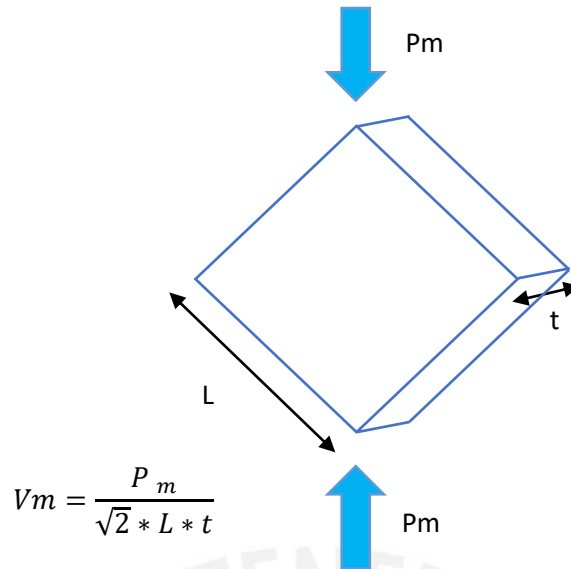


Figura 3.11. Esquema de la compresión diagonal de muretes para calcular el esfuerzo a corte V_m

Se obtiene el valor promedio de las cuatro mejores muestras ($V'_m \text{ prom}$) y el valor característico (V'_m), restando al valor promedio la desviación estándar (σ):

$$V'_m = V_m \text{ prom} - \sigma$$

$$V'_m = 1.35 \frac{\text{Kgf}}{\text{cm}^2} - 0.09 \frac{\text{Kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$V'_m = 1.26 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

i. Esfuerzo admisible de corte (V'_{adm})

Según la Norma E.080 (2017), para calcular el esfuerzo admisible a corte (V_{adm}) se multiplica por 0.40 al esfuerzo resistente a tracción indirecta. Entonces, el V'_{adm} es igual a:

$$V_{adm} = 0.4 * f' t$$

$$V_{adm} = 0.4 * 0.88 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$V_{adm} = 0.35 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Se observa que si se utilizara el valor mínimo que indica la Norma E.080 para el f_t (0.25 kgf/cm²), en la ecuación antes descrita, el V_{adm} mínimo sería 0,10 kgf/cm². Por lo tanto, el V_{adm} obtenido es 3.5 veces más que el indicado en la norma E.080.

Módulo de Corte (G'_m)

Para calcular el módulo de corte " G'_m " se instrumentó una cara de los muretes con 2 LVDT que midieron la deformación en ambas diagonales. Las bases de los instrumentos se colocaron en la parte central de las caras, separadas aproximadamente 50 cm. Durante el ensayo, se registró la gráfica "carga P vs desplazamiento D" captada por cada instrumento. Cuando la carga llegaba al orden del 60% de la carga de rotura o se observaba que el murete estaba próximo a fallar, se retiraban los LVDT con el fin de que no se dañen (San Bartolomé et al., 2011).

Para calcular el " G_m " se trabajó con la parte más lineal de la gráfica P-D. Por ello, se siguió la porción de la gráfica que comprendía entre el 10% y 50% de la carga de rotura (San Bartolomé et al., 2011). A continuación, se presenta el procedimiento que se usó para el cálculo del módulo de corte:

Esfuerzo cortante:

$$\Delta V_m = \frac{\Delta P}{A}$$

Donde:

$$\Delta P = P_{50\%} - P_{10\%}$$

$$A = \text{área bruta de la diagonal cargada } (D * t)$$

$$\Delta v_m = \text{Diferencia de esfuerzos cortantes}$$

Deformación unitaria asociada a ΔP de cada LVDT:

LVDT de compresión:
$$\Delta \varepsilon_1 = \frac{\Delta D}{L_{oc}}$$

LVDT de tracción:
$$\Delta \varepsilon_2 = \frac{\Delta D}{L_{ot}}$$

Donde:

ΔD = Deformación de la pila entre el 50% y 10% de la carga de rotura

L_{oc} y L_{ot} = Distancias entre bases del LVDT

$\Delta \varepsilon_1$ = Diferencia de deformaciones unitarias para LVDT a compresión

$\Delta \varepsilon_2$ = Diferencia de deformaciones unitarias para LVDT a tracción

La deformación angular “ γ ” está dada por la suma en valor absoluto de las deformaciones unitarias registradas por cada LVDT:

$$\Delta \gamma = \Delta \varepsilon_1 + \Delta \varepsilon_2$$

Donde:

$\Delta \gamma$ = Deformación unitaria angular

$\Delta \varepsilon_1$ y $\Delta \varepsilon_2$ = Diferencia de deformaciones unitarias para compresión y tracción

Por lo tanto:

$$G_m = \frac{\Delta V_m}{\Delta \gamma}$$

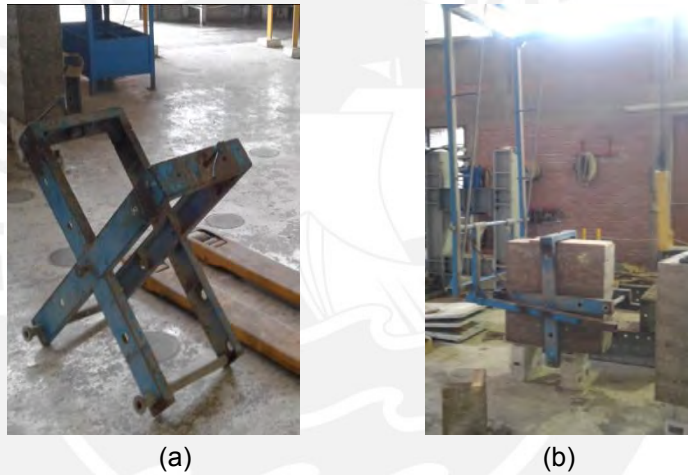
De esta manera, se calcularon los valores “ G_m ” para cada murete y el valor promedio de las cuatro mejores muestras ($G_{m_{prom}}$). El Módulo de Corte característico ($G'm$), resulta de la diferencia entre el valor promedio y la desviación estándar (σ) :

$$G'm = G_{m_{prom}} - \sigma$$

$$G'm = 1348 \frac{Kgf}{cm^2} - 375 \frac{Kgf}{cm^2}$$
$$G'm = 973 \frac{kgf}{cm^2}$$



Figura 3.12. Máquina universal MTS



(a)

(b)

Figura 3.13. (a) dispositivo que se usó para el transporte de los muretes. (b) transporte del primer murete por medio del dispositivo y la grúa.

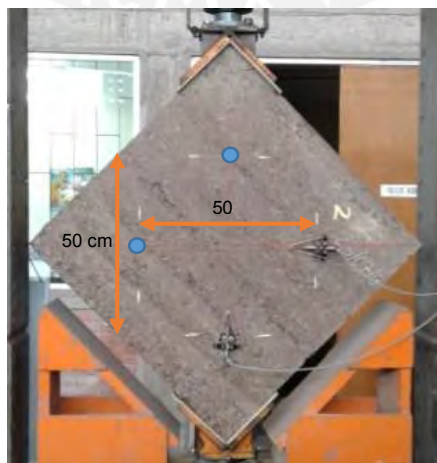


Figura 3.14. Las bases del LVDT están separadas 50 cm aproximadamente.

Resultados del ensayo a compresión diagonal

A continuación, se presentan en las Tablas 3.5, 3.6, 3.7 y 3.8 los resultados del ensayo a compresión diagonal de los muretes. Los resultados parciales de cada espécimen se muestran en el Anexo 2.

Tabla 3.5. Carga máxima a compresión diagonal en muretes Pmax(26 cm x 80 cm x 80 cm)

Nº Murete	t prom mm	d mm	A mm ²	Pmax kN	Pmax kg
1	258	1120	289333	32.92	(3357)
2	258	1122	289102	38.12	(3887)
3	259	1113	288638	37.85	(3860)
4	259	1123	290483	37.29	(3803)
5	260	1118	290307	39.69	(4047)

Tabla 3.6. Resistencias a tracción indirecta en muretes ft (26 cm x 80 cm x 80cm)

Nº Murete	ft Kg/cm ²	CV (*)	ft Promedio kg/cm ²	σ Kg/cm ²	ft kg/cm ²
1	0.81	-14.1%			
2	0.95	0.2%			
3	0.94	-1.1%	0.95	0.063	0.88
4	0.92	-2.6%			
5	0.98	3.5%			

(*) Coeficiente de variación de la muestra

Tabla 3.7. Resistencias a esfuerzo cortante V'm y esfuerzo admisible Vadm en muretes (26 cm x 80 cm x 80cm)

Nº Murete	V m Kg/cm ²	CV (*)	Vm Promedio kg/cm ²	σ Kg/cm ²	V'm kg/cm ²	V adm kg/cm ²
1	1.16	-13.8%				
2	1.34	-0.1%				
3	1.34	-0.7%	1.35	0.089	1.26	0.35
4	1.31	-2.8%				
5	1.39	3.6%				

(*) Coeficiente de variación de la muestra

Tabla 3.8. . Módulos de corte de muretes G'm (26 cm x 80 cm x 80cm)

Nº Murete	Gm kg/cm ²	CV (*)	Gm Promedio kg/cm ²	σ Kg/cm ²	G'm kg/cm ²
1	750	-44.4%			
2	1387	2.9%			
3	907	-32.7%	1348	375	973
4	1567	16.2%			
5	1532	13.6%			

(*) Coeficiente de variación de la muestra

(**) $E'm = 97.7 * f'm + 1221$

Análisis de los resultados del ensayo a compresión diagonal

Según las Tablas 3.6 y 3.7, los resultados para tracción indirecta ($f't$) y corte ($v'm$) se obtuvo reducidos coeficientes de variación o poca dispersión. Según la norma E.080 (2017), el promedio debe descartar la muestra con mayor dispersión; por lo que, no se escogieron los resultados del murete 1 al tener un coeficiente de variación del 14% aproximadamente en ambos casos. Por otro lado, en la Tabla 3.8, para el módulo de corte ($G'm$), se tuvo una alta dispersión, en particular en los muretes 1 y 3 (44% y 33%, respectivamente). Por ello, para calcular el Gm promedio no se consideró el resultado del murete 1 al tener la mayor dispersión.

Como se mencionó anteriormente, el esfuerzo resistente a tracción indirecta resultó ser mayor que el de la norma E.080 (0.25 kgf/cm²); por lo tanto, se puede inferir que el valor de la norma es conservador debido a que la tierra posee poca resistencia a la tracción. Asimismo, queda demostrado que esta resistencia puede considerarse hasta 3 o 4 veces más que el valor de la norma.

Por otro lado, el esfuerzo admisible a corte ($Vadm$) al depender del resultado del $f't$, como el 40% de este, resultó ser 3.5 veces más que el esfuerzo admisible mínimo a corte (0.10 kgf/cm²). En la Norma E.080, no indican si se puede utilizar el factor de 0.40 para el esfuerzo resistente a corte (1.26 kgf/cm²). Sin embargo, si se usara el esfuerzo admisible sería 0.50 kgf/cm², siendo aproximadamente 5 veces más que el obtenido con el $f't$ de la norma y 1.4 veces más que el $f't$ del ensayo.

3.2. Propuesta de diseño de muros por esfuerzos de trabajo

3.2.1. Diseño de muros bajo carga vertical

Según la Norma E070 (2006), se considera muros portantes a los muros diseñados y construidos de tal forma que pueden transmitir cargas horizontales y verticales de un nivel superior a un nivel inferior o a la cimentación. En el caso de viviendas de tapial el sistema estructural está conformado por muros portantes, es decir, soportan además de su propio peso las cargas del techo u otros. Según Tejada (2001), la resistencia del muro dependerá de la resistencia de los tapias, la esbeltez del muro y la excentricidad de la resultante de las cargas actuantes.

Los muros tienen un esfuerzo resistente último f'_m que según la Norma E.080 (2017) debe ser mayor que 6.12 kgf/cm^2 . Para calcular el esfuerzo admisible f_m se calcula tomando un coeficiente de seguridad igual a 2.5 o factor de 0.40 al esfuerzo resistente. Por otro lado, según Concha (1977) el esfuerzo admisible se puede calcular por medio de factores de reducción de resistencia. Este método sigue consideraciones similares a las empleadas en el concreto armado y en estudios para evaluar excentricidades. A continuación, estos se presentan:

$$f_m = f'_m * \Phi_r * \Phi_c * \Phi_e * \Phi_L = \frac{f'_m}{FS}$$

Donde:

Φ_r = *coeficiente de reducción por variabilidad de la resistencia real*

Φ_c = *coeficiente de reducción por variabilidad de cargas*

Φ_e = *coeficiente de reducción por excentricidad*

Φ_L = *coeficiente de reducción por esbeltez*

FS = *factor de seguridad*

Coefficiente de reducción por variabilidad de la resistencia real (Φ_r)

Se obtiene por la multiplicación de dos factores, el primero corresponde a la variabilidad de la resistencia del material y el segundo por el tamaño del espécimen y el prototipo. Por consiguiente, el coeficiente se obtiene de la siguiente manera:

$$\Phi_r = 1.0 * 0.85 = 0.85$$

Coefficiente de reducción por variabilidad de cargas (Φ_c)

Se obtiene a partir del factor de mayoración ponderado de las cargas. Según la Norma E.060 (2009), la carga muerta tiene un factor de amplificación de 1.4 y el de carga viva 1.7. La carga viva se considera un 15% de la carga muerta. Por lo tanto, el coeficiente se obtiene de la siguiente manera:

$$\frac{1.4 * CM + 1.7 * (0.15CM)}{CM + (0.15CM)} = 1.41$$

$$\Phi_c = \frac{1}{1.41} = 0.70$$

Coefficiente de reducción por excentricidad de la resultante (Φ_e)

Se asume una excentricidad máxima, en la cual la resultante de las cargas en el muro actúa dentro del núcleo central, como máximo 5% del espesor del muro. Esta excentricidad genera un momento sobre el muro que a su vez incrementa el esfuerzo máximo en 30%, siendo mayor del esfuerzo nominal. Por consiguiente, el coeficiente se obtiene de la siguiente manera:

$$\Phi_e = \frac{\text{Esfuerzo nominal}}{\text{Esfuerzo máximo}} = \frac{1}{1.3} = 0.77$$

Coefficiente de reducción por esbeltez (Φ_L)

Se utiliza la fórmula de Euler para la carga crítica (P_{cr}) a compresión elástica:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(Kh)^2} \quad (1)$$

Donde:

$$E = \alpha * f'm$$

$$I = \frac{t^3}{12}$$

$t =$ espesor del muro

El valor de K (factor de arriostamiento) depende de las restricciones de los extremos de los muros. Cuando el muro se asemeja a una columna biarticulada (apoyo en la base y en la viga solera) tendrá como valor 1 y si se encuentra apoyado solo a su base tendrá como valor 2.

El esfuerzo crítico (f_{cr}) o esfuerzo admisible (f_m) para un muro de longitud unitaria es igual a:

$$f_{cr} = f_m = \frac{P_{cr}}{t} \quad (2)$$

Combinando las ecuaciones 1 y 2, se obtiene:

$$f_m = \frac{0.822 * \alpha}{\left(\frac{kh}{t}\right)^2} * f'm$$

Por lo tanto, el coeficiente de reducción ϕ_L sería:

$$\phi_L = \frac{0.822 * \alpha}{\left(\frac{kh}{t}\right)^2} = \left(\frac{0.908}{kh/t}\right)^2 * \alpha$$

Según la ecuación, para valores de $\frac{kh}{t}$ iguales o cercanos a 0 el ϕ_L converge gradualmente hacia infinito. Esto no debe ocurrir debido a que el valor máximo que puede tomar ϕ_L es 1. Por ello, se ha considerado adicionar a la ecuación una parábola de eje vertical en "y", cuyo vértice es el punto $V\left(\frac{K \cdot h}{t} = 0, \phi_L = 1\right)$ y que pase por el punto $P\left(\frac{K \cdot h}{t} = 1.283\sqrt{\alpha}, \phi_L = 0.5\right)$ para valores de ϕ_L mayores o iguales a 0.5.

De esta manera, la ecuación de la parábola sería de la forma:

$$\varphi_L = 1 - \theta * \left(\frac{K * h}{t}\right)^2$$

Donde θ es una constante y se calcula reemplazando el punto P en la ecuación. Entonces, la ecuación resultaría:

$$\varphi_L = 1 - \frac{0.304}{\alpha} * \left(\frac{K * h}{t}\right)^2$$

$$\varphi_L = 1 - \left(\frac{0.551 * K * h}{t * \sqrt{\alpha}}\right)^2 \geq 0.5$$

Por lo tanto, se establecen dos ecuaciones para Φ_L que dependerá de los valores de $f'm$ (esfuerzo resistente a compresión), K (fórmula de Euler), h (altura) y t (espesor). A continuación, se muestra en la Tabla 3.9 las condiciones para la relación de esbeltez $\frac{K \cdot h}{t}$ para calcular Φ_L :

Tabla 3.9. Condiciones para calcular el factor de esbeltez Φ_L (adaptado de Concha, 1977)

Condición	Factor de Esbeltez (Φ_L)
$\frac{K * h}{t} \geq 1.283\sqrt{\alpha}$	$\left(\frac{0.908}{kh/t}\right)^2 * \alpha$
$\frac{K * h}{t} < 1.283\sqrt{\alpha}$	$1 - \left(\frac{0.551 * K * h}{t * \sqrt{\alpha}}\right)^2$

A continuación, se muestra la Figura 3.15 para calcular el Φ_L a partir del Kh/t para tres diferentes esfuerzos a compresión $f'm$: 5, 8 y 11 Kgf/cm². El módulo de elasticidad $E'm$ (2040 Kgf/cm²) se obtuvo de la norma E.080 (2017).

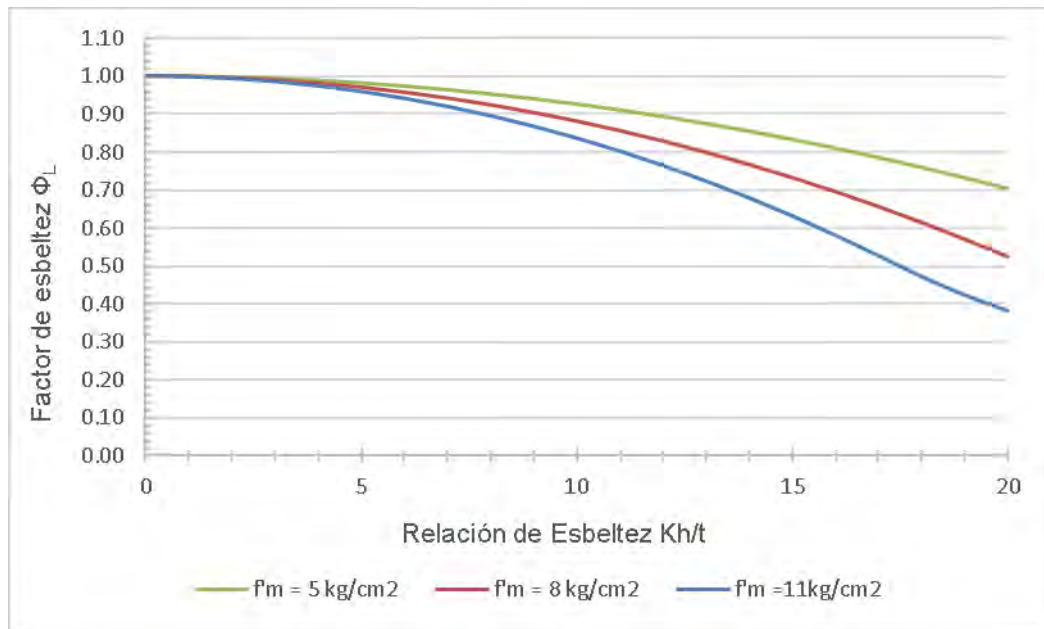


Figura 3.15. Coeficiente de reducción por esbeltez Φ_L para diferentes casos de $f'm$ (Fuente: propia)

Finalmente, se utilizan todos estos factores de reducción en la ecuación para calcular el esfuerzo admisible f_m . Donde el coeficiente de reducción a calcular sería solo el de esbeltez Φ_L :

$$f_m = \Phi_r * \Phi_c * \Phi_e * \Phi_L * f'm = 0.46 * \Phi_L * f'm$$

3.2.2. Diseño de muros bajo cargas de sismo

Fuerzas Sísmicas Horizontales

Según la norma E.080 (2017), para el cálculo de la fuerza sísmica horizontal (H) en la base de las edificaciones con tierra se determinará de la siguiente manera:

$$H = S * U * C * P$$

Donde:

S = Factor del suelo

U = Factor de uso

C = Coeficiente sísmico regional

P = Total de cargas verticales actuantes sobre el muro

Esta ecuación ha sido desarrollada con las mismas consideraciones de la Norma E.030 (2016), para calcular la fuerza cortante de sismo en la base de una edificación. Así como lo menciona Torrealva (2009), la ecuación posee un factor de reducción de fuerza sísmica (R_o) implícito equivalente a 2 y el factor de amplificación de la respuesta estructural respecto a la aceleración del suelo (C) igual a 1, basado en el casi nulo rango elástico de la tierra.

