

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



PONTIFICIA
UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DEL PERÚ

COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE ALBAÑILERÍA CONFINADA DE BLOQUES DE CONCRETO SIMILARES A LA CONSTRUCCIÓN TRADICIONAL DE HAITÍ

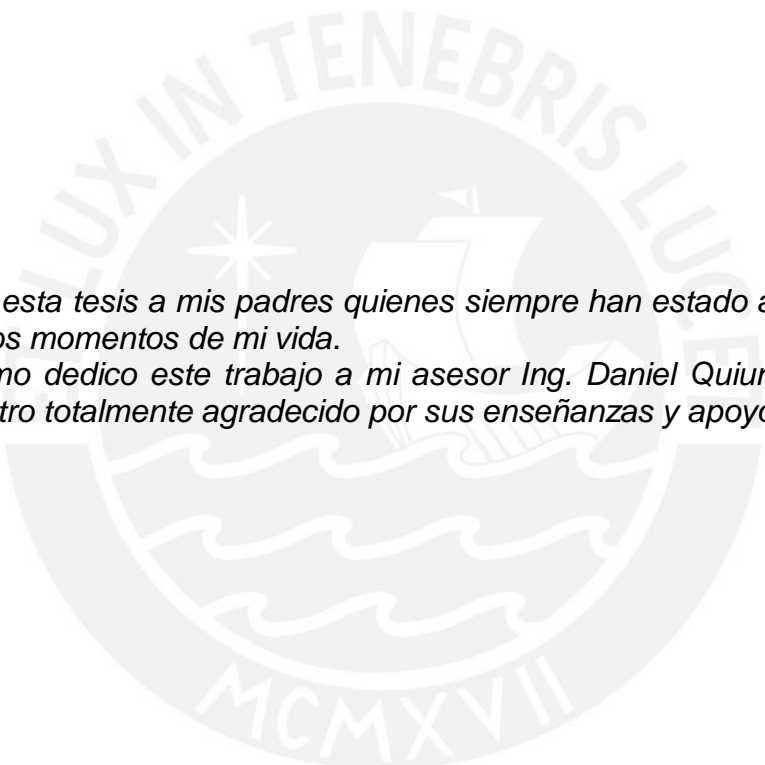
Tesis para optar el título de **INGENIERO CIVIL**, que presenta el bachiller:

Alfredo Giancarlo Floriano Verde

Asesor:

Mag. Ing. Daniel Quiun Wong

LIMA – PERÚ



*Dedico esta tesis a mis padres quienes siempre han estado apoyándome en todos los momentos de mi vida.
Asimismo dedico este trabajo a mi asesor Ing. Daniel Quiun con quien me encuentro totalmente agradecido por sus enseñanzas y apoyo brindado.*

INDICE

INDICE	2
INDICE DE TABLAS.....	4
INDICE DE FIGURAS.....	6
RESUMEN.....	11
CAPITULO 1: DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO	13
1. 1. Introducción	
1. 2. Objetivos	
1. 3. Alcances	
CAPITULO 2: ANTECEDENTES BIBLIOGRAFICOS.....	16
2. 1. Investigaciones PUCP en albañilería de bloques de concreto	
2.1.1. 1984: Muros con bloques de concreto vibrado	
2.1.2 1986: Bloques artesanales de cemento	
2.1.3. 2005: Bloques artesanales de concreto	
2. 2. Investigación previa VRI – PUCP	
CAPITULO 3: PROPIEDADES DE LOS MATERIALES USADOS....	21
3. 1. Introducción	
3. 2. Bloques de concreto	
3. 3. Mortero	
3. 4. Concreto	
3. 5. Acero de refuerzo	
CAPITULO 4: CONSTRUCCIÓN, ENSAYOS Y EVALUACIÓN DE RESULTADOS DE ESPECÍMENES: PILAS Y MURETES AL 33% Y 66% RELLENO DE ALVEOLOS.....	39
4. 1. Introducción.....	39
4. 2. Pilas al 33% y 66%.....	39
4.2.1. Procedimiento de construcción	
4.2.2 Montaje e instrumentación	
4.2.3. Cálculo de Resistencia a Compresión Axial ($f'm$)	
4.2.4. Cálculo de Módulo de Elasticidad (E_m)	
4. 3. Muretes al 33% y 66%	51
4.3.1. Procedimiento de construcción	
4.3.2. Montaje e instrumentación	
4.3.3. Cálculo de Resistencia al Corte ($v'm$)	
4.3.4. Cálculo de Módulo de Elasticidad (G_m)	
4. 4. Evaluación de resultados de ensayos	63

CAPITULO 5:	CONSTRUCCIÓN, ENSAYO Y EVALUACIÓN DE RESULTADOS DE UN MURO CONFINADO CON RELLENO DEL 33% DE ALVEOLOS	65
5. 1.	Introducción	65
5. 2.	Construcción del muro.....	65
	5.2.1. Descripción del muro M1-33	
	5.2.2. Construcción de la viga de cimentación	
	5.2.3. Asentado de unidades de albañilería	
	5.2.4. Construcción de columnas de arriostre	
	5.2.5. Construcción de viga solera	
5. 3.	Ensayo Cíclico de Carga Lateral.....	77
	5.3.1. Descripción del ensayo	
	5.3.2. Montaje e instrumentación	
	5.3.3. Fases del ensayo: Ciclos	
5. 4.	Comportamiento del muro durante el ensayo.....	81
5. 5.	Evaluación visual – post ensayo del muro.....	89
5. 6.	Procesamiento de resultados.....	91
	5.6.1. Valores máximos en cada fase	
	5.6.2. Envolverte del diagrama de Lazos Histeréticos	
CAPITULO 6:	COMPARACIÓN DE RESULTADOS OBTENIDOS... 94	
CAPITULO 7:	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES..... 100	
REFERENCIAS.....	101	

INDICE DE TABLAS

Tabla 1.1 Cuadro comparativo de sismos recientes en Chile, Japón y Haití.....	13
Tabla 2.1 Medidas y resultados de bloques huecos de concreto.....	17
Tabla 2.2 Resultados de f´m obtenidos del informe.....	18
Tabla 3.1 Medidas y resultados de bloques al 33% y 66%.....	23
Tabla 3.2 Resistencia a compresión axial de bloques Kaderabek – Company.....	24
Tabla 3.3 Resistencia a compresión axial de bloques BCIT.....	25
Tabla 3.4 Cuadro resumen de resistencia a compresión axial de bloques..	25
Tabla 3.5 Resistencia a la compresión en cubos de mortero.....	26
Tabla 3.6 Características de los agregados usados para la mezcla.....	29
Tabla 3.7 Datos considerados para el diseño de la mezcla.....	32
Tabla 3.8 Operaciones realizadas para el diseño de mezcla.....	32
Tabla 3.9 Dosificaciones en peso para 1.00 m3 de mezcla.....	33
Tabla 3.10 Mezclas corregidas por humedad para 1m3 de mezcla.....	33
Tabla 3.11 Resultados de probetas a 28 días.....	34
Tabla 3.12 Dosificación usada para columnas y vigas soleras.....	35
Tabla 3.13 Tabla de resistencia a la compresión en probetas cilíndricas.... (muestras iniciales de prueba – columna y viga solera)	36
Tabla 3.14 Tabla de resistencia a la compresión en probetas cilíndricas.... para el muro M1-33 (columna)	36
Tabla 3.15 Tabla de resistencia a la compresión en probetas cilíndricas.... para el muro M1-66 (viga solera)	36
Tabla 3.16 Tabla de resistencia a la compresión en probetas cilíndricas.... para el muro M1-33 (viga de cimentación)	37
Tabla 3.17 Tabla de resistencia a la compresión en probetas cilíndricas.... para el muro M1-66 (vigas de cimentación)	37

Tabla 3.18 Ensayos de acero de 3/8" y 1/2" usados.....	38
Tabla 4.1 Tabla de factores de corrección por esbeltez.....	46
Tabla 4.2 Resistencia a la compresión de pilas de bloques al 33%.....	47
Tabla 4.3 Resistencia a la compresión de pilas de bloques al 66%.....	48
Tabla 4.4 Módulo de Elasticidad en pilas al 33% de alveolos rellenos.....	51
Tabla 4.5 Módulo de Elasticidad en pilas al 66% de alveolos rellenos.....	51
Tabla 4.6 Resistencia a la compresión diagonal de muretes al 33%.....	59
Tabla 4.7 Resistencia a la compresión diagonal de muretes al 66%.....	59
Tabla 4.8 Módulo de corte en muretes al 33% de alveolos rellenos.....	62
Tabla 4.9 Módulo de corte en muretes al 66% de alveolos rellenos.....	62
Tabla 4.10 Relación de E_m vs f'_m para pilas al 33% y 66%.....	63
Tabla 4.11 Tabla 9 (**) de la Norma E.070.....	63
Tabla 4.12 Comparación de resultados de f'_m	64
Tabla 4.13 Comparación de resultados de v'_m	64
Tabla 4.14 Comparación de resultados de G_m/E_m	64
Tabla 5.1 Resistencia del concreto de la viga de cimentación.....	69
Tabla 5.2 Resistencia del concreto de la columna/viga solera.....	75
Tabla 5.3 Resistencia del concreto de la columna/viga solera 2.....	75
Tabla 5.4 Fases de carga: número de ciclos y amplitud.....	81
Tabla 5.5 Fases de carga: amplitud y carga máxima.....	91
Tabla 5.6 Valores de fuerzas máximas en cada fase del muro M1-33.....	92
Tabla 6.1 Cargas máximas para los muros M0, M0-0 y M1-33.....	94
Tabla 6.2 Porcentaje de caída de resistencia de los muros M0, M0-0 y M1-33	99