Para cada factor se usará lo indicado por la Norma E.080 (2017) debido a que el coeficiente sísmico depende de las 4 zonas sísmicas que se encuentran también en la Norma E.030 (2016). A continuación, se muestran las tablas con los factores y coeficientes de la norma:

Tabla 3.10. Factor de suelo S según tipo de suelo (adaptado Norma E.080, 2017)

Tipo	Descripción	Factor de suelo (S)
I	Rocas o suelos muy resistentes con capacidad portante admisible > 0.3 Mpa (3.06 kgf/cm ²)	1.0
II	Suelos intermedios o blandos con capacidad portante admisible > 0.1 Mpa (1.02 kgf/cm ²)	1.4

Tabla 3.11. Coeficiente sísmico por zona sísmica C (adaptado Norma E.080, 2017)

Zona Sísmica	Coficiente Sísmico (C)
4	0.25
3	0.20
2	0.15
1	0.10

Tabla 3.12. Factor de uso (U) y densidad según tipo de edificación (adaptado Norma E.080, 2017)

Tipo de Edificación	Factor de Uso (U)	Densidad
A.030 Hospedaje		
A.040 Educación		
A.050 Salud	1.4	15%
A.090 Servicios comunales		
A.100 Recreación y deportes		
A.110 Transporte y Comunicaciones		
A.060 Industria		
A.060 Comercio	1.2	12%
A.080 Oficinas		
Vivienda: Unifamiliar y Multifamiliar Tipo Quinta	1.0	8%

Muros sometidos a cargas perpendiculares a su plano

Como se explicó anteriormente, si las cargas son perpendiculares al muro se producen flexiones, así como en las losas que presentan esfuerzos a tracción por flexión. Estos esfuerzos son los que causan las fallas en los muros si sobrepasan su esfuerzo resistente a tracción por flexión. A continuación, se presentará la teoría del desarrollo de las ecuaciones de diseño planteado por Concha (1977) y revisadas por Tejada (2001) para obtener los esfuerzos resistentes a tracción por flexión en el plano vertical y horizontal.

I. Flexión de muros de tapial en el plano vertical

La finalidad es calcular el momento flector resistente en condiciones de rotura y el momento flector resistente en condiciones de trabajo del muro. Para calcular el momento de rotura por metro de ancho, como se muestra en la Figura 3.16, se multiplica la carga de gravedad del muro (P), incluido el peso proporcional del techo o entrepiso por metro de ancho; y la excentricidad (e), para el cual el muro ha fallado.

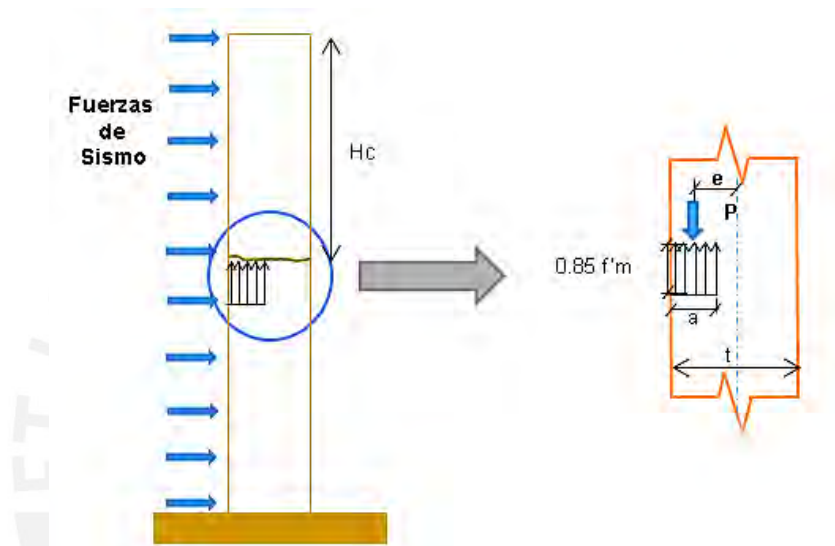


Figura 3.16. Fuerzas perpendiculares al muro para calcular el momento de rotura (Concha, 1977)

$$P = \gamma * Hc * t + P_t$$

Donde:

γ = peso específico del muro

Hc = Altura de confinamiento

t = espesor del muro

P_t = peso proporcional del techo o entrepiso

Por lo tanto :

$$\text{Momento rotura} = M_{rot} = P * e$$

Donde:

e = excentricidad de la carga de rotura

Por otro lado, se calcula el momento resistente en condiciones de trabajo del muro por metro de ancho, como se muestra en la Figura 3.17, con la ecuación para calcular la flexión en el rango elástico proveniente de la mecánica de materiales (Hibbeler, 2011):

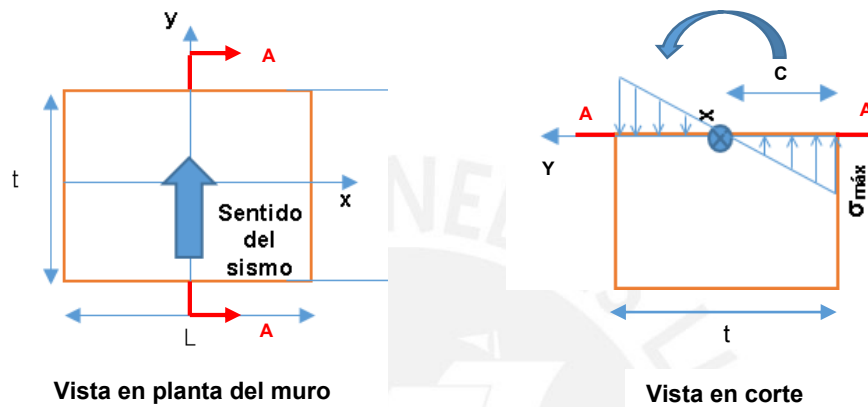


Figura 3.17. Fuerzas perpendiculares al muro para calcular el momento en condiciones de trabajo

Esfuerzo a flexión vertical máximo en la zona elástica:

$$\sigma_{\text{máx}} = \frac{Mr \cdot c}{I}$$

Donde:

$\sigma_{\text{máx}}$ = esfuerzo normal máximo

M_r = momento resistente en condiciones de trabajo

c = distancia del eje neutro hasta el punto más alejado de la sección

I = momento de inercia de la sección respecto al eje neutro (eje "x")

Siendo:

$$c = \frac{t}{2}$$

$$I = \frac{L \cdot t^3}{12}$$

Se obtiene:

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{6 * Mr}{L * t^2}$$

El esfuerzo normal máximo es el esfuerzo resistente a tracci3n por flexi3n en el plano vertical (f_v). Se despeja el momento flector resistente (M_r) para un metro de ancho y la ecuaci3n sería la siguiente:

$$Mr = f_v * \frac{t^2}{6}$$

Donde:

f_v = esfuerzo resistente a tracci3n por flexi3n en el plano vertical

t = espesor del muro

A continuaci3n, para calcular el f_v se consider3 un factor de seguridad al dividir el momento de rotura (M_{rot}) y el resistente (M_r):

$$FS = \frac{6 * P * e}{f_v * t^2}$$

Si se considera el bloque de esfuerzos equivalente (Figura 3.14) para la flexi3n del muro (Ottazzi Pasino, 2014), se puede igualar la carga de rotura (P) por metro de ancho a: $0.85 * f'_m * a$. Por lo que la relaci3n entre ambos sería:

$$a = \frac{P}{0.85 * f'_m}$$

Entonces, a partir de este valor se calcula el valor de la excentricidad (e):

$$e = \frac{t - a}{2} = \frac{t}{2} * \left(1 - \frac{P}{0.85 * t * f'_m}\right)$$

Donde el esfuerzo de confinamiento (σ) en la secci3n por metro de ancho sería igual a:

$$\sigma = \frac{P}{t}$$

Remplazando todo ello en la ecuación del coeficiente de seguridad y despejando el f_v , se obtiene:

$$f_v = \frac{3}{FS} * \sigma * \left(1 - \frac{\sigma}{0.85 * f'_m}\right)$$

Según Concha (1977), para valores frecuentes de σ y f'_m el valor resultante de la expresión entre paréntesis es ligeramente menor que 1. Sin embargo, en el caso que se realicen ensayos de laboratorio para obtener el f'_m de las pilas de tapial se puede utilizar una reducción de la fórmula para hallar el " f_v ". Como se observa en la Figura 3.18, el f_v aumenta linealmente con el esfuerzo de confinamiento o actuante (σ) hasta un valor de 1 kgf/cm² aproximadamente y a partir de allí aumenta o disminuye ligeramente según el f'_m .

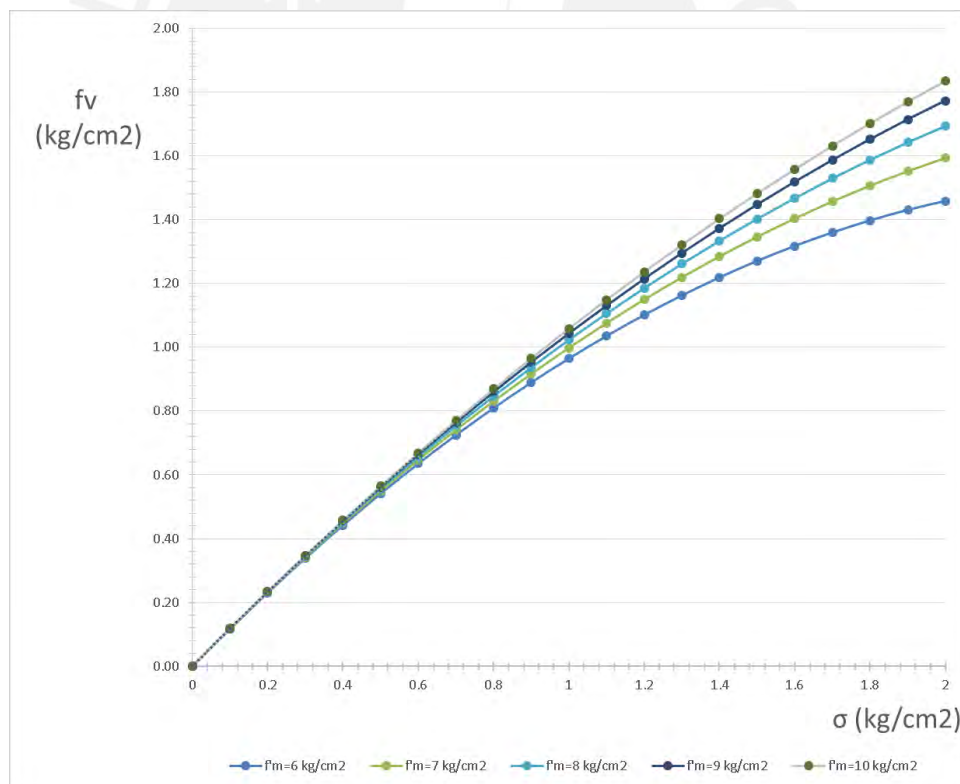


Figura 3.18. Esfuerzo resistente a tracción por flexión vertical f_v para distintos f'_m y esfuerzos de confinamiento o esfuerzo actuante (σ)

Como ya se indicó anteriormente, según la norma E.080 (2017), se consideró para los esfuerzos admisibles un factor de seguridad igual a 2.5. A continuación, en la Tabla 3.13 se muestran las fórmulas simplificadas para calcular el f_v para distintos casos de f_m :

Tabla 3.13. Fórmulas simplificadas para calcular f_v según el f_m

Caso	f_m	f_v
1	$f_m < 8$	$f_v = -0.202 (\sigma)^2 + 1.2 (\sigma)$
2	$f_m = 8$	$f_v = -0.177 (\sigma)^2 + 1.2 (\sigma)$
3	$f_m > 8$	$f_v = -0.157 (\sigma)^2 + 1.2 (\sigma)$

Donde:

σ = esfuerzo de confinamiento o actuante por metro de ancho

II. Flexión de muros de tapial en el plano horizontal

En la flexión en el plano horizontal del muro de tapial se puede observar que ocurre un giro en las tapias según un eje vertical. Este produce un momento torsor en las superficies horizontales de contacto entre las tapias que a su vez generan esfuerzos cortantes (Figura 3.19). Por otro lado, el giro trata de separar las juntas verticales entre las tapias produciendo esfuerzos a flexión horizontal (Figura 3.20).

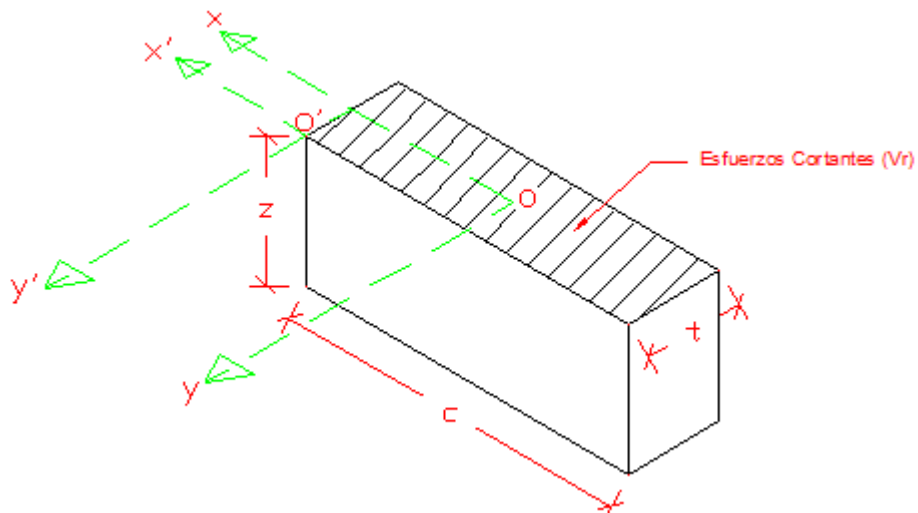


Figura 3.19. Esfuerzos cortantes en las superficies horizontales de contacto.

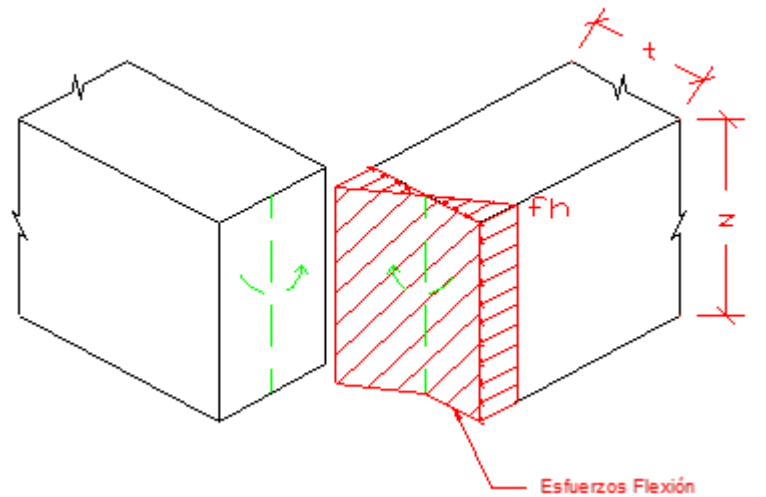


Figura 3.20. Esfuerzos de flexión en juntas verticales de contacto.

El esfuerzo cortante resistente en las superficies horizontales de contacto, puede ser representado mediante la expresión:

$$V_r = V'_m = \frac{M_{rot} \cdot \rho}{J}$$

Donde:

M_{rot} = momento torsor de rotura en el plano horizontal

ρ = distancia de un punto sobre el borde de la sección transversal al centro de giro (o, o')

J = momento polar de inercia

De la expresión anterior se despeja el momento de rotura M_{rot} :

$$M_{rot} = \frac{J \cdot V_r}{\rho} = S \cdot V'_m$$

Donde:

S = módulo resistente

V_r = Esfuerzo cortante resistente

Por otro lado, si se considera la superficie vertical de contacto entre las tapias, como se indica en la Figura 3.20, el momento resistente (M_r) en la zona elástica se puede escribir como:

$$M_r = S_f \cdot f_h$$

Donde:

S_f = módulo resistente a flexión en la junta vertical de contacto

f_h = esfuerzo resistente a tracción por flexión en el plano horizontal

Para calcular el f_h se consideraron dos hipótesis: la primera hipótesis, como lo indica Concha (1977), las deformaciones cortantes que se desarrollan en la superficie es sobre un eje rectangular y varían linealmente desde cero, en el centro del eje, hasta un máximo en las esquinas. Por otro lado, la segunda hipótesis, como lo indica la teoría de corte para secciones rectangulares (Hibbeler, 2011), considera la distancia de las deformaciones cortantes máximas en un punto sobre el borde de la sección transversal más cercano a la línea central del eje.

El procedimiento detallado para calcular el M_{rot} y el M_r se adjunta en el Anexo 3. A partir de estos momentos se formulan las ecuaciones para calcular f_h . A continuación, se presentan las ecuaciones:

- Según Concha (1977)

$$f_{h1} = \frac{30 * c}{16 * FS * z * t} * \sqrt{c^2 + t^2} * V'_m$$

- Según la teoría de corte para secciones rectangulares (Hibbeler, 2011)

$$f_{h2} = \frac{30 * c}{16 * FS * z * t^2} * (c^2 + t^2) * V'_m$$

Donde:

c = dimensión de una unidad de tapial paralelo al plano del muro

t = ancho del muro o de una unidad de tapial

z = altura de una unidad de tapial

FS = factor de seguridad

V'_m = representa el esfuerzo cortante resistente

Asimismo, el esfuerzo cortante resistente V'_m es igual a:

$$V'_m = \mu + f \cdot \sigma$$

Donde:

μ = valor de la adherencia

f = coeficiente de fricción

σ = Esfuerzo de confinamiento o actuante sobre la sección

Los coeficientes de adherencia “ μ ” y de fricción “ f ” se utilizaron de la investigación de ININVI (1989), la cual planteó dos tipos de ecuaciones según el tipo de junta que tenga el muro de tapial:

Para junta húmeda sin refuerzo:

$$V'_m = \mu + f \cdot \sigma = 0.12 + 0.35 * \sigma$$

Para junta seca sin refuerzo:

$$V'_m = \mu + f \cdot \sigma = 0.07 + 0.35 * \sigma$$

Estos coeficientes fueron obtenidos mediante mínimos cuadrados de los ensayos estáticos de carga lateral en muros sin refuerzo de ININVI (1989). En la Tabla 3.14 se muestra las diferencias en los coeficientes de adherencia “ μ ” y de fricción “ f ” entre el adobe y el tapial. Se observa que en el adobe basta con usar una mejor dosificación en el mortero para obtener un mayor coeficiente de fricción “ f ”. En cambio, en el tapial se logra mejorando el tipo de junta ya sea rayando y humedeciendo la superficie o por medio de refuerzos.

Tabla 3.14. Coeficientes de adherencia “μ” y de fricción “f” para el adobe y tapial

Material	Mortero	Esfuerzo de Adherencia μ Kg/cm2	Peso Específico γm Kg/cm2	Coefficiente de fricción f
Adobe Común (*)	Barro	0.55	1600 a 1700	0.58
Adobe Común (**)	Barro	0.15	1600 a 1700	1.09
Adobe Estabilizado con Asfalto (*)	Cemento arena 1:8	0.32	1900	1.1
	suelo-asfalto	0.25	1900	0.9
Tapial con junta húmeda (***)	Ninguno	0.12	1900	0.35
Tapial con junta seca (***)	Ninguno	0.07	1900	0.35

(*) Diseño Sísmico de construcciones de Adobe y Bloque Estabilizado. Yamashiro, et al., (1976)

(**) Adobe Diseño y Construcción. OIN. Moromi (1978)

(***) Construcción con Tapial. ININVI (1989)

Los coeficientes “u” y “f” desarrollados por ININVI (1989) no han sido los suficientes para ser estadísticamente confiables. Asimismo, se observa que el esfuerzo de adherencia μ es menor que el adobe, lo cual no tiene congruencia con los resultados del ensayo a compresión diagonal para calcular la tracción indirecta f_t. Se podría especular que el μ puede llegar a ser 3 a 4 veces más que el valor indicado por ININVI. Por lo tanto, para el diseño se ha realizado una comparación del V'_m con las ecuaciones de ININVI y el obtenido por los ensayos a compresión diagonal, el cual indica que:

$$V'_m = 1.26 \frac{Kgf}{cm^2}$$

Por otro lado, en el Anexo 4, se realizó una evaluación con diferentes dimensiones de tapias para hallar el f_h. Se evaluó diferentes casos cambiando el espesor “t” y el largo “c” de las tapias con un alto igual a 50 cm, la cual se consideró estándar. Según lo observado, en la mayoría de los casos, la ecuación que se utiliza para calcular el f_h para diferentes esfuerzos actuantes, considerando que generalmente en la construcción se utilizan tapias con una longitud mayor a la del espesor, es la hipótesis planteada por el ing. Oscar Concha (1977).