INDICE DE FIGURAS

Fig. 1-1. Estribos con gran espaciamiento.....	13
Fig. 1-2. Falta de confinamiento.....	13
Fig. 1-3. Bloques de concreto huecos traídos de Haití.....	14
Fig. 2-1. Bloque hueco normal.....	16
Fig. 2-2. Bloque hueco con refuerzo vertical.....	16
Fig. 2-3. Molde de madera usado en la investigación (Moscol).....	18
Fig. 2-4. Bloque de concreto artesanal con base firme y alveolos circulares huecos.....	19
Fig. 3-1. Dimensiones del bloque (m).....	21
Fig. 3-2. Bloques de concreto en PUCP.....	21
Fig. 3-3. Molde con huecos circulares.....	22
Fig. 3-4. Manejo del molde.....	22
Fig. 3-5. Molde hecho de dos partes.....	22
Fig. 3-6. Compactado del mortero.....	22
Fig. 3-7. Relleno al 33% de alveolos.....	23
Fig. 3-8. Relleno al 66% de alveolos.....	23
Fig. 3-9. Medidas tomadas del bloque.....	23
Fig. 3-10. Medidas de la sección bruta.....	23
Fig. 3-11. Curva granulométrica arena gruesa	27
Fig. 3-12. Curva granulométrica piedra chancada ½”.....	28
Fig. 3-13. Curvas granulométricas agregados, Füller y mezcla de agregados.....	30
Fig. 3-14. Curva w/c vs f´cr. Gráficamente w/c diseño=0.94.....	34
Fig. 3-15. Probetas de concreto.....	35
Fig. 3-16. Ensayo a compresión.....	35

Fig. 4-1. Preparación del mortero para el llenado de los alveolos.....	40
Fig. 4-2. Vaciado de agua de mezclado para el relleno de alveolos.....	40
Fig. 4-3. Relleno de los alveolos con mortero 1:8.....	40
Fig. 4-4. Agarre con las dos manos fuertemente los extremos del bloque relleno.....	41
Fig. 4-5. Se volteó el bloque.....	41
Fig. 4-6. Alzado del bloque con los alveolos hacia abajo.....	42
Fig. 4-7. Bloques colocados uno encima del otro verificando su trabajabilidad.....	42
Fig. 4-8. Esquema de pila formada por unidades de concreto (incluye LVDT).....	43
Fig. 4-9. Colocación del capping para uniformizar esfuerzos en la sección..	43
Fig. 4-10. Simulación de asentado de unidades de concreto huecos.....	44
Fig. 4-11. Curado de los bloques mediante tejido de yute.....	44
Fig. 4-12. Instrumentos para el ensayo: (a) Máquina Universal de ensayos. (b) Bomba hidráulica. (c) Celda de carga. (d) Gata hidráulica.	45
Fig. 4-13. (a) Pila instalada en el dispositivo de ensayo..... (b) Traslado de pilas mediante grúa.	46
Fig. 4-14. Falla vertical en bloque al 33% de alveolos rellenos.....	48
Fig. 4-15. Deslizamiento entre bloques al 66% de alveolos rellenos.....	48
Fig. 4-16. Formato típico de toma de datos de LVDT.....	49
Fig. 4-17. Gráfica σ vs ϵ para la pila P1-33.....	50
Fig. 4-18. Gráfica σ vs ϵ para la pila P2-66.....	50
Fig. 4-19 Esquema del murete típico a construir.....	52
Fig. 4-20. Esquema del murete al 33% a construir.....	52
Fig. 4-21. Esquema del murete al 66% a construir.....	53
Fig. 4-22. Muretes construidos al 33% y 66%.....	54
Fig. 4-23. Muretes con capping colocado en sus extremos.....	54

Fig. 4-24. (a) Traslado del murete al dispositivo de ensayo.....	55
(b) Instalación del murete en el dispositivo de ensayo.	
Fig. 4-25. Murete listo para ser ensayado.....	55
Fig. 4-26. Gráfica $P_{m\acute{a}x}$ vs Def. Vertical para el murete M2-33.....	57
Fig. 4-27. Gráfica T vs γ para el murete M2-33.....	58
Fig. 4-28. Murete en la máquina de ensayo bajo compresión diagonal.....	59
Fig. 4-29. Formato típico de toma de datos de LVDT.....	60
Fig. 4-30. Gráfica T vs γ para el murete M2-33.....	61
Fig. 4-31. Gráfica T vs γ para el murete M2-66.....	61
Fig. 5-1. Dimensiones y elementos de confinamiento del muro M1-33.....	66
Fig. 5-2. Detalle de la viga de cimentación: Elevación – Planta.....	67
Fig. 5-3. Distribución de acero en vigas de cimentación – viga de cimentación transversal.....	67
Fig. 5-4. Distribución de acero en la columna de confinamiento.....	68
Fig. 5-5. Encofrado y vaciado de viga de cimentación.....	69
Fig. 5-6. Preparación de las unidades de albañilería antes del asentado...	70
Fig. 5-7. Construcción de la primera hilada.....	70
Fig. 5-8. Muro tras finalizar la primera jornada de trabajo.....	71
Fig. 5-9. Muro finalizando la última jornada de trabajo.....	71
Fig. 5-10. Junta entre bloques de albañilería.....	72
Fig. 5-11. Verificación de verticalidad y horizontalidad del muro.....	72
Fig. 5-12. Uso de bloques partidos para completar hilera de muro.....	73
Fig. 5-13. Dentado del muro para garantizar el confinamiento.....	73
Fig. 5-14. Emplantillado de columna de arriostre y estribos usados.....	74
Fig. 5-15. Encofrado y vaciado de columnas de confinamiento.....	74

Fig. 5-16. Armado de la viga solera.....	76
Fig. 5-17. Muro M1-33 listo para ser ensayado	76
Fig. 5-18. Muro M1-33 instalado en la máquina de ensayo.....	77
Fig. 5-19. Esquema de la ubicación de los LVDT en el muro M1-33.....	78
Fig. 5-20. Actuador dinámico de 50 toneladas de capacidad.....	79
Fig. 5-21. (a) Celda de carga horizontal, para aplicar la carga de corte. (b) Celda de carga vertical, para fijar la viga de cimentación.....	80
Fig. 5-22. Muro conectado a las celdas de carga.....	80
Fig. 5-23. Adquisición de datos mediante el computador.....	81
Fig. 5-24. Etapas del ensayo a carga cíclica del muro.....	82
Fig. 5-25. Fase 1: Comportamiento elástico.....	85
Fig. 5-26. Fase 2: Primeras fisuras en parte inferior de columnas.....	85
Fig. 5-27. Fase 3: Más grietas en las columnas.....	85
Fig. 5-28. Fase 4: Aparecen las primeras fisuras en la albañilería.....	86
Fig. 5-29. Fase 5: Grietas en la parte superior de las columnas.....	86
Fig. 5-30. Fase 6: Ancho de fisuras de 0.40mm.....	86
Fig. 5-31. Fase 7: Aparición de fisuras en conexión viga solera-columna...	87
Fig. 5-32. Fase 8: Aparición de fisuras en la parte inferior del muro.....	87
Fig. 5-33. Fase 9: Grietas llegaron al espesor de 1.0cm.....	87
Fig. 5-34. Fase 10: Ligera falla en esquina de bloques.....	88
Fig. 5-35. Fase 11: Grietas en zona superior de las columnas se intensifican.....	88
Fig. 5-36. Fase 12: Muro tras finalizar las fase 12.....	88
Fig. 5-37. Fase 13: Muro tras finalizar las fase 13.....	89
Fig. 5-38. Grieta diagonal marcada sobre el muro.....	89
Fig. 5-39. Grietas a lo largo de la longitud de la columna.....	90

Fig. 5-40. Grietas en el interior del muro.....	90
Fig. 5-41. Lazos Histeréticos M1-33 CL	91
Fig. 5-42. Envolventes Fuerza Cortante vs Desplazamiento M1-33.....	93
Fig. 6-1. Grietas en muros – Fase 3: W1: M0 y W2: M0-0.....	95
Fig. 6-2. Grietas en muros – Fase 3: M1-33.....	95
Fig. 6-3. Curvas histeréticas M0 (W1) y M0-0 (W2).....	96
Fig. 6-4. Curva histerética M1-33.....	96
Fig. 6-5. (a) M0, (b) M0-0 y (c) M1-33 al finalizar el ensayo.....	97
Fig. 6-6. Envolvente de muros: M0, M0-0 y M1-33.....	98



Resumen

La presente investigación estudia el problema de la falta de seguridad sísmica de las viviendas y edificaciones en el país de Haití, cuyo sistema estructural es a base de muros de mampostería hechos con unidades artesanales de concreto de 3 alveolos huecos. Asimismo, se hace una evaluación de las mejoras al comportamiento del sistema constructivo tradicional haitiano mediante el empleo de unidades de concreto relleno del 33 y 66% de alveolos rellenos.

El trabajo de investigación realizado consta de dos partes bien diferenciadas: la primera (VRI), estuvo a cargo de los ingenieros Gladys Villa García y Marcial Blondet, y la segunda estuvo a cargo de los ingenieros Daniel Quiun W, Marcial Blondet y Gladys Villa García, financiada por DGI PUCP (Dirección y Gestión de Investigación).

Los resultados obtenidos de la primera parte del trabajo de investigación servirán como base de comparación con los que se obtengan del presente trabajo. Asimismo, las mejoras realizadas en el proyecto VRI en el sistema constructivo, como el confinamiento de elementos de albañilería, el reforzamiento de los elementos de arriostre verticales y horizontales; estarán incluidas en el proyecto actual DGI.

Esta segunda parte de la investigación es un estudio de la efectividad técnica de mejorar la resistencia al corte en los muros conformados por los bloques de concreto rellenos con el 33% y 66% de alveolos rellenos, es decir, se parte de la hipótesis que las unidades de albañilería deben ser más sólidas para incrementar su resistencia y ductilidad ante los ensayos de carga lateral cíclica que representan a la sollicitación sísmica.

Este trabajo de tesis está distribuido de la siguiente forma:

Capítulo 1: Descripción del proyecto. Se plantea el problema general producido por el sismo del 2010 en Haití y se trazan objetivos específicos de mejora constructiva y de resistencia para la reconstrucción de las viviendas considerando sus aspectos económicos y sociales.