Por otro lado, el menor esfuerzo a tracción por flexión del muro, en los casos en que las tapias poseen un largo “c” igual o mayor al doble del espesor “t”, sin importar el esfuerzo actuante que presente, es el f_v . Para otros casos, se recomienda verificar el menor esfuerzo a flexión con el cálculo de f_v y f_h .

III. Momento máximo actuante en el muro

Luego de calcular el momento resistente (M_r) para el menor esfuerzo a tracción por flexión del muro (f_h o f_v) se calcula el momento máximo actuante (M_{max}) utilizando las tablas de Kalmanok propuestas por la Norma E.070 (2006). Estas asumen que el muro está sometido a cargas perpendiculares a su plano y se comporta como una losa en dos direcciones. A continuación, se muestra el momento flector actuante rectangular:

$$M_{max} = m * W * a^2$$

Donde:

m = Coeficiente de momentos en losas

W = Intensidad de la fuerza lateral

a = Dimensión crítica del muro

El valor de W se calcula según la Norma E.070 (2006), la cual señala que las cargas perpendiculares al plano del muro, que actúan para un metro cuadrado, es:

$$W = 0.8 * C_m * \gamma * e$$

Donde:

C_m = Coeficiente sísmico ($S * U * C$)

γ = Peso específico del muro

e = espesor del muro (incluyendo tarrajeos)

En los comentarios a la Norma E.070, realizado por el ing. San Bartolomé (2008), se indica que la carga W trabaja en condiciones de servicio (rango elástico) por lo que se ha dividido la carga de rotura ($w = C_m \cdot P$) entre el factor de amplificación de carga 1.25. Por lo tanto, sería lo mismo multiplicar la carga de rotura por el factor 0.8, como se muestra en la ecuación anterior. Por otro lado, los coeficientes de dimensión crítica "a" y de momentos "m" se obtienen a partir de la Tabla 3.15 de Kalmanok y los casos de bordes arriostrados de la Figura 3.21.

Tabla 3.15. Valores del coeficiente de momento "m" y dimensión crítica "a" (adapatao de Norma E.070 (2006))

Caso 1. Muro con cuatro bordes arriostrados

a= Menor dimensión

b/a = 1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2	3	∞
m=0.0479	0.063	0.076	0.086	0.095	0.102	0.12	0.125

Caso 2. Muro con tres bordes arriostrados

a= Longitud del borde libre

b/a = 0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1	1.5	2	∞
m= 0.060	0.074	0.087	0.097	0.106	0.112	0.13	0.13	0.13

Caso 3. Muro arriostrado solo en sus bordes horizontales

a= Alturo del muro

m= 0.125

Caso 4. Muro en voladizo

a= Altura del muro

m=0.5

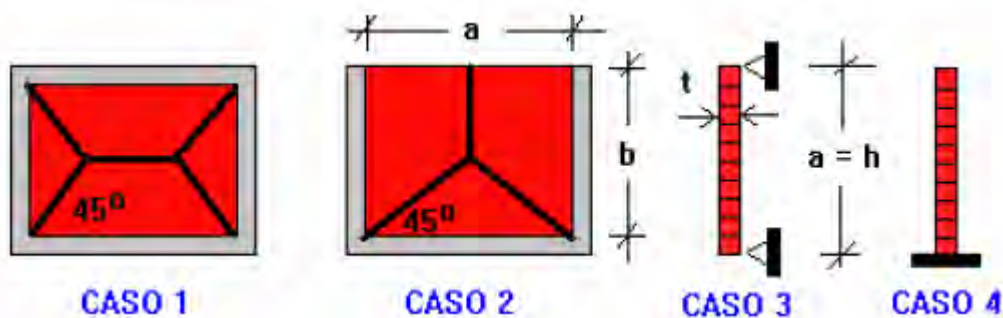


Figura 3.21. Casos para los diferentes tipos de arriostres (San Bartolomé, 2008)

Finalmente, se realizó la verificación entre el momento resistente (M_r) y el momento máximo actuante (M_{max}). Se debe cumplir que el momento máximo sea menor que el resistente. En caso de que esta condición no se cumpla se debe colocar algún tipo de refuerzo al muro, como lo señala la Norma E.080 (2017). En el ejemplo aplicativo de la propuesta de diseño, se propuso un refuerzo con postes de madera de sección cuadrada. De esta manera, los muros tienen una sección compuesta que permitirá aumentar los momentos resistentes, como se explicará más adelante.

Muros sometidos a cargas horizontales en su plano

Las cargas horizontales paralelas al muro producen dos efectos principales, el primero es la aparición de esfuerzos cortantes paralelos a las hiladas del muro y el segundo es la generación de momentos de volteo (Tejada, 2001). A continuación, se presenta la teoría del desarrollo de las ecuaciones de diseño planteado por Concha (1977) y revisadas por Tejada (2001) para calcular el esfuerzo cortante actuante y admisible:

i. Esfuerzo cortante actuante y admisible:

La carga horizontal sísmica es una fracción de las cargas verticales que actúan sobre una sección horizontal del muro. Las cargas verticales comprenden el peso propio del muro que se va a analizar y parte del peso del techo o entrepiso analizado por áreas tributarias. Por lo tanto, la carga horizontal de sismo en la base sería:

$$H = S * U * C * P = C_m * P$$

Donde:

$S =$ Factor del suelo

$U =$ Factor de uso

$C =$ Coeficiente sísmico regional

$P =$ Total de cargas verticales actuantes sobre dicho elemento

El esfuerzo cortante actuante en la base del muro será el cociente entre la carga horizontal hallada y el área de la misma. A continuación, se muestra la ecuación:

$$V_a = \frac{C_m * P}{L * t} = C_m * \sigma$$

Donde:

V_a = esfuerzo actuante en el muro

C_m = multiplicación de los factores de sismo ($S * U * C$)

σ = Esfuerzo de confinamiento sobre la sección

Para calcular el esfuerzo cortante admisible (V_{adm}), se consideró un factor de seguridad igual a 2.5 en las ecuaciones de ININVI para el esfuerzo cortante resistente (V'_m). Asimismo, se utilizó el factor de seguridad de 2.5 con el resultado obtenido de los ensayos experimentales para el f'_t , según la Norma E.080 (2017). Por lo tanto, se calculó el V_{adm} para ambos casos y se compararon para elegir el más conveniente. A continuación, se presenta la ecuación:

$$V_{adm} = 0.40 * (\mu + f * \sigma)$$

Donde:

σ = *Esfuerzo de confinamiento sobre la sección*

Se verificó que el esfuerzo actuante sea menor para ambos casos del esfuerzo admisible. Por otro lado, si resultara que el esfuerzo actuante sea igual o mayor a alguno de estos se propuso reforzar el muro según lo que indica la Norma E.080 (2017).

3.2.3. Muros de arriostre

Un muro requiere de arriostramiento cuando se encuentra sometido a cargas perpendiculares a su plano. De esta manera, se diseña un muro transversal a este para que resista los momentos de volteo al que se ve sometido el primer muro. Este muro, llamado de arriostre, contribuye con su peso a la estabilidad

de los muros y es su longitud lo principal a calcular en el diseño (Concha, 1977). A continuación, se aplicará la metodología usada por Concha (1977) y y Tejada (2001).

Estabilidad al volteo:

Se describe la teoría del desarrollo de las ecuaciones usada en el adobe (Concha, 1977) que se aplicó en el tapial para calcular la longitud requerida del muro de arriostre para que sea estable al volteo. En la Figura 3.22, se representa un tramo del muro con longitud "B" y ancho "t" que está sometido a fuerzas perpendiculares a su plano, y el muro de arriostre tiene como longitud total "L" y espesor "ta" que resiste fuerzas horizontales en su plano.

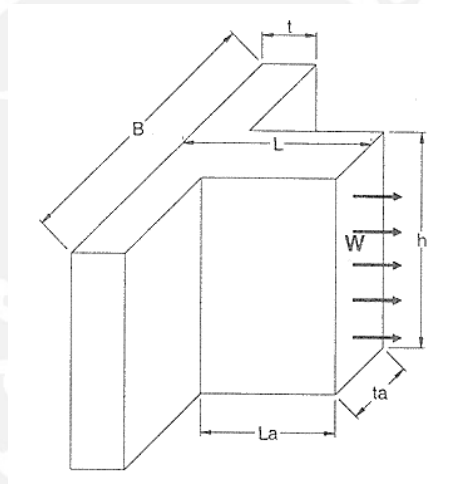


Figura 3.22. Fuerzas paralelas al muro de arriostre (Tejada, 2001)

Se establece que el peso del sistema es:

$$P = (B * t + La * ta) * h * \gamma_m + P_t + P_r$$

Donde:

γ_m = peso específico del muro

h = altura efectiva del muro

P_t = Peso proporcional del techo o entrepiso

P_r = Peso del refuerzo del muro (si es necesario)

Por lo tanto, la carga sísmica por unidad lineal de altura es:

$$W = C_m * \frac{P}{h}$$

El momento actuante en la base es:

$$M = c * W * h^2$$

El coeficiente “c” es un valor que depende de las restricciones del muro de arriostre. A continuación, se muestra la Tabla 3.16 con los valores de c que se pueden usar:

Tabla 3.16. Valores de coeficiente (c) según el tipo de restricción (Tejada, 2001)

Descripción	c
Sin restricciones en su parte superior	1/2
Con restricciones a los giros en la parte superior, pero con libertad para desplazamiento	1/3
Con libertad de giros en la parte superior, pero con restricciones en sus desplazamientos	1/8

Según la Tabla 3.16, la situación más desfavorable de un muro de arriostre se presenta cuando éste no tiene restricciones en su parte superior. En ese caso se usa $c = \frac{1}{2}$.

Entonces, el esfuerzo actuante en la base del muro de arriostre es:

$$f_a = \frac{M}{Z}$$

$$Z = \frac{t_a * L^2}{6}$$

$$f_a = \frac{6c * (C_m(B * t + L_a * t_a) * \gamma_m + P_t + P_r) * h}{t_a * L^2}$$

El esfuerzo resistente (fr) será suministrado por el peso del muro por unidad de área, es decir:

$$f_r = \gamma_m * h + \frac{P_t + P_r}{L * t_a}$$

Donde:

γ_m = peso específico del muro

h = altura efectiva del muro

P_t = Peso proporcional del techo o entrepiso

P_r = Peso refuerzo del muro

Finalmente, se igualaron ambos esfuerzos en el momento de la falla para calcular el valor de L . En este caso, se debía cumplir que el esfuerzo actuante sea menor o igual al esfuerzo resistente.

Estabilidad ante fuerzas cortantes:

En este caso, se verifica la longitud mínima de un muro de arriostre por fuerzas cortantes. Se considera el peso del sistema por su coeficiente sísmico y la sección transversal el área de la base del muro de arriostre. El esfuerzo cortante actuante V_a es el siguiente:

$$V_a = R * \frac{C_m * ((B * t + L_a * t_a) * h * \gamma_m + P_t + P_r)}{L * t_a}$$

Donde:

R = coeficiente que depende de las condiciones de borde

C_m = multiplicación de los factores de sismo ($S * U * C$)

γ_m = peso específico del muro

P_t = Peso proporcional del techo o entrepiso

P_r = Peso refuerzo del muro

Este esfuerzo actuante ocurre en la base del muro de arriostre considerando que el sistema trabaja como una ménsula. Debido a que las condiciones de borde podrían cambiar se utilizará un coeficiente R , que depende de las condiciones de borde del muro. En el caso de muros apoyados solo en su base R es igual a 1 y si es simplemente apoyado será igual a 0.5.

Para calcular el esfuerzo cortante admisible (V_{adm}), se consideró un factor de seguridad igual a 2.5 en las ecuaciones de ININVI para el esfuerzo cortante resistente (V'_m). Asimismo, se utilizó el factor de seguridad de 2.5 con el resultado obtenido de los ensayos experimentales para el f'_t , según la Norma E.080 (2017). Por lo tanto, se calculó el V_{adm} para ambos casos y se compararon para elegir el más conveniente.

Luego, se igualaron ambos esfuerzos, actuante y admisible, y se calculó el valor mínimo de la longitud “L” del muro de arriostre. Finalmente, se calculó el “L” crítico con el cual se cumplía los casos para estabilidad al volteo y fuerzas cortantes.

3.3. Propuesta de refuerzo a los muros con postes de madera

Debido a que en la Norma E.080 (2017) indica que las viviendas de tapial necesitan ser reforzadas, se plantea un refuerzo con postes de madera de sección rectangular. Para ello, se utilizará la teoría de sección transformada de 2 materiales. Esta teoría debe cumplir que el área total de la sección transversal permanezca plana después de flexionarse; por lo tanto, las deformaciones normales variarán linealmente desde cero en el eje neutro hasta un máximo en el material ubicado en el sitio más alejado de este eje (Hibbeler, 2011). A continuación, se muestra el procedimiento del diseño:

Se utilizaron los siguientes módulos de elasticidad, tanto para el tapial y la madera:

$$E_{\text{tapial}} = 1865 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$E_{\text{madera}} = 55,000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

En la Figura 3.23 se muestra una sección “Ls”, separación entre postes, de un muro con un refuerzo de postes de madera de sección rectangular ($a_1 \times b_1$). Estos postes se deben encontrar anclados tanto a la cimentación como a la viga solera del muro y entre las juntas de cada hilada deben estar unidos mediante alambre #8 o #16. A continuación, se muestran las fórmulas para calcular el esfuerzo a flexión en la zona de contacto entre el muro y los postes para un momento flector actuante M:

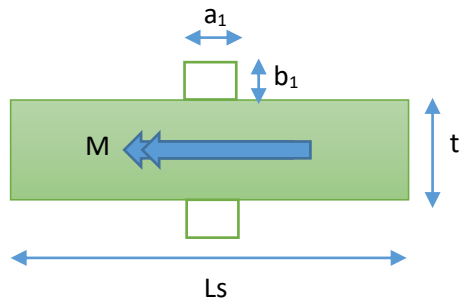


Figura 3.23. Sección de muro de tapial con refuerzos de postes de madera de sección rectangular

Donde:

a_1 = Dimensión de la sección transformada

b_1 = Dimensión del poste que no se transformará

L_s = separación entre postes

t = espesor del muro

M = Momento máximo actuante en el muro

Se calcula el factor de transformación (n) con la relación de módulos:

$$n = \frac{E_{madera}}{E_{tapial}}$$

En la Figura 3.24, al ser el módulo de madera mayor al de tapial se transforma la sección de madera a una equivalente al del tapial:

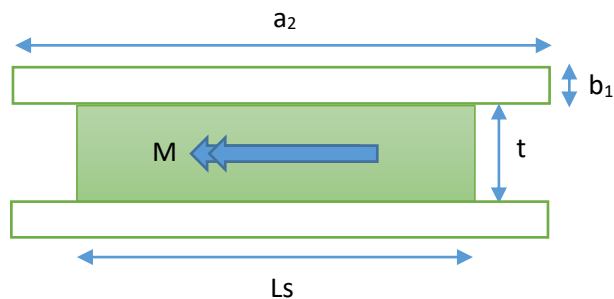


Figura 3.24. Sección transformada del muro de tapial con refuerzos de postes de madera de sección rectangular

Donde:

$$a_2 = a_1 * n$$

A continuación, se calcula la inercia total de la sección transformada:

$$I_{\text{madera+tapial}} = \left(\frac{a_2 * b_2^3}{12} + \frac{a_2 * b_2 * (b_2 + t)^2}{4} \right) * 2 + \frac{L * t^3}{12}$$

Finalmente, se calcula el esfuerzo actuante máximo que produce el momento M en el punto donde hacen contacto la madera y el muro de tapial:

$$\sigma_{\text{tapial}} = \frac{M * \frac{t}{2}}{I_{\text{madera+tapial}}}$$

Se debe verificar que el esfuerzo actuante (σ_{tapial}) sea inferior al esfuerzo resistente a tracción por flexión (f_v) del tapial en el punto donde hacen contacto la madera y el muro. Si se desea conocer el esfuerzo en la madera en ese mismo punto se multiplica al resultado anterior el factor de transformación "n":

$$\sigma_{\text{madera}} = \sigma_{\text{tapial}} * n$$

CAPÍTULO 4: EJEMPLO APLICATIVO DEL DISEÑO DE UNA VIVIENDA DE TAPIAL CON REFUERZOS

Con el objetivo de aplicar las ecuaciones de diseño planteadas anteriormente, se analizaron cuatro muros de una vivienda de tapial, de carácter pedagógico, que estaría ubicada en la ciudad de Lamas.

Se diseñaron 4 muros perimetrales (2 portantes y 2 no portantes) a compresión, flexión y cortante. Asimismo, se verificaron sus muros de arriostre por cortante y por volteo. Finalmente, se realizó un diseño de refuerzo con postes de madera y vigas soleras.

4.1. Ubicación geográfica de la vivienda

La vivienda estaría ubicada en el distrito de Lamas, provincia de Lamas, departamento de San Martín, Perú. El distrito presenta una topografía accidentada con quebradas y torrenteras; cuenta con una población de 16,544 habitantes (Comité Provincial de Defensa Civil, 2008) y según la Norma E.030 (2016), el distrito se encuentra en la zona 3.

El clima de Lamas es moderadamente húmedo y semicálido, con precipitaciones regulares. En el rubro de vivienda, la provincia posee como principal material de construcción el tapial (90 %), con techo de tejas (45%) y calamina (50%). El 86% de las vivienda tienen más de 20 años y el 10% tiene más de 10 años. Según el Comité Provincial de Defensa Civil (2008), los muros de tapial se encuentran con rajaduras y están estructuralmente deterioradas, por lo que son muy vulnerables ante movimientos sísmicos.

4.2. Descripción de la vivienda y parámetros sísmicos

La ciudad de Lamas se encuentra en una zona de alto movimiento sísmico y donde se encuentra una gran cantidad de viviendas de tapial. La arquitectura propuesta tiene una planta de 60.48 m², distribuida por dos dormitorios, una cocina y un ambiente múltiple (Figura 4.1).

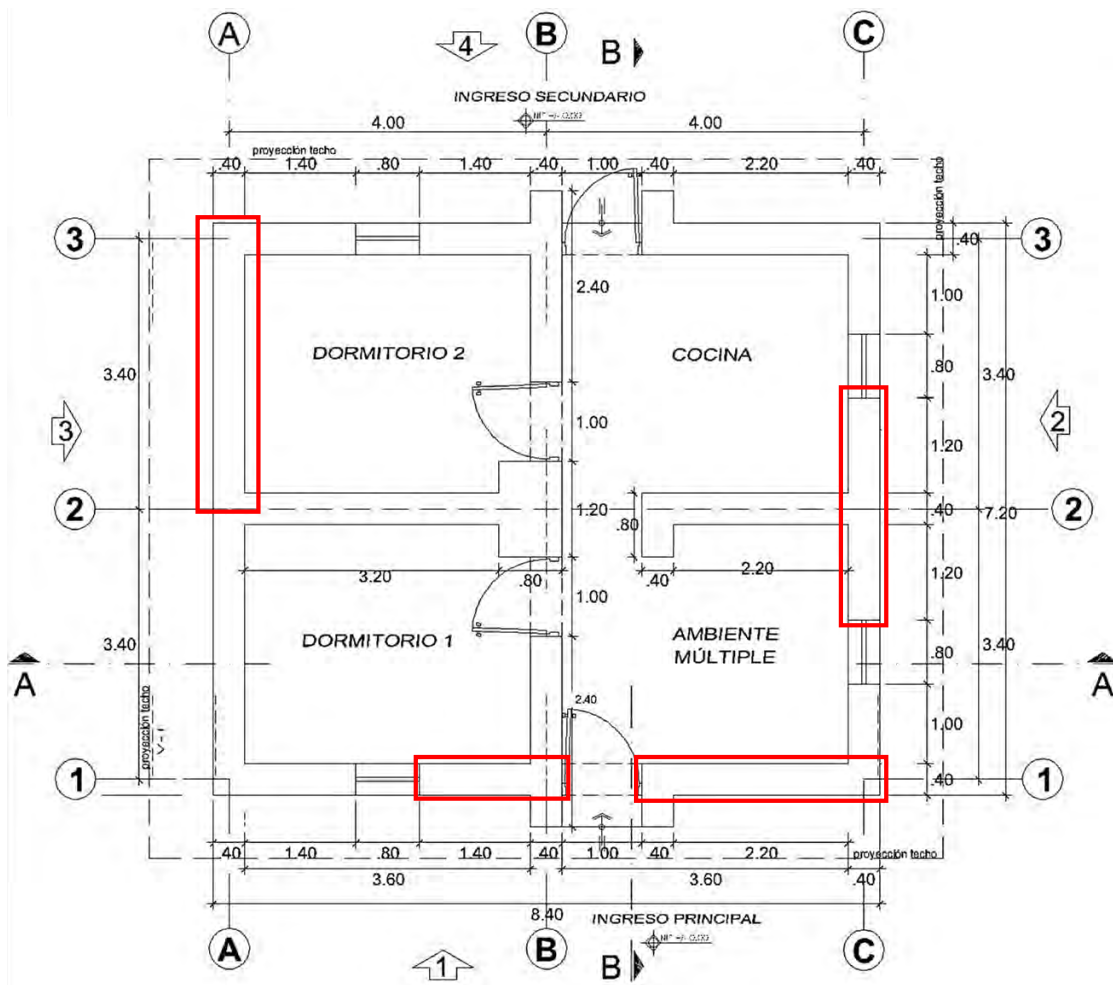


Figura 4.1. Planta general de la vivienda.

El techo a dos aguas está conformado por vigas de madera de sección rectangular espaciadas cada 50 cm. Encima de estas vigas se encuentra el carrizo junto con una torta de barro de espesor de 5 cm y tejas artesanales de espesor aproximadamente 5 cm (Figuras 4.2 y 4.3). El techo se apoya sobre las vigas soleras de los muros portantes. Estos muros cubren una altura de 2.20 m y espesor de 0.40 m. Los tímpanos de los techos y la zona libre entre los muros interiores y el techo se completa con un enmallado de madera con caña y tarrajeado con barro (quincha). El sobrecimiento y cimiento están compuestos por concreto ciclopeo. Ambos se construyen según las especificaciones señaladas en la Norma E.080 (2017). El suelo se considera como suelo intermedio o blando con capacidad portante admisible mayor que 0.1 MPa (1.02 kgf/cm²).

ELEVACIÓN 1

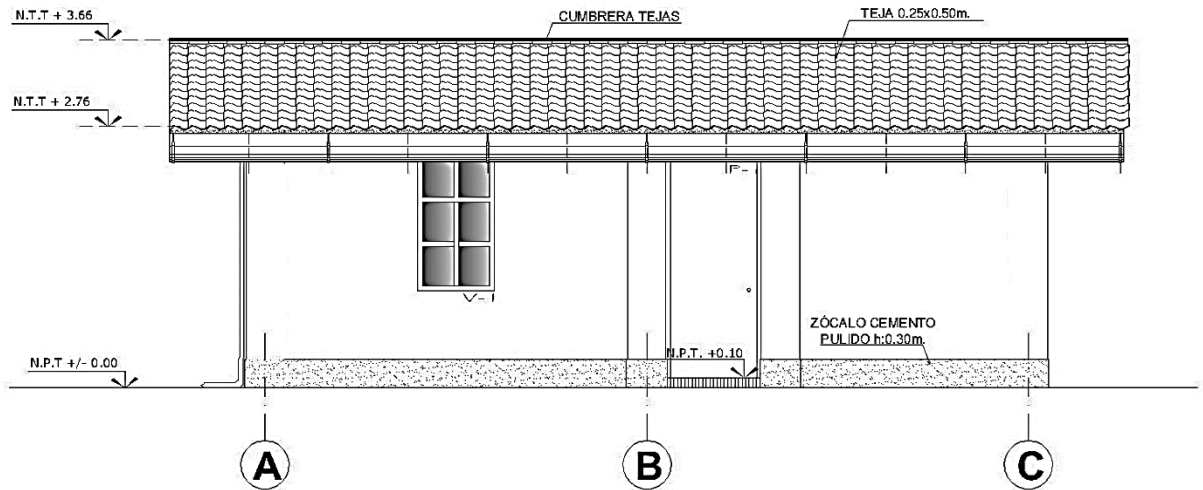


Figura 4.2. Vista lateral de la casa.

ELEVACIÓN 2

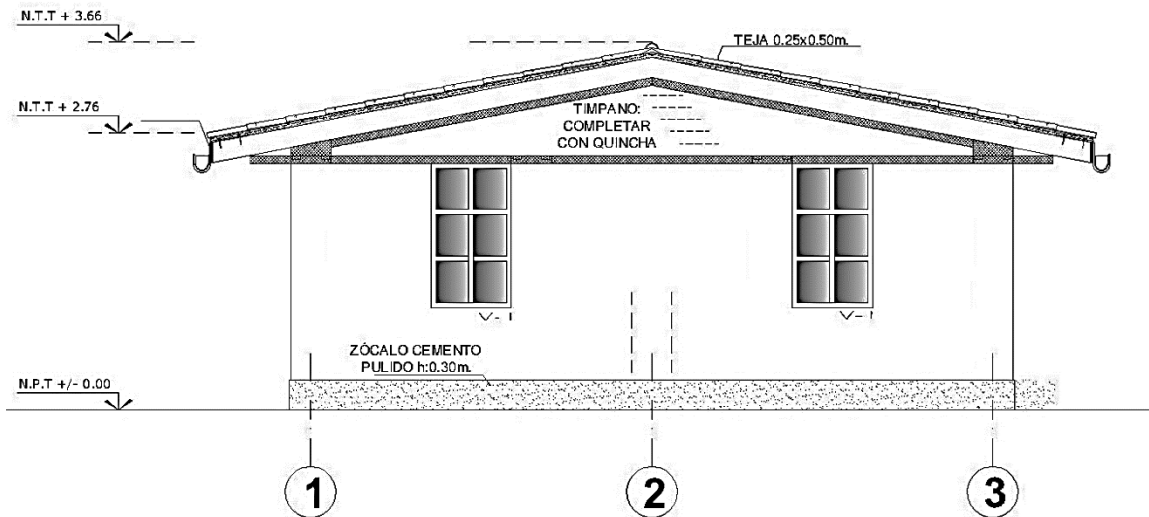


Figura 4.3. Vista transversal de la casa.

4.3. Propiedades mecánicas del tapial

En el diseño de los muros de tapial se consideraron las siguientes dimensiones para las tapias: ancho, 40cm; altura, 50 cm y largo, 120 cm. En la Tabla 4.1, se muestran las propiedades mecánicas del tapial que se consideraron en el diseño.

Tabla 4.1. Propiedades mecánicas del tapial a usarse en el diseño

Propiedad Mecánica *	kgf/cm ²	MPa
Esfuerzo Resistente a Compresión (f'_m)	6.59	0.65
Módulo de Elasticidad (E'_m)	1865	183
Esfuerzo Resistente a Tracción Indirecta (f'_t)	0.88	0.086
Esfuerzo Resistente a Corte (V'_m)	1.26	0.12
Módulo de Corte (G'_m)	973	95.4

(*) Según los ensayos realizados

En la Tabla 4.1, se muestran los resultados de los ensayos realizados en la presente investigación. El módulo de elasticidad (E'_m), se obtuvo de la ecuación de la Figura 3.7 ($E'_m = 97.7 \cdot f'_m + 1221$) y el f'_m indicado en la Tabla 4.1. Asimismo, se compararon los resultados del diseño con el E'_m de la norma E.080 (2040 kgf/cm²). El esfuerzo resistente a compresión (f'_m), se comprobó su validez mediante el ensayo a compresión de pilas. Para el factor de reducción por esbeltez Φ_L , del esfuerzo a compresión, se utilizó un factor de arriostamiento K igual a 1, ya que los muros son equivalentes a una columna biarticulada. Asimismo, el esfuerzo a tracción indirecta (f'_t), como el esfuerzo cortante admisible V_{adm} , se utilizaron en el diseño ya que se comprobó su validez mediante el ensayo a compresión diagonal de muretes. Por otro lado, el esfuerzo resistente a corte (V'_m), además del obtenido por el ensayo experimental, se comprobó con las ecuaciones de ININVI (1989) y se utilizó en el diseño el más conveniente según el análisis de los resultados.

4.4. Análisis y diseño sísmico de los muros

Para el análisis sísmico se ha considerado el techo de madera, como un diafragma semi-rígido, el cual se encuentra conectado a las vigas soleras de todos los muros perimétricos mediante pernos. La distribución de fuerzas sísmicas en los muros es de acuerdo a la masa tributaria. Asimismo, el área de corte resistente se determinó descontando la longitud de aberturas de puertas y ventanas.

Para el diseño de los muros de la vivienda se usaron las ecuaciones propuestas anteriormente en el capítulo 3. Se diseñaron en total 8 muros; 4 muros perimetrales, los cuales se marcan en rojo en la planta general (Figura 4.1), y 4 muros de arriostre. Los muros perimetrales constan de 2 muros portantes y 2 no portantes. A

continuación, se presenta en la Tabla 4.2 las dimensiones y características de los 4 muros perimetrales:

Tabla 4.2. Dimensiones de los muros perimetrales de la vivienda de tapial.

Dimensiones y características de muros (m)	Ejes del muro			
	Muros portantes		Muros no portantes	
	Eje 1 / Eje A-B	Eje 1 / Eje B-C	Eje A / Eje 3-2	Eje C / Eje 2-3
Altura libre (h)	2.20	2.20	2.20	2.20
Longitud muro (L)	1.80	3.00	3.60	1.40
Luz Libre	1.40	2.60	3.00	1.20
Espesor muro (t)	0.40	0.40	0.40	0.40
Altura de un tapial (z)	0.50	0.50	0.50	0.50
Longitud de un tapial (c)	1.20	1.20	1.20	1.20

4.4.1. Metrado de cargas

El metrado de las cargas se realizó a partir de la Norma E.020 Cargas (2006) y las consideraciones de la Norma E.030 (2016). La vivienda estará sometida a las siguientes cargas: muerta, viva, sismo y viento. Las cargas de viento se obviaron en este ejemplo debido a que las condiciones no eran críticas. Se consideró la madera tipo "C" de la Norma E.010 Madera (2006), al ser la más económica y poseer una resistencia adecuada para el techo y el refuerzo. A continuación, se muestra la Tabla 4.3 con los datos para el metrado del techo:

Tabla 4.3. Datos para el metrado del techo de la vivienda

Pendiente techo α (°)	20
Distancia longitudinal del techo (m)	10.0
Distancia transversal del techo (m)	8.80
Espaciamiento vigas @ (m)	0.50
Espesor torta barro (m)	0.05
Espesor teja artesanal (m)	0.05
Sección Viga Rectangular	
a (pulg.)	8
b (pulg.)	5

Con relación a los pesos específicos de los materiales de construcción (torta de barro, tejas artesanales y madera), éstos se tomaron de la Norma E.020

(2006). Para el tapial se consideró un peso específico aproximado indicado por ININVI (1989). A continuación, se muestra en la Tabla 4.4 los pesos específicos de los materiales de construcción:

Tabla 4.4. Pesos específicos de los materiales de construcción (ININVI, 1989; Norma E.020 Cargas, 2006)

Torta barro (kg/m ³)	Tapial (kg/m ³)	Tejas artesanales (kg/m ³)	Madera grupo "C" (kg/m ³)
1600	1900	1600	900

Carga Muerta (CM)

Como cargas muertas se consideraron los pesos de: los muros de tapial y el techo de madera. Sin embargo, no se consideró el peso del refuerzo de madera ya que no contribuye significativamente en el metrado.

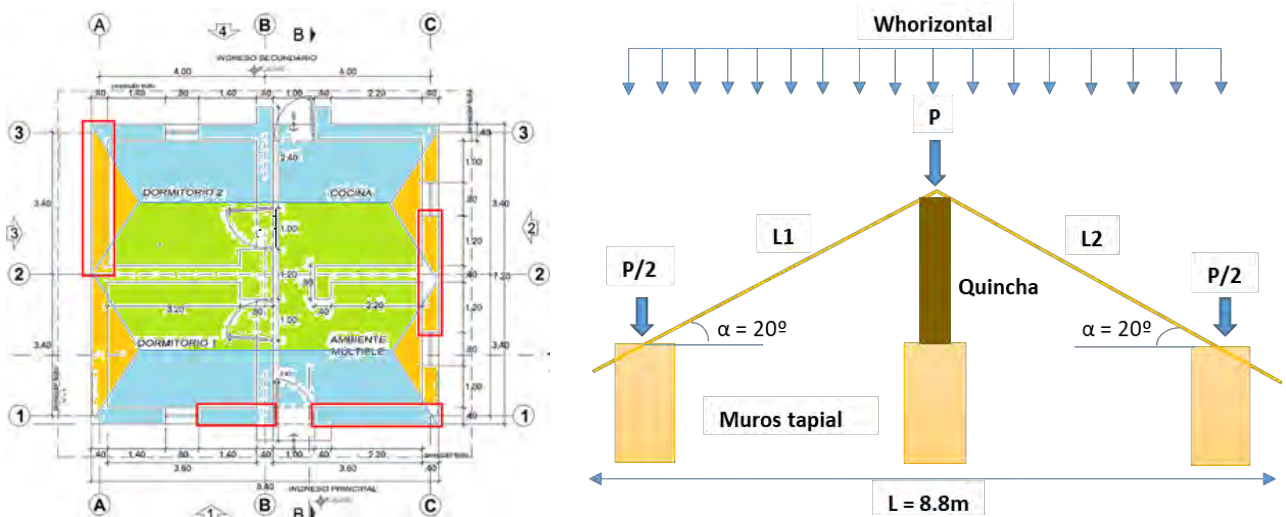
Carga Viva (CV)

De acuerdo a la Norma E.020 (2006), la carga viva correspondiente a un techo liviano de madera es igual a:

$$CV = 30 \frac{kgf}{m^2}$$

Procedimiento del metrado

Para calcular las cargas muertas provenientes del techo, en primer lugar, se calcularon las áreas tributarias de cada muro. Luego, se calculó el peso horizontal por metro cuadrado del techo según el área tributaria. En la Figura 4.4, se muestran las áreas tributarias en planta y un corte transversal del techo para una mejor visualización del metrado:



(a) (b)
 Figura 4.4. (a) Áreas tributarias y (b) corte transversal del techo.

$$\text{Peso viga} = \gamma * a * b * (L1 + L2) = 900 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3} * 0.20\text{m} * 0.13\text{m} * 9.4\text{m} = 435 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

$$\begin{aligned} \text{Peso torta barro} &= \gamma * @\text{vigas} * e_{\text{torta}} * (L1 + L2) \\ &= 1600 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3} * 0.5\text{m} * 0.05\text{m} * 9.4\text{m} = 749 \frac{\text{kgf}}{\text{m}} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Peso teja} &= \gamma * @\text{vigas} * e_{\text{teja}} * (L1 + L2) \\ &= 1600 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3} * 0.5\text{m} * 0.05\text{m} * 9.4\text{m} = 749 \frac{\text{kgf}}{\text{m}} \end{aligned}$$

Luego, para calcular la carga de techo diagonal ($CM_{\text{Techo Diagonal}}$) por m^2 se sumaron los pesos hallados anteriormente y se le dividió entre la longitud diagonal del techo ($L1 + L2$):

$$CM_{\text{Diagonal}} = \frac{\text{Peso viga} + \text{Peso torta barro} + \text{Peso teja}}{L1 + L2} = 206 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

A continuación, se calculó la carga repartida horizontalmente ($CM_{\text{Techo Horizontal}}$) por m^2 :

$$CM_{\text{Techo Horizontal}} = W_{\text{Diagonal}} * \cos(\alpha) = 206 * \cos 20^\circ = 194 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

Por otro lado, se calcularon los pesos propios de cada muro:

$$CM_{Peso Propio} = \gamma * h * L * t$$

En el caso de las cargas vivas se multiplicó el área tributaria de cada muro por el peso de 30 kgf/m². A continuación, se muestra la Tabla 4.5 los resultados de las cargas muertas y vivas de cada muro:

Tabla 4.5. Cálculo de la carga muerta y viva de cada muro perimetral

Metrado	Ejes del muro			
	Muros portantes		Muros no portantes	
	Eje 1 / Eje A-B	Eje 1 / Eje B-C	Eje A / Eje 3-2	Eje C / Eje 2-3
Area tributaria en planta (m ²)	3.96	6.60	2.25	0.72
Peso techo (*) (Kgf)	818	1363	465	149
Peso propio muro (Kgf)	3010	5016	6019	2341
Total CM (Kgf)	3827	6379	6484	2489
Total CV (Kgf)	119	198	67.5	21.6

(*) Área tributaria en planta * CM Techo Horizontal

4.4.2. Verificación por capacidad portante

En primer lugar, se calcularon los esfuerzos actuantes por carga muerta y viva. Luego, éstos se sumaron para obtener el esfuerzo total actuante en la base de los muros (fa). A continuación, en la Tabla 4.6 se muestran los esfuerzos a compresión totales en los muros:

Tabla 4.6. Cálculo del esfuerzo a compresión total en los muros

Esfuerzos actuantes por carga muerta y viva	Ejes del muro			
	Muros portantes		Muros no portantes	
	Eje 1 / Eje A-B	Eje 1 / Eje B-C	Eje A / Eje 3-2	Eje C / Eje 2-3
Total CM (Kgf)	3827	6379	6484	2489
Total CV (Kgf)	119	198	68	22
Esfuerzo por CM (kgf/cm ²)	0.53	0.53	0.45	0.44
Esfuerzo por CV (kgf/cm ²)	0.017	0.017	0.005	0.004
Esfuerzo total actuante fa (kgf/cm ²)	0.55	0.55	0.45	0.45

En segundo lugar, se calculó el esfuerzo admisible a compresión según los factores de reducción de Concha (1977) y el factor de seguridad (FS) de 2.5 de la Norma E.080 (2017). A continuación, en la Tabla 4.7 se muestran los resultados por verificación a compresión:

Tabla 4.7. Resultados de la verificación de los muros por capacidad portante

Verificación por capacidad portante	Ejes del muro			
	Muros portantes		Muros no portantes	
	Eje 1 / Eje A-B	Eje 1 / Eje B-C	Eje A / Eje 3-2	Eje C / Eje 2-3
Esfuerzo actuante f_a (kgf/cm ²)	0.55	0.55	0.45	0.45
Esfuerzo admisible f_m según Concha (kgf/cm ²)	2.92	2.92	2.92	2.92
f_m con FS=2.5	2.64	2.64	2.64	2.64
f_a / f_m Concha (%)	19%	19%	16%	15%
¿ $f_a \leq f_m$?	OK!	OK!	OK!	OK!

Como se puede observar en la Tabla 4.7, los esfuerzos totales actuantes (f_a) son inferiores al esfuerzo admisible (f_m) en un promedio del 17% aproximadamente, según los factores de reducción de Concha (1977). En el caso de utilizar el $E'm$ igual que el de la Norma E.080 (2017) (2040 kgf/cm²), se obtiene un f_m igual a 2.93 kgf/cm², lo cual diferencia es mínima. Asimismo, se calculó el esfuerzo admisible f_m según un factor de seguridad (FS) de 2.5, igual a 2.64 kgf/cm², lo cual se observa una diferencia del 9.6% y es más conservador.

4.4.3. Verificación por flexión

Para la verificación por flexión, primero se calculó la fuerza sísmica horizontal en la base de cada muro. Para ello, se utilizaron los factores sísmicos de suelo (S), de edificación (U) y coeficiente sísmico (C). A continuación, se muestra en la Tabla 4.8:

Tabla 4.8. Factores de suelo, edificación y sísmico para calcular la fuerza sísmica H.