Capítulo 2: Antecedentes bibliográficos. Se hace una recopilación de las investigaciones que se han realizado en bloques de concreto y cemento artesanales. Asimismo, se presenta el trabajo de investigación (VRI – PUCP) que antecede a la presente investigación.

Capítulo 3: Propiedades de los materiales. Se presenta los resultados de los diferentes ensayos que se han realizado a los materiales utilizados para la construcción de pilas, muretes y muro de bloques de concreto. Se determinó sus características físicas y las propiedades mecánicas correspondientes.

Capítulo 4: Pilas y muretes al 33% y 66%. Se realiza la descripción de la construcción de pilas y muretes, así como también se calcula valores típicos de resistencia comparados con los de la Norma Peruana E.070 – Albañilería.

Capítulo 5: Muro confinado al 33%. Se describe el proceso constructivo y ensayo del muro compuesto con bloques de concreto con 33% de alveolos rellenos. Se detalla la instrumentación utilizada así como también se describen las fases de los ensayos a carga lateral cíclica. Finalmente se hace una evaluación de los resultados obtenidos mediante el cálculo teórico de las propiedades de la albañilería.

Capítulo 6: Se comparó los resultados obtenidos entre los muros M0 (muro sin confinar), M0-0 (muro confinado compuesto por bloques sin relleno de alveolos) y M1-33 (muro confinado compuesto por bloques al 33%, es decir, el alveolo del medio es relleno por mortero).

La comparación que se realizó es en base al comportamiento cualitativo y estructural. Evaluación de rigideces de los muros, cargas máximas que soportan, evaluación de la ductilidad.



CAPITULO 1: DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

1.1. Introducción

El 12 de enero del 2010, después de 240 años de inactividad, se dio la ruptura de la falla de Enriquillo Plantain Garden en Haití, que ocasionó un sismo de gran magnitud en la escala de Richter (7.0 Mw). El epicentro del terremoto se localizó a 25 km. de la capital haitiana. En comparación con los sismos de Chile - Febrero 2010 (8.8 Mw) y Japón – Marzo 2011 (9.0 Mw) se registraron consecuencias catastróficas en relación a los espeluznantes cifras de pérdidas humanas. En la tabla 1.1 se presenta un cuadro comparativo en cifras gruesas.

Tabla 1.1. Cuadro comparativo de sismos recientes en Chile, Japón y Haití.

País	Magnitud (Mw)	Cifra en pérdidas humanas
Chile (2010)	8.8	525
Japón (2011)	9.0	16 000
Haití (2010)	7.0	200 000

Así quedó demostrado que las construcciones en Haití no se rigen por conceptos de sismorresistencia.

En el informe presentado por Eduardo Fierro y Cynthia Perry: “*PRELIMINARY RECONNAISSANCE REPORT – 12 JANUARY 2010 HAITI EARTHQUAKE*” se concluyó que la falta de performance en las construcciones en Haití, debido a la pobreza hizo que los daños se amplificaran. (Fig. 1-1). NO existe ingeniería sismorresistente ni políticas de construcción. (Fig. 1-2)



Fig 1-1. Estribos con gran espaciamiento



Fig 1-2. Falta de confinamiento

En ese sentido tras cuatro años del devastador sismo, el panorama es poco alentador, ya que las personas siguen realizando sus construcciones con las mismas ideas, la misma pobre concepción de construcción y sin códigos que rijan su quehacer cotidiano.

Los estándares de construcción de Haití carecen de detalles o códigos sismorresistentes. Según estudios e investigaciones realizadas en el lugar de los hechos (“Report of Compressive Strength Test” – Ref. V), el material predominante de construcción es la albañilería compuesta por unidades de concreto huecos (Fig. 1-3). En Haití, la práctica constructiva con estas unidades de albañilería se realiza sin los detalles sísmicos requeridos.



Fig 1-3. Bloques de concreto huecos traídos de Haití.

Por otra parte, es conocido que la albañilería confinada con elementos de concreto armado es una técnica constructiva ampliamente difundida en algunos países de América Latina, que ha demostrado tener un buen desempeño sísmico. (Ref. XIX: “Diseño y Construcción de Estructuras Sismorresistentes de Albañilería”)

Este proyecto pretende introducir mejoras en el comportamiento sísmico de la albañilería típica de Haití, mediante el aumento de la resistencia y la ductilidad estructural. Se hicieron ensayos de laboratorio con muros de albañilería de bloques de concreto a escala natural que incorporaron condiciones factibles de usar en Haití. Estas fueron: a) dos formas de relleno de los alveolos (33% y 66%) de las unidades previas al asentado del muro para aumentar la resistencia; y b) variar el proceso constructivo con los elementos de confinamiento de concreto vaciados luego de la construcción del muro de albañilería para mejorar la ductilidad y el comportamiento estructural.

Los resultados indicaron que el comportamiento sísmico de los muros de albañilería confinados, con rellenos de 66% de los alveolos, mejora en forma significativa y es factible constructivamente.

1.2. Objetivos

- Hacer en Perú (Laboratorio de Estructuras PUCP) la reproducción y caracterización de la mampostería tradicional haitiana.
- Conocer las propiedades físicas y mecánicas de las unidades de bloques de concreto artesanales de Haití y compararlo con valores típicos dados por la norma E.070.
- Mejorar el comportamiento sísmico de los muros de bloques de concreto mediante la introducción de albañilería confinada y rellenando los alveolos.
- Comparar los resultados obtenidos en la presente tesis con los resultados de la investigación previa al presente proyecto.
- Contribuir con la reconstrucción de viviendas en Haití con una tecnología sismorresistente acorde a los estándares socio – económicos que se manejan.

1.3. Alcances

El presente trabajo de tesis parte de la investigación previa realizada por los ingenieros investigadores de la Sección de Ingeniería Civil de la PUCP: Marcial Blondet Saavedra y Gladys Villa García Medina con apoyo del VRI – PUCP (Vicerrectorado de Investigación), ellos trabajaron en la determinación de las propiedades de los materiales haitianos y en la exploración de la posibilidad de cambiar el proceso constructivo de los muros de albañilería. Los resultados de esta primera investigación formarán parte en la recopilación de información de la presente tesis.

Continuando con lo realizado por los ingenieros investigadores de la PUCP y formando parte del segundo grupo investigador liderado por el Ing. Daniel Quiun, es que se pretende el estudio y análisis de la albañilería, esta vez con relleno de alveolos de las unidades al 33% y 66%. Se evaluará las propiedades de la albañilería en pilas y muretes para comparar con los valores típicos de nuestra norma E.070.

Finalmente para efectos de la presente tesis, se analizará el comportamiento de un muro confinado conformado por bloques con el 33% de alveolos rellenos sometidos a una carga lateral cíclica. Otra tesis paralela trata sobre el análisis del comportamiento del muro conformado por bloques al 66% de alveolos rellenos y carga vertical. (Y. Iparraguirre, 2014)

CAPITULO 2: ANTECEDENTES BIBLIOGRÁFICOS

Para el desarrollo de la presente tesis se tuvo como base algunos trabajos, estudios e investigaciones previas relacionados con bloques artesanales. Estos trabajos de investigación fueron realizados en la PUCP y a continuación se presenta y comenta cada uno de ellos. Asimismo, se hace mención y se explica el trabajo correlacionado que se tiene con la investigación previa VRI – PUCP.

2.1. Investigaciones PUCP en albañilería de bloques de concreto

2.1.1. 1984: Muros con bloques de concreto vibrado

Esta investigación fue realizada por los ingenieros Víctor Ramírez Pejerrey y Chrisitan Saavedra C bajo la conducción del Ing. Ángel San Bartolomé. Realizaron ensayos de pilas, muretes y muros armados conformados por bloques de concreto huecos. (Fig. 2-1). Mediante este estudio se pretendió conocer el comportamiento estructural de la albañilería con bloques de concreto huecos que era uno de los sistemas estructurales tradicionalmente utilizados para la construcción en varias zonas del Perú. Asimismo, se estudió el efecto del reforzamiento tanto vertical como horizontal a los elementos de la albañilería (Fig. 2-2). Paralelamente se estudió el efecto del relleno parcial o total de los alveolos del bloque.



Bloque Normal

Bloque
Recortado usado
en la esquina del
muro M5



Fig 2-1. Bloque hueco normal.

Fig 2-2. Bloque hueco con refuerzo vertical

Las dimensiones nominales de los bloques usados fueron de 20 x 20 x 40 cm y el relleno que se utilizó fue concreto fluido cuya resistencia a la compresión era bastante similar a los bloques. (Tabla 2.1)

El efecto del relleno de concreto fluido en los alveolos de los bloques que conformaron las pilas y muretes, arrojaron resultados bastantes similares en

resistencias de compresión axial y diagonal, en comparación con los bloques sin relleno parcial ni total.

Tabla 2.1. Medidas y resultados de bloques huecos de concreto

Bloque de Concreto	Valores Promedios	N° Especímenes
Dimensiones (cm)	19.7 x 19.7 x 39.7	8
Área Bruta (cm ²)	782	8
Área Neta (cm ²)	454	4
fp (kg/cm ²) sobre área neta	115	5
Absorción (% del peso natural)	5.3	4
Succión (gr/200 cm ² /min)	38.4	4
Peso natural (kg)	20.3	4

Características del Bloque: Valores Promedio (“Ensayo de Carga Lateral en Muros con Bloques de Concreto Vibrado” – UNPRG – PUCP: 1984)

2.1.2. 1986: Bloques artesanales de cemento

Esta publicación fue realizada por los ingenieros Abel Moscol y Ángel San Bartolomé y se desarrolló mediante un convenio entre la Universidad Nacional Pedro Ruíz Gallo (UNPRG) y la Pontificia Universidad Católica del Perú (PUCP).

Con el objeto de poder abaratar los costos de las unidades de albañilería que se emplean en las construcciones rurales del Perú y sin perder de vista la seguridad estructural de los mismos, es que se realizaron ensayos de investigación de pilas, muretes y muros formados por bloques artesanales de cemento.