Zona Sísmica Z	3
Factor de suelo (S)	1.4
Factor de uso (U)	1
Coeficiente sísmico C (g)	0.20

Luego, según la Norma E.030 (2016), la carga actuante total (P) para la vivienda está compuesta por la carga muerta más el 25% de la carga viva. A continuación, se muestra la Tabla 4.9 con los resultados:

Tabla 4.9. Cálculo de la cortante basal H

Fuerza sísmica horizontal	Ejes del muro			
	Muros portantes		Muros no portantes	
	Eje 1 / Eje A-B	Eje 1 / Eje B-C	Eje A / Eje 3-2	Eje C / Eje 2-3
Cm (S*U*C)	0.28	0.28	0.28	0.28
Total CM (Kgf)	3827	6379	6484	2489
Total CV (Kgf)	119	198	67.5	21.6
Carga Total P (Kgf)	3857	6428	6501	2495
Cortante Basal H (Kgf)	1080	1800	1820	699

A continuación, se calcularon los esfuerzos resistentes a tracción por flexión “ f_v ” y “ f_h ” del muro. Se utilizó un FS igual a 2.5, según la Norma E0.80 (2017). A continuación, en la tabla 4.10 se muestran los resultados:

Tabla 4.10. Cálculo de los esfuerzos resistentes a tracción por flexión “ f_v ” y “ f_h ”

Verificación por Flexión	Ejes del muro			
	Muros portantes		Muros no portantes	
	Eje 1 / Eje A-B	Eje 1 / Eje B-C	Eje A / Eje 3-2	Eje C / Eje 2-3
Factor de Seguridad FS (2.5 -3.0)	2.5	2.5	2.5	2.5
Esfuerzo actuante f_a (kgf/cm ²)	0.55	0.55	0.45	0.45
Esfuerzo a flexión f_v (kgf/cm ²)	0.60	0.60	0.50	0.50
Vm ININVI (kgf/cm ²)	0.31	0.31	0.28	0.28
Esfuerzo a flexión f_h (kgf/cm ²)	1.77	1.77	1.59	1.58

El esfuerzo a tracción por flexión vertical (f_v) se calculó con la propuesta de las fórmulas simplificadas según el f'm para el primer caso ($f'm < 8\text{kgf/cm}^2$). Debido a que el esfuerzo de confinamiento o actuante (f_a) es menor que 1kgf/cm^2 , se observa la cercanía entre los valores de este y el f_v .

El esfuerzo a tracción por flexión horizontal (f_h) se calculó con la propuesta de Concha (1977) y la ecuación de ININVI (1989) para junta húmeda sin refuerzo. Según la tabla 4.10, se comprobó que ” si el largo del tapial (c) es igual o mayor al doble de su espesor (t) el esfuerzo a tracción por flexión vertical “ f_v ” es menor al horizontal “ f_h . Asimismo, el f_v resultó ser inferior al esfuerzo

resistente mínimo que indica la norma E.080 (2017) (1.42 kgf/cm^2), el cual no es verificable por medio de ensayos.

Por otro lado, se verificó el esfuerzo horizontal " f_h " con el esfuerzo resistente a corte (v'_m) del ensayo a compresión diagonal (1.26 kgf/cm^2); por lo que se obtuvo un aumento de aproximadamente 12 veces el valor calculado anteriormente, lo cual no sería congruente por la diferencia de magnitudes entre ambos esfuerzos. Por lo tanto, para el diseño el V'_m a utilizar será con la ecuación planteada por ININVI (1989). Sin embargo, es conveniente actualizar los valores del coeficiente de adherencia " μ " con un mayor número de ensayos experimentales.

Luego, se calculó con el f_v el momento resistente (M_r) en el muro. En la Tabla 4.11, se observan los números de bordes arriostrados considerados para cada muro (" $3v$ " para 3 bordes arriostrados y " 4 " para 4 bordes). De esta manera, se halló el máximo esfuerzo actuante (M_{max}) y se verificó que éste sea menor que el M_r . A continuación, se presentan los resultados:

Tabla 4.11. Verificación de los muros por flexión.

Verificación por flexión	Ejes del muro			
	Muros portantes		Muros no portantes	
	Eje 1 / Eje A-B	Eje 1 / Eje B-C	Eje A / Eje 3-2	Eje C / Eje 2-3
Momento Resistente M_r (Kgf x m)	159	159	134	133
Nº bordes arriostrados (1 / 2 / 3v / 3h / 4):	3v	3v	4	3v
Dimensión crítica a (m)	2.20	2.20	2.20	2.20
b/a	0.60	1.20	1.40	0.50
Coefficiente de momento "m"	0.074	0.120	0.076	0.062
W (Kgf/m ²)	281	252	221	212
Momento Máximo M_{max} (Kgf x m)	100	146	81.2	63.5
M_{max} / M_r (%)	63%	92%	60%	48%
¿ $M_{max} \leq M_r$?	OK!	OK!	OK!	OK!

Como se observa en la Tabla 4.11, los momentos máximos actuantes (M_{max}) son inferiores en un promedio de 66% al momento resistente (M_r) según la metodología presentada anteriormente. Para obtener estos resultados satisfactorios es importante realizar una buena conexión entre el techo y las vigas soleras para que exista un borde arriostrado horizontal entre estas y los muros.

Por otro lado, si no se hubiera considerado la viga solera como un borde arriostrado por la mala conexión con el techo y no existiera un techo semi-rígido el número de bordes para los muros de " $3v$ " hubieran sido " 2 ". Este caso concuerda con una disposición especial que según San Bartolomé (2008)

sería igual a la Figura 4.5. En la cual se calcula la fuerza que produce el momento de falla en el área triangular superior.



Figura 4.5. Caso especial con 2 bordes arriostrados (San Bartolomé, 2008)

4.4.4. Verificación por cortante

El esfuerzo actuante se calculó mediante la metodología explicada en el capítulo “Muros sometidos a cargas horizontales en su plano”. Se consideró para el esfuerzo resistente a corte la ecuación de ININVI (1989), para junta húmeda sin refuerzo, y el resultado de los ensayos para el f_t . Asimismo, según la Norma E.080 (2017), se consideró para el esfuerzo admisible un factor de seguridad de 2.5. A continuación, se muestra la Tabla 4.12 con los resultados:

Tabla 4.12. Verificación de los muros por cortante.

Verificación por cortante	Ejes del muro			
	Muros portantes		Muros no portantes	
	Eje 1 / Eje A-B	Eje 1 / Eje B-C	Eje A / Eje 3-2	Eje C / Eje 2-3
$V_{adm} (kgf/cm^2)=0.4*f_t$	0.35	0.35	0.35	0.35
$V_{adm} (kgf/cm^2)=0.4*(\mu+\sigma*f)$	0.12	0.12	0.11	0.11
Esfuerzo actuante $V_a (kgf/cm^2)$	0.15	0.15	0.13	0.12
$V_a / V_{adm} (%)$	121%	121%	113%	111%
¿ $V_a \leq V_{adm} ?$	No cumple!	No cumple!	No cumple!	No cumple!

Según, los resultados de la Tabla 4.12, el esfuerzo actuante V_a es menor que el V_{adm} de la ecuación de ININVI; por lo que, es necesario reforzar la vivienda con algún tipo de refuerzo. En este caso se propuso usar postes de madera de sección cuadrada en los exteriores de los muros. Este tipo de refuerzo también se usó en la investigación de SENCICO (Silva et al., 2013) con postes de madera rollizos de 2”-2.5”.

Por un lado, si los muros son reforzados resistirán más los esfuerzos a flexión vertical debido a la sección transformada desarrollada en el capítulo anterior. Por otro lado, según los resultados de la investigación de SENCICO (Silva et al., 2013) y los ensayos realizados en la presente investigación, los muros a carga lateral con refuerzos de postes rollizos de 2"-2.5" y cuadrados de 2" poseen una resistencia a corte, aproximada, entre 30% y 45% más que los muros sin refuerzo.

Entonces, si se consideran los muros con el refuerzo de postes de madera aumentarían los esfuerzos admisibles V_{adm} en un 30% como mínimo. Por lo tanto, los esfuerzos actuantes a corte (V_a) serían menores a los admisibles (V_{adm}) y la vivienda soportaría estos esfuerzos. A continuación, se muestra la Tabla 4.13 con los resultados de la verificación por cortante en los muros reforzados:

Tabla 4.13. Verificación por cortante en muros reforzados con postes de madera 2"x2"

Verificación por cortante con refuerzo de postes de madera	Ejes del muro			
	Muros portantes		Muros no portantes	
	Eje 1 / Eje A-B	Eje 1 / Eje B-C	Eje A / Eje 3-2	Eje C / Eje 2-3
V_{adm} con refuerzo (kgf/cm^2)	0.16	0.16	0.15	0.15
Esfuerzo actuante a corte V_a (kgf/cm^2)	0.15	0.15	0.13	0.12
V_a / V_{adm} (%)	93%	93%	87%	86%
¿ $V_a \leq V_{adm}$?	Ok!	Ok!	Ok!	Ok!

En el caso que se utilice los postes de madera cuadrados de 2"x2", el esfuerzo admisible V_{adm} aumenta a 0.18kgf/cm^2 para los muros portantes y 0.16kgf/cm^2 para los muros no portantes. Esto se debe a la mayor inercia que poseen los postes de sección cuadrada en comparación con la sección circular.

4.5. Diseño del refuerzo de muros

Como se indicó anteriormente, se ha realizado el diseño por flexión de los refuerzos de madera de sección cuadrada 2" x 2" (5 x 5 cm), espaciados cada 35 cm, distribuidos en forma simétrica partiendo desde zonas próximas a las esquinas y conectados entre sí con alambre #16 entre las juntas de las tapias. Además, se fijan los postes en el extremo inferior a la cimentación con alambre #8 dejados a la mitad del sobrecimiento en el proceso del vaciado. En el extremo superior se amarra y clava a la viga solera perimétrica. A continuación, usando los mismos módulos de elasticidad indicados en la propuesta de diseño, se muestra en la Tabla 4.14 los resultados:

Tabla 4.14. Esfuerzos a flexión en el tapial con el refuerzo de postes de madera de 2"x2"

Diseño del refuerzo de postes de madera	Ejes del muro			
	Muros portantes		Muros no portantes	
	Eje 1 / Eje A-B	Eje 1 / Eje B-C	Eje A / Eje 3-2	Eje C / Eje 2-3
a1 (cm)	5.00	5.00	5.00	5.00
b1 (cm)	5.00	5.00	5.00	5.00
Ls (cm)	35.0	35.0	35.0	35.0
n	27.0	27.0	27.0	27.0
a2 (cm)	135	135	135	135
I total (cm ⁴)	871920	871920	871920	871920
Momento Máximo M _{max} (Kgfm)	35.2	51.2	28.4	22.2
Momento Resistente M _r (Kgf x m)	156	156	132	131
M _{max} / M _r (%)	23%	33%	21%	17%
Esfuerzo flexión fv tapial (kgf/cm ²)	0.085	0.124	0.070	0.055
Esfuerzo flexión madera (kgf/cm ²)	2.17	3.16	1.76	1.37

Se puede observar en la Tabla 4.14, que los momentos máximos actuantes (M_{max}) en los muros con refuerzos de postes de madera son menores en comparación con los muros sin refuerzo en un 35% (Tabla 4.11). Asimismo, teóricamente los muros soportarán momentos aproximadamente 3 veces más en comparación que los muros sin refuerzo.

Una de las ventajas en la colocación del refuerzo en los muros conectándolo con la viga solera, entre las juntas de los muros y la cimentación es que permite dar una mayor rigidez a las vigas soleras. Por lo tanto, garantizará que el techo se comporte como semi-rígido y la confiabilidad de considerar a las vigas soleras como bordes arriostrados horizontales.

Finalmente, como se muestran en las investigaciones realizadas en el tapial (ININVI, 1989; Silva et al., 2013) otra ventaja de incluir un refuerzo a los muros, sea con postes

de madera u de otro tipo, es que en el caso que los muros llegaran a fallar en un sismo severo o raro, las fallas no se den por deslizamiento en las juntas sino por tracción diagonal. Asimismo, los tapiales se encontrarán confinados por los refuerzos evitando así su volcamiento.

4.6. Verificación de los muros de arriostre

Se verificaron las longitudes de 4 muros de arriostre (2 portantes y 2 no portantes) y con ello las dimensiones de los muros de arriostre proporcionados en el plano. En la Tabla 4.15 se muestran los datos.

Tabla 4.15. Dimensiones y datos para verificar la longitud de los muros de arriostre.

Dimensiones y datos	Ejes de Muros de arriostre			
	Muros no portantes		Muros portantes	
	Eje B / Eje 1-2	Eje C / Eje 1-2	Eje 2 / Eje A-B	Eje 2 / Eje B-C
Altura h_a (m)	2.20	2.20	2.20	2.20
Espesor t_a (m)	0.40	0.40	0.40	0.40
Longitud L_a (m)	2.40	2.80	5.60	3.40
Coef. de momentos C (0.5, 0.333, 0.125)	0.333	0.333	0.125	0.125
Coef. de corte R (1 ó 0.5)	0.5	0.5	0.5	0.5
Longitud de L_a en los planos (m)	2.00	1.40	5.60	3.00

Como se observa en la Tabla 4.15, las longitudes “ L_a ” de los muros de arriostre en los planos difieren de las longitudes propuestas para el diseño, debido a que estas necesitan ser lo suficientemente resistentes a los momentos de volteo y/o fuerzas cortantes. El coeficiente “ c ” es un valor que depende de las restricciones del muro de arriostre, los cuales se detallaron en la metodología. Asimismo, el coeficiente de corte R es 0.5 (muro simplemente apoyado).

4.6.1. Verificación por volteo

En la verificación por volteo se calculó el esfuerzo actuante (f_a) en la base del muro y el esfuerzo resistente (f_r). Para ello, se usaron el peso del muro y del techo. Luego, se verificó que el esfuerzo actuante sea menor que el resistente. De esta manera, las longitudes “ L_a ” de los muros de arriostre en los ejes: Eje B/Eje 1-2, Eje C/Eje1-2 y Eje 2/Eje B-C fueron modificados para que cumplan esta verificación (Tabla 4.15) . A continuación, se muestra en la Tabla 4.16 los resultados:

Tabla 4.16. Verificación en los muros de arriostre ante momentos de volteo.

Estabilidad ante momentos de volteo	Ejes de Muros de arriostre			
	Muros no portantes		Muros portantes	
	Eje B / Eje 1-2	Eje C / Eje 1-2	Eje 2 / Eje A-B	Eje 2 / Eje B-C
Peso Muro (Kgf)	7022	9698	15382	8026
Peso Techo (Kgf)	0	0	5087	3089
Peso total (Kgf)	7022	9698	20469	11114
W (Kgf/m)	894	1234	2605	1415
M (Kgf-m)	1440	1989	1576	856
Esfuerzo resistente fr (kgf/cm ²)	0.42	0.42	0.63	0.62
Esfuerzo actuante fa (kgf/cm ²)	0.28	0.29	0.066	0.089
fa / fr (%)	66%	70%	10%	14%
¿ fa ≤ fr ?	Ok!	Ok!	Ok!	Ok!

4.6.2. Verificación por cortante

Para verificar las longitudes “La” de los muros de arriostre para fuerzas cortantes; primero, se calculó el esfuerzo actuante de corte V_a y luego se verificó con el esfuerzo admisible V_{adm} . Para el esfuerzo admisible en la ecuación de ININVI (1989) se consideró un factor de seguridad de 2.5. A continuación, se muestra la Tabla 4.17 los resultados:

Tabla 4.17. Resultados de la verificación de los muros de arriostre ante fuerzas cortantes.

Estabilidad ante fuerzas cortantes	Ejes de Muros de arriostre			
	Muros no portantes		Muros portantes	
	Eje B / Eje 1-2	Eje C / Eje 1-2	Eje 2 / Eje A-B	Eje 2 / Eje B-C
$V_{adm} \text{ (kgf/cm}^2\text{)} = 0.4 * (\mu + \sigma * f)$	0.10	0.12	0.13	0.11
Esfuerzo actuante a corte $V_a \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$	0.12	0.12	0.11	0.11
$V_a / V_{adm} \text{ (%)}$	83%	98%	114%	102%
¿ $V_a \leq V_{adm}$?	Ok!	Ok!	Cambiar La	Cambiar La

Como se observa las longitudes “La” consideradas en la verificación por volteo no son las adecuadas y se necesitaría seguir modificando las dimensiones. Sin embargo, como se indicó anteriormente, se propuso realizar un refuerzo en los muros con postes de madera de sección cuadrada de 2”x2”. Por lo que, se consideró en los esfuerzos admisibles un aumento del 30% aproximadamente. De esta manera, se muestra en la Tabla 4.18 los resultados de la verificación por esfuerzos cortantes en los muros de arriostre reforzados:

Tabla 4.18. Verificación por cortante en muros de arriostre reforzados con postes de madera de 2"x2"

Estabilidad ante fuerzas cortantes con muros arriostre reforzados	Ejes de Muros de arriostre			
	Muros no portantes		Muros portantes	
	Eje B / Eje 1-2	Eje C / Eje 1-2	Eje 2 / Eje A-B	Eje 2 / Eje B-C
Vadm con refuerzo (kgf/cm ²)	0.16	0.16	0.15	0.15
Esfuerzo actuante a corte Va (kgf/cm ²)	0.10	0.12	0.13	0.11
Va / Vadm (%)	64%	75%	88%	79%
¿ Va ≤ Vadm ?	Ok!	Ok!	Ok!	Ok!

4.7. Diseño y análisis sísmico de las vigas soleras

Las vigas soleras se diseñaron asumiéndolas simplemente apoyadas en los muros de arriostre, con una luz igual a la distancia horizontal entre los ejes de tales arriostres y sometidas a una carga uniformemente distribuida que actúa horizontalmente. Esta carga es equivalente al producto del coeficiente sísmico por el peso y otras cargas actuantes en el área tributaria correspondiente a la viga (Tejada, 2001).

Para el tipo de madera en las vigas soleras se utilizó la madera tipo "C" de la Norma E.010 (2006). En la Tabla 4.19 se muestra las características de los distintos tipos de madera que se utilizan en el Perú:

Tabla 4.19. Esfuerzos Admisibles y Módulos de Elasticidad de los grupos de madera en kgf/cm² (*) (Ministerio de Vivienda, 2006)

Grupo	Flexión fm	Tracción Paralela ft	Compresión Paralela fc //	Compresión perpendicular fc ⊥	Corte Paralelo fv	E mín	E promedio
A	210	145	145	40	15	95000	130000
B	150	105	110	28	12	75000	100000
C	100	75	80	15	8	55000	90000

(*) Los datos indicados corresponden a madera húmeda, y pueden ser usados para madera seca

En primer lugar, se determinó el área tributaria de la viga y se calculó el momento actuante en el centro de las vigas mediante la siguiente ecuación:

$$M_{actuante} = \frac{W * L^2}{8}$$

Donde “W” es la carga horizontal uniformemente repartida y “L” es la luz de la viga. A continuación, se muestra en la Tabla 4.20 las dimensiones de las vigas y el momento actuante:

Tabla 4.20. Cálculo del momento actuante en las vigas soleras de los muros

Viga solera sobre el muro	Ejes del muro			
	Muros portantes		Muros no portantes	
	Eje 1 / Eje A-B	Eje 1 / Eje B-C	Eje A / Eje 3-2	Eje C / Eje 2-3
Tipo de grupo de madera	C	C	C	C
Luz de la viga L (m)	4.00	4.00	3.40	3.40
Area tributaria del techo (m ²)	7.92	6.6	2.25	1.44
Peso techo (Kgf)	1635	1363	465	297
Peso propio muro (Kgf)	3010	2508	3010	2341
Carga repartida W (Kgf/cm)	42.2	35.2	31.6	24.0
Momento Actuante (Kgf*cm)	63865	53220	47769	36274

A continuación, se calculó el momento admisible en el centro de la viga con el esfuerzo admisible a flexión de la madera. Se utilizaron tres tipos de secciones de viga para obtener el mayor momento de inercia de la sección. Los tipos de secciones fueron: caso 1, con dos vigas rectangulares; caso 2, con dos vigas rollizas; y caso 3, con una viga rectangular de gran peralte. La ecuación para calcular el momento admisible en la sección fue la siguiente:

$$M_{admissible} = \frac{I * \sigma_m}{c}$$

Donde:

M = Momento admisible de la viga

I = Momento de inercia para cada tipo de sección

σ_m = esfuerzo admisible a flexión

c = distancia del eje neutro a la fibra más alejada de la viga

Luego, se verificó que el momento admisible de la sección sea mayor que el momento actuante. Asimismo, se consideró un costo para la madera de S/. 5.39 soles por pie tablar. A continuación, se muestran las figuras y tablas con los resultados para los 3 tipos de sección.

Caso 1: Dos vigas rectangulares

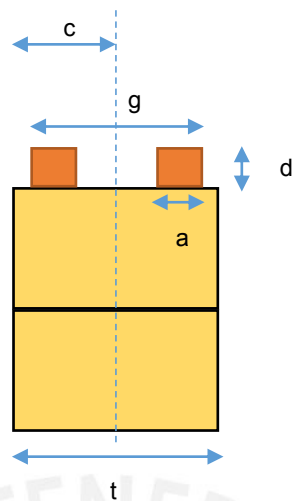


Figura 4.6. Dimensiones del caso 1 con dos vigas soleras rectangulares.

Tabla 4.21. Verificación del caso 1 con dos vigas soleras rectangulares.

Diseño 2 vigas rectangulares	Ejes del muro			
	Muros portantes		Muros no portantes	
	Eje 1 / Eje A-B	Eje 1 / Eje B-C	Eje A / Eje 3-2	Eje C / Eje 2-3
a (cm)	5	5	5	5
d (cm)	5	5	5	5
g (cm)	40	40	40	40
L (pies)	14	14	12	12
Pie Tablar	9.04	9.04	7.75	7.75
Costo (\$/.)	48.7	48.7	41.8	41.8
Esfuerzo Admisible Flexión (fm)	100	100	100	100
Inercia de la sección (cm ⁴)	15417	15417	15417	15417
Momento Admisible	77083	77083	77083	77083
¿ok?	Sí	Sí	Sí	Sí

Caso 2: Dos vigas rollizas

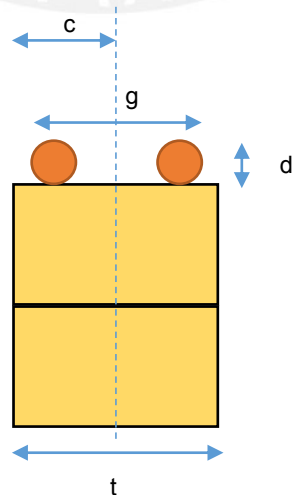


Figura 4.7. Dimensiones del caso 2 con dos vigas soleras rollizas.

Tabla 4.22. Verificación del caso 2 con dos vigas soleras rollizas.

Diseño 2 vigas rollizas	Ejes del muro			
	Muros portantes		Muros no portantes	
	Eje 1 / Eje A-B	Eje 1 / Eje B-C	Eje A / Eje 3-2	Eje C / Eje 2-3
d (cm)	7.5	7.5	7.5	7.5
g (cm)	40	40	40	40
L (pies)	14.0	14.0	12.0	12.0
Pie Tablar	16.0	16.0	13.7	13.7
Costo (S/.)	86.1	86.1	73.8	73.8
Area de la sección (cm ²)	88.0	88.0	88.0	88.0
Esfuerzo Admisible Flexión (fm)	100	100	100	100
Inercia de la sección (cm ⁴)	23642	23642	23642	23642
Momento Admisible	118212	118212	118212	118212
¿ok?	Sí	Sí	Sí	Sí

Caso 3: Una viga Rectangular de gran peralte

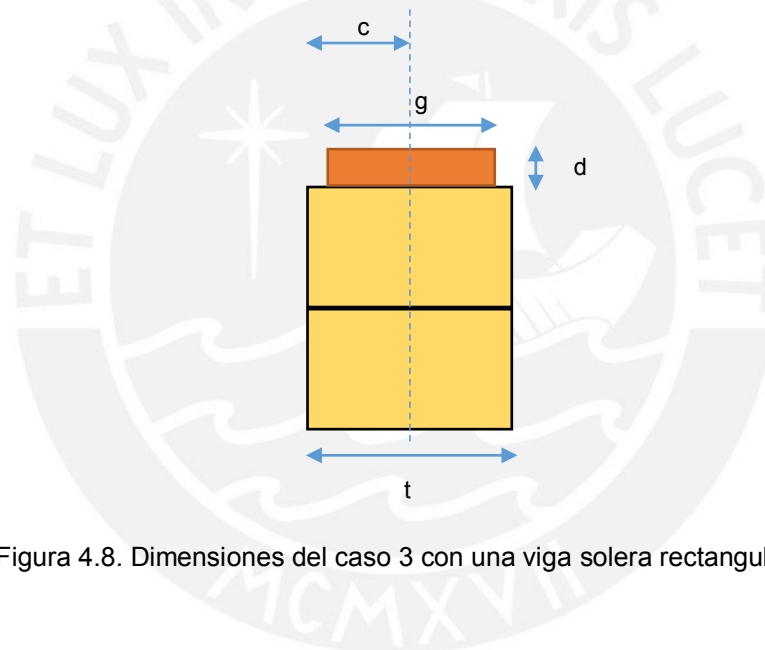


Figura 4.8. Dimensiones del caso 3 con una viga solera rectangular

Tabla 4.23. Verificación del caso 3 con una viga solera rectangular

Diseño 1 viga rectangular	Ejes del muro			
	Muros portantes		Muros no portantes	
	Eje 1 / Eje A-B	Eje 1 / Eje B-C	Eje A / Eje 3-2	Eje C / Eje 2-3
d (cm)	7.5	7.5	7.5	7.5
g (cm)	30	30	30	30
L (pies)	14.0	14.0	12.0	12.0
Pie Tablar	40.7	40.7	34.9	34.9
Costo (S/.)	219.3	219.3	188.0	188.0
Area de la sección (cm ²)	225.0	225.0	225.0	225.0
Esfuerzo Admisible Flexión (fm)	100	100	100	100
Inercia de la sección (cm ⁴)	16875	16875	16875	16875
Momento Admisible	84375	84375	84375	84375
¿ok?	Sí	Sí	Sí	Sí

Finalmente, se eligió el tipo de viga a usar comparando el costo total y los pies tablares que se necesitarán. Por consiguiente, se escogió sección de 2 vigas rectangulares por ser el tipo de sección más económica. A continuación, en la Tabla 4.24 se muestra el costo total y la cantidad de pie tablar para las 2 vigas rectangulares.

Tabla 4.24. Elección del tipo de sección de las vigas soleras

Comparación de Vigas	Ejes del muro			
	Muros portantes		Muros no portantes	
	Eje 1 / Eje A-B	Eje 1 / Eje B-C	Eje A / Eje 3-2	Eje C / Eje 2-3
Se recomienda usar	2 vigas rectg.	2 vigas rectg.	2 vigas rectg.	2 vigas rectg.
Costo Mínimo (S/.)	48.7	48.7	41.8	41.8
Pies tablares	9.04	9.04	7.75	7.75



CAPÍTULO 5: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. Conclusiones

- Según los ensayos de compresión axial de prismas se observa que la resistencia característica f'_m de 6.59 kgf/cm² se encuentra por encima de lo que indica la norma E.080 (2017) (6.12 kgf/cm²). En conclusión, la resistencia a compresión calculada experimentalmente puede ser considerada en el diseño.
- Según los ensayos de compresión axial de prismas el módulo de elasticidad característico E'_m (1860 kgf/cm²) se encuentra por debajo de lo que indica la norma E.080 (2017) (2040 kgf/cm²). El E'_m dependerá del f'_m que se utilice y de lo conservador que se desee del diseño. Para esta investigación, el módulo de elasticidad utilizado fue de la ecuación de la Figura 3.7 ($E'_m=97.7*f'_m+1221$) y el f'_m calculado en el ensayo (6.59 kgf/cm²); es decir, se empleó un $E'_m= 1865$ kgf/cm².
- Según los ensayos de compresión diagonal de muretes se observa que la resistencia a la tracción indirecta f'_t (0.88 kgf/cm²) se encuentra por encima de lo que indica la norma E.080 (2017) (0.25 kgf/cm²). Asimismo, queda demostrado que esta resistencia puede considerarse hasta 3 o 4 veces más que el valor de la norma.
- Según los ensayos de compresión diagonal de muretes la resistencia característica a corte V'_m es de 1.26 kgf/cm². Sin embargo, esta resistencia no se ha considerado en el diseño debido a que se ha comprobado que el uso de las ecuaciones de Coulomb ($V'_m = \mu + f*\sigma$) para calcular esta resistencia a escala real es más representativo. Por otro lado, el esfuerzo admisible a corte de 0.35 kgf/cm² resultó ser mayor al esfuerzo admisible usando las fórmulas de ININVI.
- Según la Tabla 3.14, los coeficientes de adherencia " μ " y de fricción " f " en la ecuación de Coulomb para tapial con juntas húmedas y rayadas son 0.12 y 0.35, respectivamente. Asimismo, se logra aumentar la resistencia a corte en un 30%, como mínimo, si los muros son reforzados con postes de madera como se explicó en el ejemplo práctico.

- En la verificación portante de los muros para el esfuerzo admisible a compresión no existe una diferencia significativa en usar los coeficientes de Concha (1977), con el $E'm$ según la ecuación de la figura 3.7 (1865 kgf/cm^2) y el de la Norma E.080 (2040 kgf/cm^2), y el factor de seguridad de 2.5, recomendado también por la norma E.080 (2017). En conclusión, no existe una diferencia significativa en usar uno u otro método para hallar el esfuerzo admisible en compresión y dependerá de lo conservador que se desee diseñar.
- En la verificación por flexión para hallar el esfuerzo resistente a tracción por flexión en el plano vertical " f_v ", se ha comprobado que variando indistintamente los esfuerzos de confinamiento o actuante (σ), se puede utilizar tres fórmulas simplificadas con 3 condiciones para el $f'm$ (Tabla 3.3). Según la Norma E.080 (2017), se consideró para el f_v un factor de seguridad igual a 2.5.
- En la verificación por flexión para hallar el esfuerzo resistente a tracción por flexión en el plano horizontal " f_h " la ecuación a usar, para diferentes esfuerzos axiales, es la hipótesis planteada por Concha (1977). Asimismo, se comprobó que el menor esfuerzo a tracción por flexión del muro, en los casos en que las tapias poseen un largo " c " igual o mayor al doble del espesor " t ", sin importar el esfuerzo actuante que presente, es el f_v . Para otros casos, se recomienda verificar el menor esfuerzo a flexión con el cálculo de f_v y f_h .
- Según la Tabla 4.14, el uso de refuerzo de postes de madera permite que los muros soporten momentos aproximadamente 3 veces más en comparación de los muros sin refuerzo. Sin embargo, la teoría de sección transformada logra ser efectiva cuando los refuerzos se encuentran bien conectados a los muros y suponiendo que la sección compuesta seguirá siendo plana luego de la flexión. Según los resultados de la investigación de SENCICO (Silva et al., 2013) y los ensayos realizados en la presente investigación, los muros a carga lateral con refuerzos de postes rollizos de 2"-2.5" y cuadrados de 2" poseen una resistencia a corte, aproximada, entre 30% y 45% más que los muros sin refuerzo.
- Según el diseño del ejemplo práctico, las vigas soleras que resultaron ser más económicas fueron el caso 1 con dos vigas rectangulares. Sin embargo,

dependiendo de la zona de construcción los postes rollizos pueden ser mucho más accesibles y económicos.

5.2. Recomendaciones

- En una actualización de la norma E.080 Diseño y Construcción con Tierra Reforzada se podría considerar agregar el módulo de corte G_m que se obtuvieron de los ensayos (973 kgf/cm²) o el obtenido en los ensayos de ININVI (505 kgf/cm²).
- Se recomienda realizar más ensayos estáticos de muros sin refuerzo con diferentes dimensiones y dosificaciones de suelo para obtener una mejor precisión en el coeficiente de adherencia del tapial para el cálculo del esfuerzo resistente a corte.
- Sobre el refuerzo en los muros de tapial se recomienda que éste no dificulte la construcción ni el proceso de compactación, ya que la tierra es un material desmenuzable. Asimismo, se debe analizar la zona donde se ubicará la vivienda para que éste sea accesible y económico.
- Se recomienda tener una buena conexión entre la viga solera y el techo para que la viga sirva como borde de arriostre horizontal y los muros no se encuentren expuestos a mayores esfuerzos a flexión en sismos severos.
- Se ha comprobado que si el ejemplo se encontrara en la zona 4 la vivienda no hubiera soportado los esfuerzos cortantes y por flexión. Por lo que, se recomendaría reducir la separación entre postes de madera, usar una madera tipo B o A, o usar un refuerzo que confine toda el área del muro. Entre ellas se encuentran las geomallas y las mallas de sogas sintéticas, recomendadas por la Norma E.080 (2017).
- Como recomendación final se propone utilizar el refuerzo con postes de madera en viviendas reales de tapial en Lamas, ya que como se comprobó en la investigación éstas soportarían las solicitaciones sísmicas con eficiencia.

Referencias Bibliográficas

1. AIS. (2017). *AIS 610-EP-17: Evaluación e intervención de edificaciones patrimoniales de uno y dos piso de adobe y tapia pisada*. Bogotá: AIS.
2. Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. (Mayo de 2017). *Manual para la rehabilitación de viviendas construidas en adobe y tapia pisada*. Obtenido de https://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/9/98/Adobe_sistema_constructivo.pdf
3. Carazas, W. A. (2014). *Patrimonio y sustentabilidad en regiones sísmicas*. El Salvador.
4. Comité Provincial de Defensa Civil, L. (2008). *Plan de operaciones de emergencia - Provincia de Lamas*. Lamas: PREDES.
5. Concha, O. B. (1977). *Diseño sismo - resistente de muros de adobe*. Universidad Nacional de Ingeniería.
6. Das, B. (2013). *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*. México: CENGAGE Learning.
7. Delgado Salvador, E. F. (2006). *Comportamiento Sísmico de un Módulo de Adobe de Dos Pisos con Refuerzo Horizontal y Confinamientos de Concreto Armado*. Lima: PUCP.
8. Doat et al. (1979). *Construire en terre*. France: EDITIONS ALTERNATIVE ET PARALLELES / ANARCHITECTURE.
9. Gallegos y Casabonne, H. y. (2005). *Albañilería Estructural*. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú.
10. Hibbeler, R. C. (2011). *Mecánica de Materiales*. Octava Edición. México: Pearson Educación.
11. INEI, (. N. (2017). *Perú: Características de las viviendas particulares y los hogares. Acceso a servicios básicos*. Lima, Perú: Instituto Nacional de Estadística e Informática.
12. ININVI. (Diciembre de 1989). *Construcción con tapial*. Lima, Perú: Instituto Nacional de Investigación y Normalización de la Vivienda.
13. LAMAS, C. D. (2008). *Plan de operaciones de emergencia - Provincia de Lamas*. Lamas: PREDES.
14. Martín, J. S. (1995). *Planeamiento de un modulo de tapial reforzado*. Lima: PUCP.
15. Ministerio de Vivienda. (2006). *Norma E.010 Madera*. Lima: El Peruano.
16. Ministerio de Vivienda. (2006). *Norma E.020 Cargas*. Lima: El Peruano.

17. Ministerio de Vivienda. (2006). Norma E.070 Albañilería. Lima: El Peruano.
18. Ministerio de Vivienda. (2009). *Norma E.060 Concreto Armado*. Lima: El Peruano.
19. Ministerio de vivienda. (2016). *Norma E.030 Diseño Sismorresistente*. El Peruano.
20. Ministerio de Vivienda. (03 de Abril de 2017). Norma E.080 Diseño y construcción con Tierra Reforzada. Lima, Perú.
21. Monzón, A. V. (1984). *Seguir construyendo con tierra*. Lima: CRATERRE.
22. Neves et al. (2003). *Arquitecturas de Tierra en Iberoamérica*. Salvador, Brasil: Proterra.
23. Neves et al. (2011). *Técnicas de construcción con tierra*. PROTERRA.
24. Ottazi, P. (2004). *Apuntes del curso: Concreto Armado 1*. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú.
25. San Bartolomé et al. (2011). *Diseño y construcción de estructuras sismorresistentes de albañilería*. Lima: Fondo Editorial PUCP.
26. San Bartolomé, A. (1989). Tapial (Apuntes de clase).
27. San Bartolomé, A. (Enero de 2008). Comentarios a la Norma Técnica de Edificación E.070 "Albañilería". Lima, Perú: SENCICO.
28. Silva et al. (2013). *Ensayos en Tapial Mejorado*. Lima: SENCICO.
29. Tejada, U. (Agosto de 2001). Buena Tierra. *Apuntes para el diseño y construcción con adobe*. Lima, Perú.
30. Timoshenko. (1957). *Resistencia de Materiales*. Madrid: Espasa-Calpe.
31. Torrealva. (2003). Serie Cuadernos de adobe. En *Caracterización de daños en contrucciones de adobe*. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú.
32. Torrealva, D. (2009). *Diseño sísmico de muros de adobe reforzados con geomallas*. Lima: CARTOLAN E.I.R.L.
33. Vivienda, M. d. (2006). *Norma E.050 Suelos y Cimentaciones*. Lima: El Peruano.



ANEXOS

ANEXO 1: RESULTADOS DE LAS PILAS A COMPRESIÓN AXIAL

Pila #1



Resultados de la compresión:



Pila #1	Lprom (mm)	Wprom (mm)	Hprom (mm)	A (mm ²)	Lo (mm)	Pmax (kN)	σ max(Kg/cm ²)
LVDT 1	396	258	788	102039	440	73,04	7,30
LVDT 2					445		

Pila #1	10%Pmax	D1	50%Pmax	D2	ΔP (kN)	ΔD (mm)	$\Delta \sigma$ (kN/mm ²)	$\Delta \epsilon$	Em (kg/cm ²)	Em Prom
LVDT 1	7.304	0.07	36.52	0.70	29.2	0.64	0.0002863	0.0014507	2013	1755
LVDT 2		0.12		0.99		0.87		0.0019508	1497	

Pila #2



Resultados de la compresión:



Pila #2	Lprom (mm)	Wprom (mm)	Hprom (mm)	A (mm ²)	Lo (mm)	Pmax (kN)	σ_{max} (Kg/cm ²)
LVDT 1	395	260	794	102570	439	90,19	8,97
LVDT 2					443		

Pila #2	10%Pmax	D1	50%Pmax	D2	ΔP (kN)	ΔD (mm)	$\Delta \sigma$ (kN/mm ²)	$\Delta \epsilon$	Em (kg/cm ²)	Em Prom
LVDT 1	9.019	0.07	45.10	0.79	36.1	0.72	0.0003517	0.001630	2200	2286
LVDT 2		0.06		0.73		0.67	0.0003517	0.001512	2372	

Pila #3



Resultados de la compresión:



Pila #3	Lprom (mm)	Wprom (mm)	Hprom (mm)	A (mm ²)	Lo (mm)	Pmax (kN)	σ max(Kg/cm ²)
LVDT 1	395	257	794	101515	450	80,50	8,09
LVDT 2					440		

Pila #3	10%Pmax	D1	50%Pmax	D2	ΔP (kN)	ΔD (mm)	$\Delta \sigma$ (kN/mm ²)	$\Delta \epsilon$	Em (kg/cm ²)	Em Prom
LVDT 1	8.050	0.06	40.25	0.64	32.2	0.59	0.0003172	0.001305	2478	2045
LVDT 2		0.09		0.98		0.88				

Pila #4



Resultados de la compresión:



Pila #4	Lprom (mm)	Wprom (mm)	Hprom (mm)	A (mm ²)	Lo (mm)	Pmax (kN)	σ max (Kg/cm ²)
LVDT 1	397	258	792	102426	445	96,60	9,62
LVDT 2					445		

Pila #4	10%Pmax	D1	50%Pmax	D2	ΔP (kN)	ΔD (mm)	$\Delta \sigma$ (kN/mm ²)	$\Delta \epsilon$	Em (kg/cm ²)	Em Prom
LVDT 1	9.660	0.05	48.30	0.70	38.6	0.65	0.0003772	0.0014701	2617	2216
LVDT 2		0.05		1.00		0.94		0.0021189		

Pila #5



Resultados de la compresión:



Pila #5	Lprom (mm)	Wprom (mm)	Hprom (mm)	A (mm ²)	Lo (mm)	Pmax (kN)	σ_{max} (Kg/cm ²)
LVDT 1	396	259	795	102564	460	47,58	4,73
LVDT 2					445		

Pila #5	10%Pmax	D1	50%Pmax	D2	ΔP (kN)	ΔD (mm)	$\Delta \sigma$ (kN/mm ²)	$\Delta \epsilon$	Em (kg/cm ²)	Em Prom
LVDT 1	4.758	0.02	23.79	0.51	19.03	0.49	0.0001856	0.001073	1763	1825
LVDT 2		0.01		0.46		0.45		0.001003		

Descripción de los especímenes antes de ser ensayados:

Las pilas utilizadas se observaron secas en su superficie; sin embargo, aún se encontraban húmedas en su interior. Esto se debe a que el clima de Lima es húmedo y el proceso de secado es más lento de lo habitual. Sin embargo, esto fue beneficioso ya que no se observaron fisuras por contracción de secado. Por otro lado, se observó que las esquinas de la base inferior de algunas pilas no se encontraban en buen estado, debido al traslado y a la poca compactación que existe en ese lugar.