Los bloques de cemento tuvieron como dimensiones nominales 12cm x 25cm x 14cm con una mezcla que, tras diferentes experimentos, se obtuvo 1:5.2 (cemento: arena: confitillo).

La resistencia mínima que se buscó que tuvieran los bloques fue de 50kg/cm² (5MPa). El molde usado fue hecho de madera y lo podemos apreciar en la figura 2.3.

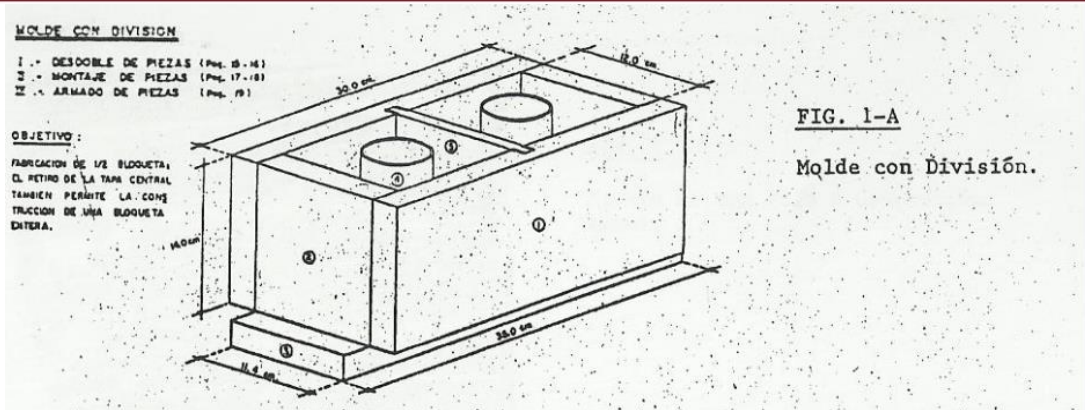


Fig 2-3. Molde de madera usado en la investigación. (Moscol)

Dentro de los ensayos realizados a los bloques de cemento huecos, se encontró resultados correspondientes a bloques con los alveolos rellenos. Los resultados correspondientes a la serie “C” fueron rellenos con mortero de mayor resistencia al del bloque, aproximadamente las resistencias del mortero de relleno y del bloque fueron 85 kg/cm² y 53 kg/cm² respectivamente. (Tabla 2.2)

Tabla 2.2. Resultados de f’_m obtenidos del informe

SERIE	f’ _m (kg/cm ²)		E (kg/cm ²)
	Sobre Area Bruta	Sobre Area Neta	
A	23.6	29.1	28292
B	25.8	31.8	32578
C	39.5	39.5	43636
D	19.1	23.6	19555

Compresión Axial de Pilas (“Bloques Artesanales de Cemento” – UNPRG – PUCP: 1986)

2.1.3. 2005: Bloques artesanales de concreto

El trabajo de investigación realizado por las alumnas de posgrado Karhell de Brigit Alférez M. y Diana Quinto G. se tradujo en su tesis de maestría referido a bloques artesanales de concreto huecos (Fig. 2-4). La presencia de los alveolos tiene como objetivo permitir un ahorro en el material, sin embargo a pesar de ello el peso del bloque oscila entre 18 – 20 kg.

La zona evaluada en dicho trabajo es el sur del país, específicamente la ciudad de Tacna, donde los pobladores fabrican y usan las unidades de albañilería de forma indistinta, sin estándares de dosificación o mano de obra. Es por ello que, sumado a los problemas que pueden surgir en las construcciones debido a eventos sísmicos, se evaluó el comportamiento de

muros formados por los bloques artesanales estudiados encamisados con mallas electrosoldadas.

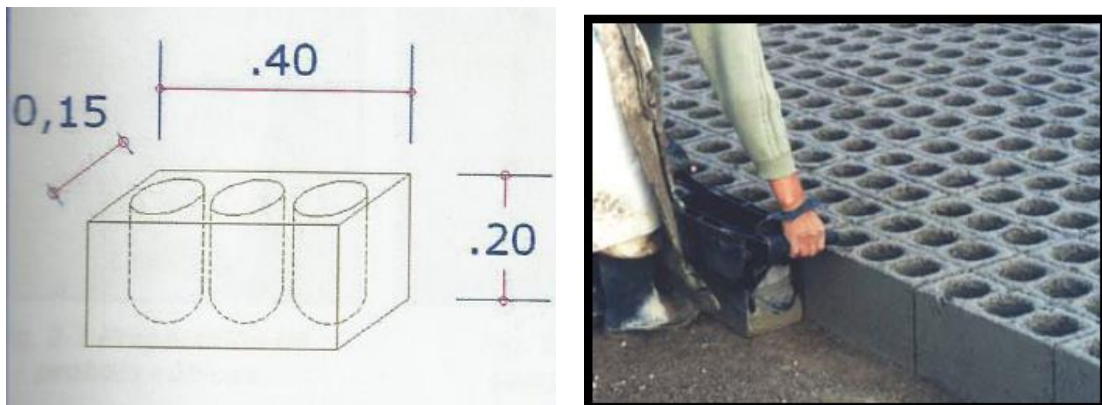


Fig 2-4. Bloque de concreto artesanal con base firme y alveolos circulares huecos.