Antes de los ensayos, en las caras de menor dimensión de las pilas se marcaron los centros con una tiza. Luego, se trazaron las distancias de 45 cm, en cada cara, para la ubicación de los LVDT.

Interpretación de resultados:

Pila #1

Se observa una grieta diagonal regular en las caras de menor dimensión donde una es la continuación de la otra y su longitud cubre casi todo el alto de la pila. Asimismo, esta grieta tiene un grosor de casi 1 cm aproximadamente. Por un lado, se puede observar que esta grieta no es la falla ideal de una pila ya que debería haberse formado una falla vertical, producida por tracción debida a la expansión lateral (efecto de Poisson) causada por la compresión aplicada. Por otro lado, se puede observar que la grieta comenzó a partir de un plano débil que es la última junta entre las capas de construcción del tapial.

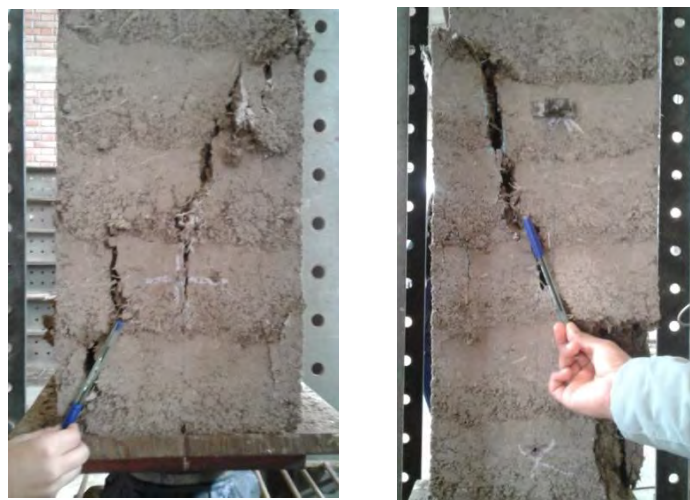


Figura A.1. Tamaño y forma de falla en la pila 1

Pila #2

Se observa una grieta diagonal irregular en una de las caras de menor dimensión y en la cara opuesta una grieta vertical, donde sus longitudes cubren aproximadamente la mitad del alto de la pila. Asimismo, estas grietas tienen un grosor menor a 0.50 cm aproximadamente. Se puede decir, que estas grietas son locales y no son la falla ideal de una pila, ya que debería haberse formado una falla vertical producida por tracción debida a la expansión lateral causada por la compresión aplicada. Este tipo de falla, se debió a una menor compactación del suelo en las primeras capas. Por lo que, con una compactación homogénea en la construcción, las grietas hubieran cubierto todo el alto de la pila.



Figura A.2. Tamaño y forma de falla en la pila 2.

Pila #3

Se observa una grieta diagonal irregular en las caras de menor dimensión donde una es la continuación de la otra y su longitud cubre la mitad del alto de la pila. Asimismo, se observa con claridad la continuación de la grieta en las caras de mayor dimensión. Esta grieta tiene un grosor de 1 cm aproximadamente. Por un lado, se puede observar que esta grieta no es la falla ideal de una pila ya que debería haberse formado una falla vertical, producida por tracción debida a la expansión lateral causada por la compresión aplicada. Por otro lado, se puede

observar que la grieta comenzó a partir de un plano débil que es la tercera junta entre las capas de construcción del tapial. Finalmente, si la construcción del tapial se hubiera realizado con una compactación homogénea y una buena adherencia entre capas, la grieta que se hubiera formado sería de mayor longitud y vertical.



Figura A.3. Tamaño y forma de falla en la pila 3.

Pila #4

Se observa una grieta vertical regular en una de las caras de mayor dimensión y su longitud cubre casi todo el alto de la pila. Asimismo, se observa con claridad la continuación de la grieta en las caras de menor dimensión. Esta grieta tiene un grosor de 1 cm aproximadamente. Por un lado, se puede observar que esta grieta es la falla ideal de una pila ya que es producida por tracción debida a la expansión lateral causada por la compresión aplicada. Por otro lado, se puede observar que la grieta comenzó a partir de un plano débil que es la última junta entre las capas de construcción del tapial y terminó en la primera junta. Finalmente, en este espécimen, al tener una mejor adherencia entre las capas se ha obtenido la mayor carga de rotura entre todas las muestras.

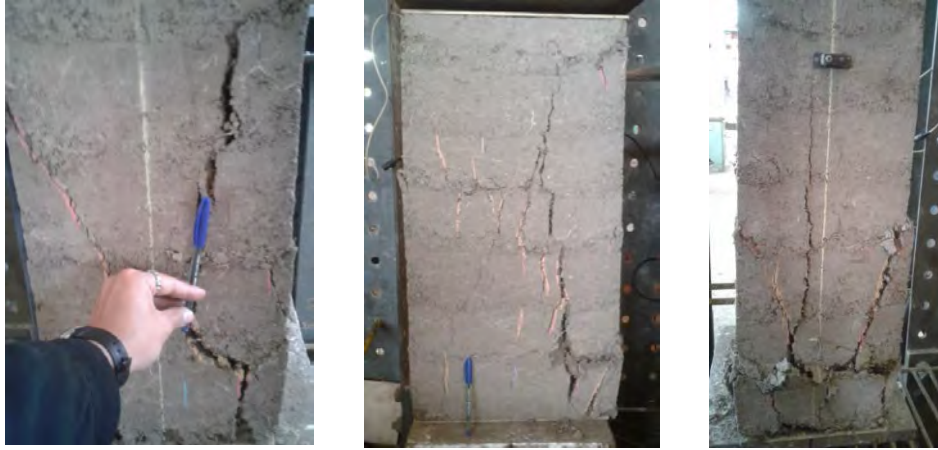


Figura A.4. Tamaño y forma de falla en la pila 4.

Pila #5

Se observa una grieta vertical irregular en las caras de menor dimensión y su longitud cubre el alto de dos capas continuas de la pila. Esta grieta tiene un grosor de 1 cm aproximadamente. Por un lado, se puede observar que esta grieta es local y no es la falla ideal de una pila ya que debería haberse formado una falla vertical, a lo largo de todo el alto de la pila, producida por tracción debida a la expansión lateral causada por la compresión aplicada. Por otro lado, se puede observar que la grieta comenzó a partir de un plano débil que es la tercera junta entre las capas de construcción del tapial. Asimismo, la carga de rotura que se obtuvo se encuentra muy por debajo en comparación de las otras pilas, por lo que esta muestra no será considerada en el promedio del esfuerzo a compresión ni en el de módulo de elasticidad. Finalmente, si la construcción del tapial se hubiera realizado con una compactación homogénea y una buena adherencia entre capas, la grieta que se hubiera formado sería de mayor longitud y vertical.



Figura A.5. Tamaño y forma de falla en la pila 5.

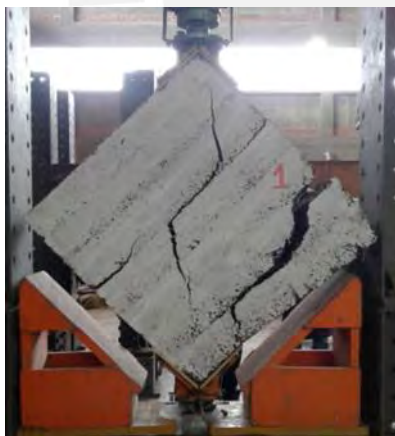


ANEXO 2: RESULTADOS DE LOS MURETES A COMPRESIÓN DIAGONAL

Murete #1



Resultados de la compresión:



Murete #1	Lprom (mm)	Hprom (mm)	t prom (mm)	d (mm)	A (mm ²)	Loc (mm)	Lot (mm)	Pmax (kN)	vm (Kg/cm ²)	f' t (Kg/cm ²)
Esfuerzo Cortante	789	798	258	1120	289333	497	498	32.92	1.16	0.81

Murete #1	10%Pmax	D1	50%Pmax	D2	ΔP (kN)	ΔD (mm)	Δvm (Kg/cm ²)	Δε	Δγ = Δε1 + Δε2	Gm (kg/cm ²)
LVDT Compresión	3.292	0.005440	16.46	0.1920	13.2	0.1866	0.4641	0.0003754	0.0006186	750
LVDT Tracción		-0.001379		-0.1225		-0.1211		0.0002433		

Murete #2



Resultados de la compresión:



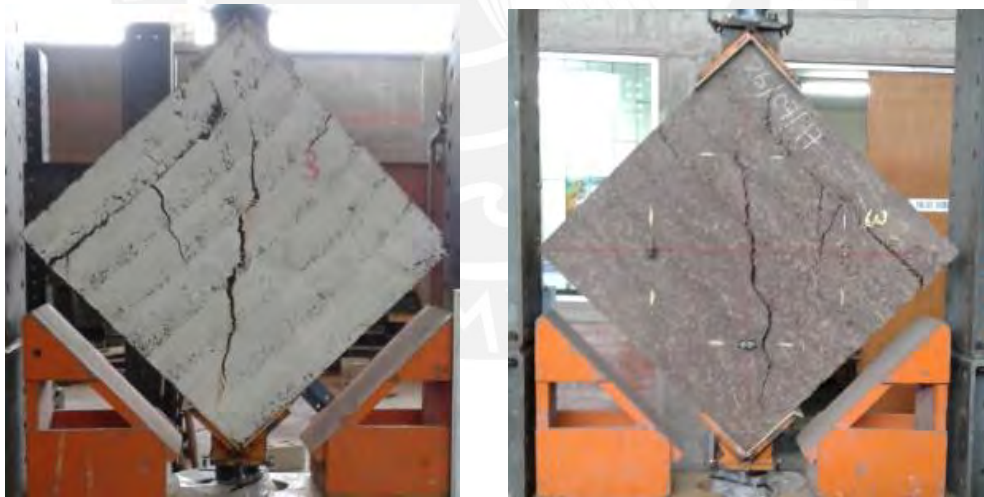
Murete #2	Lprom (mm)	Hprom (mm)	t prom (mm)	d (mm)	A (mm ²)	Loc (mm)	Lot (mm)	Pmax (kN)	v m (Kg/cm ²)	f t (Kg/cm ²)
Esfuerzo Cortante	789	794	258	1122	289102	507	504	38.12	1.34	0.95

Murete #2	10%Pmax	D1	50%Pmax	D2	ΔP (kN)	ΔD (mm)	Δvm (Kg/cm ²)	Δε	ΔY = ε1 + ε2	Gm (kg/cm ²)
LVDT Compresión	3.812	0.01569	19.06	0.1670	15.25	0.1513	0.5378	0.0002984	0.0003878	1387
LVDT Tracción		-0.00527		-0.0503		-0.0451		0.00008943		

Murete #3



Resultados de la compresión:



Murete #3	Lprom (mm)	Hprom (mm)	t prom (mm)	d (mm)	A (mm ²)	Loc (mm)	Lot (mm)	Pmax (kN)	v m (Kg/cm ²)	f' t (Kg/cm ²)
Esfuerzo Cortante	789	794	259	1113	288638	503	502	37.85	1.34	0.94

Murete #3	10%Pmax	D1	50%Pmax	D2	ΔP (kN)	ΔD (mm)	Δvm (Kg/cm ²)	Δε	Δγ = ε1 + ε2	Gm (kg/cm ²)
LVDT Compresión	3.785	0.01710	18.93	0.2251	15.14	0.2080	0.5349	0.0004136	0.0005894	907
LVDT Tracción		-0.001003		-0.0893		-0.08827		0.0001758		

Murete #4



Resultados de la compresión:



Murete #4	Lprom (mm)	Hprom (mm)	t prom (mm)	d (mm)	A (mm ²)	Loc (mm)	Lot (mm)	Pmax (kN)	v m (Kg/cm ²)	f t (Kg/cm ²)
Esfuerzo Cortante	789	797	259	1123	290483	509	495	37.29	1.31	0.92

Murete #4	10%Pmax	D1	50%Pmax	D2	ΔP (kN)	ΔD (mm)	Δvm (Kg/cm ²)	Δε	ΔY = ε1 + ε2	Gm (kg/cm ²)
LVDT Compresión	3.729	-0.0002083	18.65	0.1211	14.92	0.1213	0.5236	0.0002383	0.0003341	1567
LVDT Tracción		-0.0002539		-0.04771		-0.04746		0.00009587		

Murete #5



Resultados de la compresión:



Murete #5	Lprom (mm)	Hprom (mm)	t prom (mm)	d (mm)	A (mm ²)	Loc (mm)	Lot (mm)	Pmax (kN)	v m (Kg/cm ²)	f't (Kg/cm ²)
Esfuerzo Cortante	788	795	260	1118	290307	510	509	39.69	1.39	0.98

Murete #5	10%Pmax	D1	50%Pmax	D2	ΔP (kN)	ΔD (mm)	Δvm (Kg/cm ²)	Δε	ΔY = ε1 + ε2	Gm (kg/cm ²)
LVDT Compresión	3.969	-0.0003620	19.85	0.1247	15.9	0.1250	0.5577	0.0002452	0.0003641	1532
LVDT Tracción		-0.007053		-0.06758		-0.06053		0.0001189		

Descripción de los especímenes antes de ser ensayados

Como se describió anteriormente, los muretes estaban secos en su superficie, pero húmedos en su interior, debido al clima de Lima, lo cual retrasa el proceso de secado. Sin embargo, esto evita que los muretes sufran fisuras por contracción de secado.

Antes del ensayo, se marcaron las diagonales de la cara de los muretes a instrumentar con “tira línea”. Luego, se trazaron las distancias de 50 cm, en el centro de las diagonales, para la ubicación de los LVDT. Por otro lado, la otra cara se pintó con sellador blanco para apreciar las fisuras y grietas que presentaran los muretes cuando fallen.

Descripción de los especímenes después de ser ensayados:

Murete #1

En la primera parte, antes del retiro de los LVDT, se observa un desprendimiento de una parte del murete por donde pasa la última junta de construcción debido a que se construyeron los muretes por capas. Debido a que estas juntas son planos débiles el tapial falla por estas zonas con mayor frecuencia.



Figura A.1. Tamaño y forma de falla del murete 1 antes del retiro de los LVDT.

En la segunda parte, después del retiro de los LDVT, se presenta una grieta vertical en el centro del murete. Sin embargo, la grieta se desvía por una junta

de las capas y no llega a ser vertical en toda la diagonal. Esta grieta tiene un grosor de 1 cm aproximadamente. Por un lado, se puede observar que esta grieta no es la falla ideal de un murete ya que debería haberse formado una falla vertical en toda su longitud, producida por tracción debida a la expansión lateral (efecto de Poisson) causada por la compresión aplicada. Por otro lado, se puede observar que la grieta ha sido escalonada a través de la junta de construcción por lo que se concluye que no existe una buena adherencia entre las capas. Finalmente, se concluye que el murete presentó una baja resistencia a corte.



Figura A.2. Tamaño y forma de falla del murete 1 después del retiro de los LVDT.

Murete #2

En la primera parte, antes del retiro de los LVDT, se observa un desprendimiento de una parte del murete por donde pasa la primera junta de las capas de construcción, debido a que se construyeron los muretes por capas. Debido a que estas juntas son planos débiles el tapial falla por estas zonas con mayor frecuencia.



Figura A.3. Tamaño y forma de falla del murete 2 antes del retiro de los LVDT.

En la segunda parte, después del retiro de los LDVT, se presenta una grieta vertical en el centro del murete. Esta grieta tiene un grosor de 1 cm aproximadamente. Por un lado, se puede observar que esta grieta es la falla ideal de un murete ya que es producida por tracción debida a la expansión lateral (efecto de Poisson) causada por la compresión aplicada. Por otro lado, se puede observar que la grieta se ha presentado en gran parte de la diagonal por lo que se concluye que existe una buena adherencia entre las capas. Finalmente, se concluye que el murete presentó una buena resistencia a corte.



Figura A.4. Tamaño y forma de falla del murete 4 después del retiro de los LVDT.

Murete #3

En la primera parte, antes del retiro de los LVDT, se presenta una grieta vertical en el centro del murete. Esta grieta tiene un grosor de 0.5 cm aproximadamente. Por un lado, se puede observar que esta grieta es la falla ideal de un murete ya que es producida por tracción debida a la expansión lateral (efecto de Poisson) causada por la compresión aplicada. Por otro lado, se puede observar que la grieta se ha presentado en gran parte de la diagonal por lo que se concluye que existe una buena adherencia entre las capas. En la segunda parte, después del retiro de los LDVT, la grieta vertical en el centro del murete aumenta su grosor a 1 cm aproximadamente y se mantiene con las mismas grietas. Finalmente, se concluye que el murete presentó una buena resistencia a corte.



Figura A.5. Tamaño y forma de falla del murete 3 antes del retiro de los LVDT.

Murete #4

En la primera parte, antes del retiro de los LVDT, se observa dos grietas que pasan por las juntas de las capas de construcción en una parte del murete. Debido a que estas juntas son planos débiles el tapial falla por estas zonas con mayor frecuencia.



Figura A.6. Tamaño y forma de falla del murete 4 antes del retiro de los LVDT.

En la segunda parte, después del retiro de los LDVT, las grietas continúan creciendo hasta hacer desprender una parte del tapial y por lo tanto el murete ha fallado. Por un lado, se puede observar que esta grieta no es la falla ideal de un murete ya que debería haberse formado una falla vertical, producida por tracción debida a la expansión lateral (efecto de Poisson) causada por la compresión

aplicada. Por otro lado, se puede observar que la grieta ha sido causada por deslizamiento (o corte – cizalle), que se presenta cuando la adherencia entre las juntas de las capas es muy débil. Finalmente, se concluye que el murete presentó una considerable resistencia a corte.



Figura A.7. Tamaño y forma de falla del murete 4 después del retiro de los LVDT.

Murete #5

En la primera parte, antes del retiro de los LVDT, se presenta una grieta vertical en el centro del murete. Esta grieta tiene un grosor de 1 cm aproximadamente. Por un lado, se puede observar que esta grieta es la falla ideal de un murete ya que es producida por tracción debida a la expansión lateral (efecto de Poisson) causada por la compresión aplicada. Por otro lado, se puede observar que la grieta se ha presentado en gran parte de la diagonal por lo que se concluye que existe una buena adherencia entre las capas de construcción. En la segunda parte, después del retiro de los LDVT, la grieta vertical en el centro del murete aumenta su grosor hasta hacer partir el murete en 2. Finalmente, se concluye que el murete presentó una muy buena resistencia a corte y esto se observa en la carga de rotura que llegó a presentar, siendo la mayor de las 5 muestras.



Figura A.8. Tamaño y forma de falla del murete 5 antes del retiro de los LVDT.



Figura A.9. Tamaño y forma de falla del murete 5 después del retiro de los LVDT.

ANEXO 3: Flexión de muros de Tapial en el plano horizontal

Se considera un muro de espesor t y cuyas tapias tienen una longitud c y una altura z . Además, se considera dos centros de giro los puntos O y O' , como se aprecia en la Figura 3.17, y se establecerá el valor del módulo de rotura para los comportamientos elástico y plástico del muro. A continuación se calculan los momentos de inercias y polares respecto a los dos ejes:

- Momentos de Inercia respecto a los ejes x e y :

$$I_x = \frac{c * t^3}{12}$$
$$I_y = \frac{t * c^3}{12}$$

- Momentos de Inercia respecto a los ejes x' e y' :

$$I_{x'} = \frac{c * t^3}{12} + \left(\frac{t}{2}\right)^2 * ct = \frac{c * t^3}{3}$$
$$I_{y'} = \frac{t * c^3}{12} + \left(\frac{c}{2}\right)^2 * ct = \frac{c^3 * t}{3}$$

- Momentos de Polares de Inercia Respecto al punto O :

$$J_O = I_x + I_y = \frac{c * t}{12} * (t^2 + c^2) = \frac{c * t * d^2}{12}$$

- Momentos de Polares de Inercia Respecto al punto O' :

$$J_{O'} = I_{x'} + I_{y'} = \frac{c * t * d^2}{3}$$

Por un lado, se considera un **comportamiento elástico** y que las deformaciones cortantes que se desarrollan en un eje rectangular, como lo indica Concha (1977), varían linealmente desde cero, en el centro del eje, hasta las esquinas. En consecuencia, se establecen las expresiones de los módulos resistentes respecto a los puntos O y O':

Con respecto al punto O:

$$S1_o = \frac{J_o}{\rho} = \frac{J_o}{d/2} = \frac{c \cdot t \cdot d}{6}$$

Con respecto a O':

$$S1_{o'} = \frac{J_{o'}}{\rho} = \frac{J_{o'}}{d} = \frac{c \cdot t \cdot d}{3}$$

Sin embargo, se puede considerar la distancia de las deformaciones cortantes, como lo indica la teoría de corte para secciones rectangulares (Hibbeler, 2011), hasta un máximo en un punto sobre el borde de la sección transversal más cercano a la línea central del eje. Por lo tanto, se puede establecer las expresiones de los módulos resistentes respecto a los puntos O y O' a una distancia de "t/2" y "t", respectivamente. A continuación, se presentan las ecuaciones:

Con respecto al punto O:

$$S2_o = \frac{J_o}{\rho} = \frac{J_o}{t/2} = \frac{c \cdot d^2}{6}$$

Con respecto a O':

$$S2_{o'} = \frac{J_{o'}}{\rho} = \frac{J_{o'}}{t} = \frac{c \cdot d^2}{3}$$

Por otro lado, según un **comportamiento plástico**, cuando todas las partículas trabajan al mismo esfuerzo, los módulos resistentes para secciones rectangulares, se incrementan en 1.5 veces (Hibbeler, 2011). Por ende, los módulos resistentes en el rango plástico, para ambos casos, serán:

Con respecto al punto O:

$$S1_o^p = 1.5 * S_o = \frac{c * d^2}{4}$$

$$S2_o^p = 1.5 * S_o = \frac{c * t * d}{4}$$

Con respecto a O':

$$S1_{o'}^p = 1.5 * S_{o'} = \frac{c * t * d}{2}$$

$$S2_{o'}^p = 1.5 * S_{o'} = \frac{c * d^2}{2}$$

Además, como lo indica Concha (1977), el adobe (al igual que el tapial) no sigue un comportamiento completamente elástico ni tampoco completamente plástico. En consecuencia, a falta de precisión en la etapa cercana a la falla del muro por flexión en el plano horizontal se promedian los valores obtenidos para ambos casos y se calcula el módulo de rotura. A continuación, se muestra el resultado para los casos planteados por Concha (S1) y por la teoría de corte para secciones rectangulares (S2):

$$S1_{rot} = \frac{5}{16} * c * t * d$$

$$S2_{rot} = \frac{5}{16} * c * d^2$$

En consecuencia, se puede reescribir la ecuación del momento de rotura como:

$$M1_{rot} = \frac{5}{16} * c * t * d * v_r$$

$$M2_{rot} = \frac{5}{16} * c * d^2 * v_r$$

A continuación, si se considera la superficie vertical de contacto entre las tapias, como se muestra en la Figura 3.18, el momento resistente (M_r) en la zona elástica se puede escribir como:

$$M_r = S_f \cdot f_h$$

Expresión en la cual f_h representa el esfuerzo resistente en el plano horizontal y S_f es el módulo resistente a flexión en el plano vertical de contacto entre las tapias. Por un lado, según lo indicado por Concha (1977), si se dividen las ecuaciones del momento de rotura ($M1_{rot}$) y el momento resistente por un factor de seguridad se tendrá:

$$S_f \cdot f_{h1} = \frac{5}{16 * FS} \cdot c \cdot t \cdot d \cdot V_r$$

Por otro lado, según la teoría de corte para secciones rectangulares, si se divide las ecuaciones del momento de rotura ($M2_{rot}$) y el momento resistente por un factor de seguridad se tendrá:

$$S_f \cdot f_{h2} = \frac{5}{16 * FS} \cdot c \cdot d^2 \cdot V_r$$

Donde:

$$d = \sqrt{c^2 + t^2} ; d^2 = c^2 + t^2$$

El valor del módulo resistente a flexión es igual a:

$$S_f = \frac{z \cdot t^2}{6}$$

El esfuerzo cortante es:

$$V_r = V'm = (\mu + f \cdot \sigma)$$

Finalmente, se tendrá la ecuación para calcular el esfuerzo resistente a flexión en el plano horizontal para ambos casos:

- Según Concha (1977)

$$f_{h1} = \frac{30 * c}{16 * FS * z * t} * \sqrt{c^2 + t^2} * V'm$$

- Según la teoría de corte para secciones rectangulares (Hibbeler, 2011)

$$f_{h2} = \frac{30 * c}{16 * FS * z * t^2} * (c^2 + t^2) * V'm$$

ANEXO 4: Evaluación de f_h para diferentes dimensiones de tapial

A continuación, se calculan los dos esfuerzos resistentes a flexión horizontal (f_{h1} y f_{h2}) para diferentes casos en las cuales las dimensiones de tapial van cambiando en espesor "t" y largo "c", todas con un alto de tapia igual a 50 cm, la cual se considera estándar. En los siguientes casos para un determinado esfuerzo axial se calculan los dos esfuerzos resistentes f_{h1} y f_{h2} . Luego, se evalúa cual es el adecuado comparándolo con el resultado del esfuerzo resistente a flexión vertical (f_v).

- **Casos en el que se varia el largo del tapial:**

Caso 1: En este caso, se utilizó un largo mínimo de 0.60 m que podría tener una tapia. Así las dimensiones de las tapias son: espesor de 0.40 m, altura de 0.50 m y largo de 0.60 m.

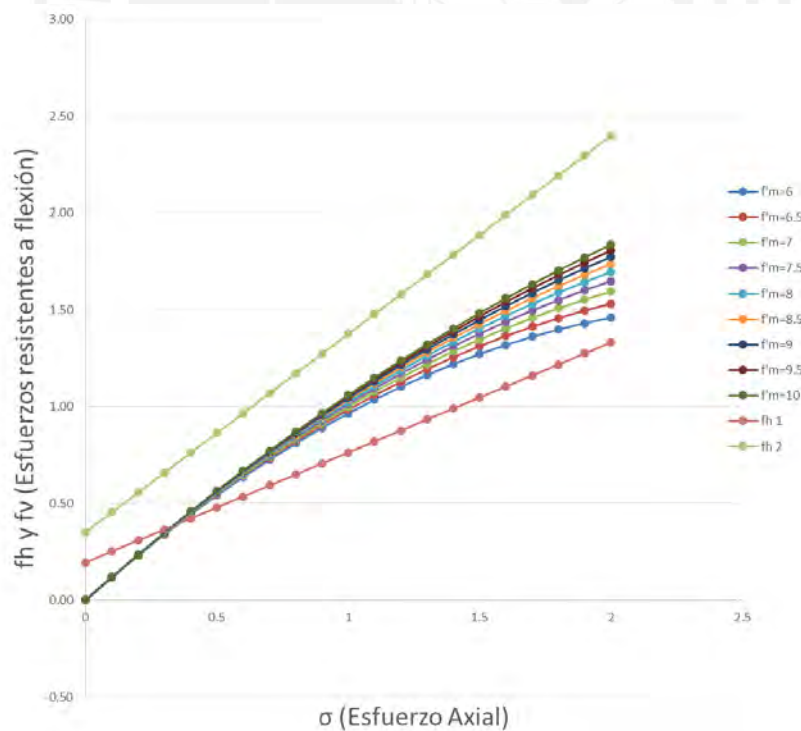


Figura A.1. Esfuerzos resistentes a flexión f_{h1} , f_{h2} y f_v para tapias con dimensiones 0.40 m x 0.50 m x 0.60 m

Se observa en la Figura A.1 que la fórmula adecuada para calcular el f_h para diferentes esfuerzos axiales sería la de Concha (1977) (f_{h1}) al tener valores cercanos al f_v . Asimismo, si se deseara obtener el menor esfuerzo a flexión del muro, para un esfuerzo axial menor de aproximadamente 0.35 kgf. /cm² el menor esfuerzo sería el f_v y para esfuerzo axiales mayores sería el f_{h1} .

Caso 2: En este caso, se utiliza un largo máximo que podría tener una tapia de 1.50 m, indicado en la norma E.080 (2017). Así las dimensiones de las tapias son: espesor de 0.40 m, altura de 0.50 m y largo de 1.50 m.

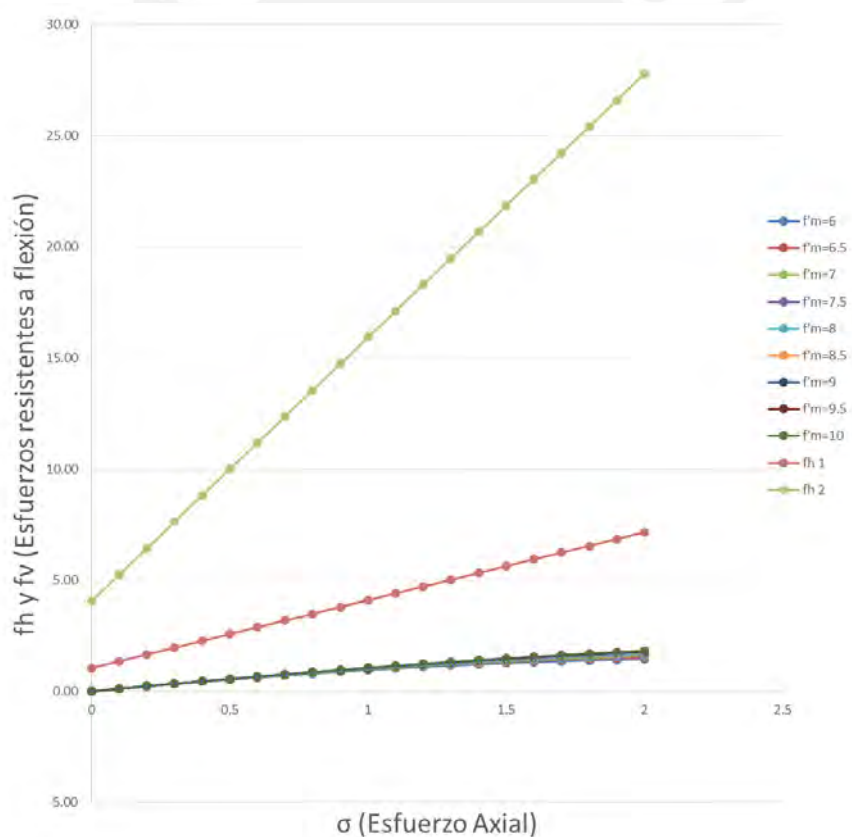


Figura A.2. Esfuerzos resistentes a flexión f_{h1} , f_{h2} y f_v para tapias con dimensiones 0.40 m x 0.50 m x 1.50 m

Se observa en la Figura A.2 que la fórmula adecuada para calcular el f_h para diferentes esfuerzos axiales sería nuevamente la de Concha (1977) (f_{h1}) al tener resultados más cercanos al f_v . Asimismo, si se desea obtener el menor esfuerzo a flexión del muro, para cualquier valor del esfuerzo axial el esfuerzo sería el f_v .

A continuación, se presenta en la Tabla A.1 diferentes casos de tapias con espesores de 0.40 m, alto de 0.50 m y diferentes longitudes "c" para hallar el esfuerzo a flexión horizontal (f_h):

Tabla A.1. Casos donde se ha variado la longitud del tapial "c" para hallar el esfuerzo a flexión horizontal (f_h)

Dimensiones tapial m	f_h kgf/cm ²	Esfuerzo a flexión del muro a usar
t= 0.4, z=0.5 y c = 0.6	$f_{h1} = 0.568(\sigma) + 0.195$	Esfuerzo axial menor de 0.35 se usa el f_v para un esfuerzo axial mayor se utiliza el f_h
t= 0.4, z=0.5 y c = 0.65	$f_{h1} = 0.651(\sigma) + 0.223$	Esfuerzo axial menor de 0.50 se usa el f_v para un esfuerzo axial mayor se utiliza el f_h
t= 0.4, z=0.5 y c = 0.70	$f_{h1} = 0.741(\sigma) + 0.254$	Esfuerzo axial menor de 0.80 se usa el f_v para un esfuerzo axial mayor se utiliza el f_h
t= 0.4, z=0.5 y c = 0.75	$f_{h1} = 0.837(\sigma) + 0.287$	Para todos los esfuerzos axiales se usa el f_v

En la Tabla A.1, se observa que en todos los casos el esfuerzo resistente a flexión horizontal es el caso f_{h1} . Asimismo, para un largo de la tapia mayor de 0.75 m el menor esfuerzo resistente a flexión que tendrá el muro será f_v . Para una menor longitud se utilizará el menor esfuerzo a flexión que resulte de las ecuaciones f_{h1} y f_v .

- **Casos en el que se varia el espesor del tapial:**

Caso 3: En este caso, se utiliza un espesor mayor al mínimo (0.40 m), que podría tener una tapia, según lo indicado en la norma E.080 (2017). Así, las dimensiones de las tapias son: espesor de 0.60 m, altura de 0.50 m y largo de 0.60 m.

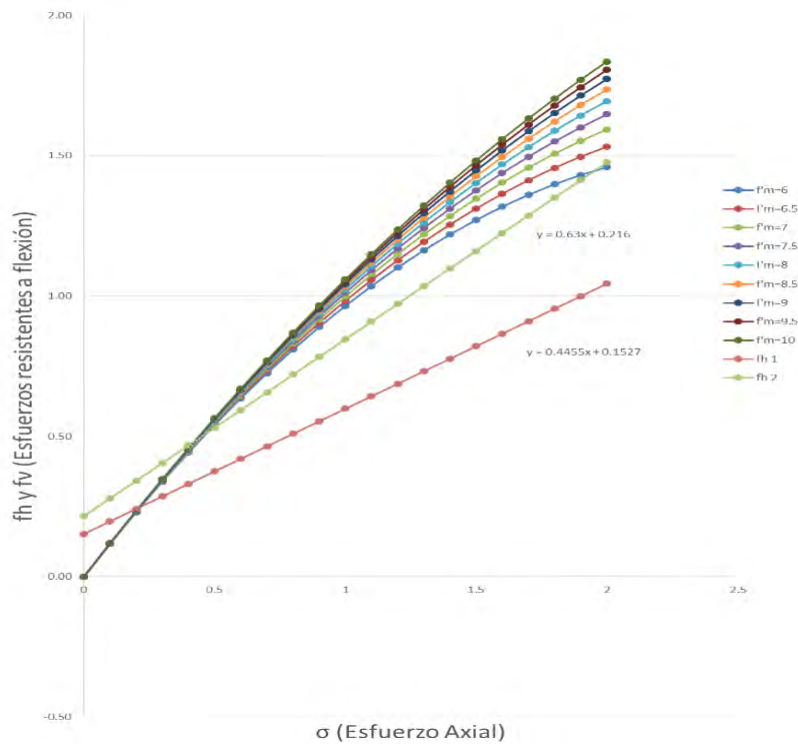


Figura A.3. Esfuerzos resistentes a flexión f_{h1} , f_{h2} y f_v para tapias con dimensiones 0.60 m x 0.50 m x 0.60 m

Se observa en la Figura A.3 que la fórmula adecuada para calcular el f_h para diferentes esfuerzos axiales sería la de la teoría de corte para secciones rectangulares (f_{h2}) al tener valores cercanos al f_v . Asimismo, si se desea obtener el menor esfuerzo a flexión del muro, para un esfuerzo axial menor de 0.45 kgf /cm² el menor esfuerzo sería el f_v y para esfuerzos axiales mayores sería el f_h .

Caso 4: Se utiliza un espesor mayor al mínimo (0.40 m), que podría tener una tapia, indicado en la norma E.080 (2017). Así las dimensiones de las tapias son: espesor de 0.60 m, altura de 0.50 m y largo de 0.90 m.

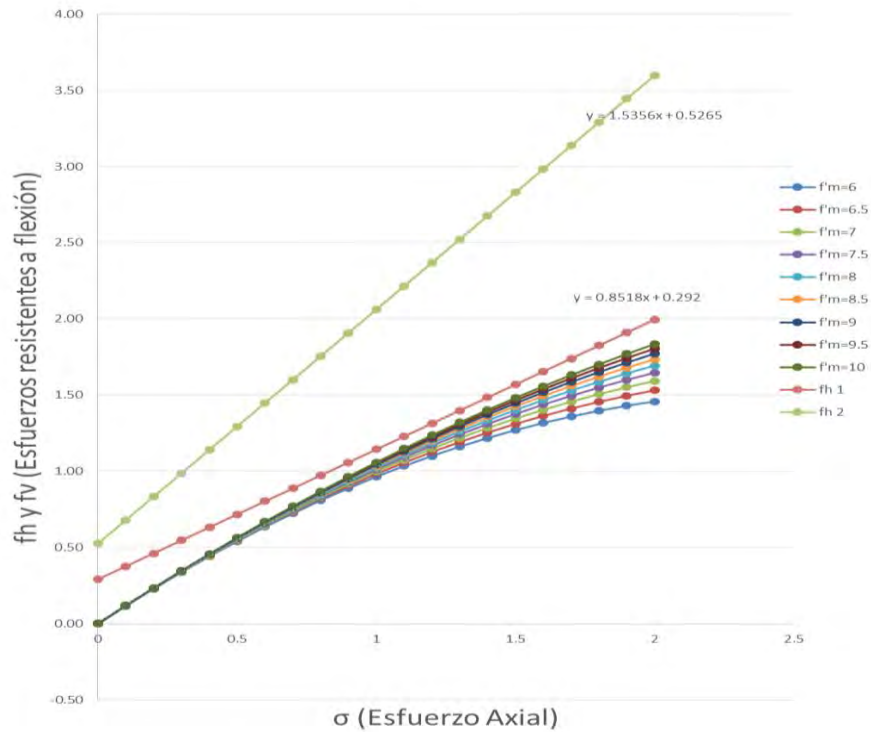


Figura A.4. Esfuerzos resistentes a flexión f_{h1} , f_{h2} y f_v para tapias con dimensiones 0.60 m x 0.50 m x 0.90 m

Se observa en la Figura A.4 que la fórmula adecuada para calcular el f_h para diferentes esfuerzos axiales sería la de Concha (1977) (f_{h1}) al tener valores cercanos al f_v . Asimismo, para cualquier valor del esfuerzo axial el esfuerzo a flexión del muro sería el f_v .

A continuación, se presenta en la Tabla A.2 diferentes casos de tapias con espesores de 0.60 m y 0.80 m y distintas variaciones de su longitud “c” para hallar el esfuerzo a flexión horizontal (f_h).

Tabla A.2. Casos donde se ha variado el espesor del tapial para hallar el esfuerzo a flexión horizontal (f_h)

Dimensiones tapial m	f_h kgf/cm ²	Esfuerzo a flexión del muro a usar
t= 0.6, z=0.5 y c = 0.6	$f_{h2} = 0.63(\sigma) + 0.216$	Esfuerzo axial menor de 0.45 se usa el f_v para un esfuerzo axial mayor se utiliza el f_h
t= 0.6, z=0.5 y c = 0.7	$f_{h1} = 0.565(\sigma) + 0.194$	Esfuerzo axial menor de 0.35 se usa el f_v para un esfuerzo axial mayor se utiliza el f_h
t= 0.6, z=0.5 y c = 0.9	$f_{h1} = 0.852(\sigma) + 0.292$	Para todos los esfuerzos axiales se usa el f_v
t= 0.6, c=0.5 y c = 1.5	$f_{h1} = 2.12(\sigma) + 0.727$	Para todos los esfuerzos axiales se usa el f_v
t= 0.8, z=0.5 y c = 0.6	$f_{h2} = 0.492(\sigma) + 0.169$	Esfuerzo axial menor de 0.25 se usa el f_v para un esfuerzo axial mayor se utiliza el f_h
t= 0.8, z=0.5 y c = 0.8	$f_{h1} = 0.594(\sigma) + 0.204$	Esfuerzo axial menor de 0.38 se usa el f_v para un esfuerzo axial mayor se utiliza el f_h
t= 0.8, z=0.5 y c = 1.0	$f_{h1} = 0.840(\sigma) + 0.288$	Para todos los esfuerzos axiales se usa el f_v
t= 0.8, z=0.5 y c = 1.5	$f_{h1} = 1.673(\sigma) + 0.574$	Para todos los esfuerzos axiales se usa el f_v

En la Tabla A.2, por un lado, para un espesor igual a 0.60 m y un "c" mayor de 0.90 m el menor esfuerzo resistente a flexión del muro siempre sera el f_v . Por otro lado, para un espesor igual a 0.8 m y un "c" mayor de 1.00 m el menor esfuerzo resistente a flexión del muro siempre será el f_v .