Los resultados referidos a los bloques artesanales usados para el trabajo de investigación realizado por las ingenieras se usarán para la comparación en resistencia con los bloques en la presente tesis. Ello es debido a que los bloques artesanales huecos estudiados presentan la peculiaridad de tener una base donde se apoyan los alveolos. De manera muy similar son los bloques de concreto que se van a evaluar a lo largo de toda esta tesis.

2.2. Investigación previa VRI – PUCP (2011)

Como parte del concurso anual de proyectos de investigación llamado por la VRI – PUCP (Vicerrectorado de Investigación – PUCP), los ingenieros Marcial Blondet y Gladys Villa García ganaron el financiamiento para empezar con el tema de investigación referido a Haití.

El trabajo consistió en primer lugar reproducir y caracterizar las unidades de albañilería haitianas. Asimismo, se realizaron los ensayos en los bloques de concreto y la albañilería para encontrar sus propiedades mecánicas tales como: ensayo de pilas a compresión axial y muretes a compresión diagonal. La propuesta que se optó fue por hacer una mejora constructiva en la conformación de los muros para hacerlos confinados y hacer una comparación entre el comportamiento estructural de los muros haitianos tradicionales frente a los muros haitianos confinados. Asimismo, mediante los resultados obtenidos se desea preparar una cartilla casera de construcción para realizar mejores prácticas constructivas con códigos sismorresistentes que lo avalen para la reconstrucción de Haití.

Este trabajo fue presentado en el *12th Canadian Masonry Symposium, Vancouver 2013*.

De esta forma, se dio pie a una segunda investigación donde se parte de la idea de llevar los bloques originales hacia bloques “macizos”, para lo cual se

investiga el relleno de uno o dos alveolos. Al relleno de un alveolo se le denomina 33% y al otro 66%. La hipótesis es que mientras más maciza sea la unidad de albañilería, ésta presentará una mejora en sus propiedades.



CAPITULO 3: PROPIEDADES DE LOS MATERIALES USADOS

3.1. Introducción

En este capítulo describiremos el análisis de las propiedades de los diversos materiales usados para el proyecto. Así también se describe los bloques de concreto empleados, que son similares a los construidos en Haití. (Fig. 1-3)

3.2. Bloques de concreto

En la presente investigación se utilizó bloques de concreto fabricados artesanalmente, con las dimensiones nominales de 40x20x15 cm. Estos incluyen 3 huecos de 9x8 cm aproximadamente, los bloques tienen como base un asiento en la cara del bloque, es decir, dichos huecos no logran atravesar la sección de la cara del bloque. (Fig. 3-1, 3-2)

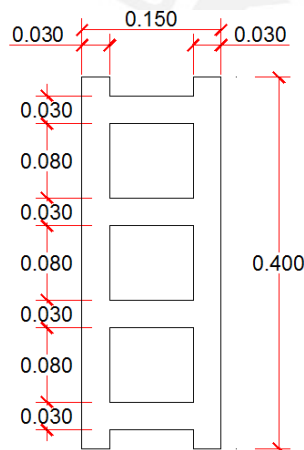


Fig 3-1. Dimensiones del bloque (m) **Fig 3-2. Bloques de concreto en PUCP**

El peso de los bloques de concreto oscila entre 20-24 kg. Para su colocación las unidades se asientan con los huecos abiertos hacia abajo, de tal manera que el mortero se pueda esparcir en la cara llena para luego poder asentar los bloques de la hilada superior.

Para la fabricación de los bloques fue necesario el diseño y fabricación de un molde especial que produjera un bloque de concreto similar al hecho en Haití en geometría y resistencia. En el Laboratorio de Estructuras Antisísmicas - PUCP había un molde similar para fabricar bloques de concreto pero con huecos circulares de un proyecto de investigación pasado. (Fig. 3-3). Tomando como referencia dicho molde se procedió a la fabricación de un nuevo molde acorde a nuestras necesidades, ya que éste presentaba dificultades en su manipuleo (Fig. 3-4).



Fig 3-3. Molde con huecos circulares.



Fig 3-4. Manejo del molde.

El molde que se usó para el proyecto DGI 2012, constituido con 3 huecos rectangulares, constó de dos partes, de tal forma que hay un mejor manejo del molde. Así no se presenta forcejeo ni pérdidas de material al momento de extraer el molde y sobretodo se garantiza uniformidad en la conformación de los bloques, de esta forma se reproduce de una manera casera, sencilla y práctica la fabricación de los bloques artesanales de Haití (Fig. 3-5).

La mezcla usada para la fabricación de los bloques fue 1:8, el proceso de vaciado es sencillo, se llena la mezcla al molde para seguidamente compactarlo mediante una varilla de acero liso y un martillo de goma (Fig. 3-6). Finalmente se enraza para prescindir del material excedente y se vierte boca abajo como se observa en la Fig. 3-5.



Fig 3-5. Manejo práctico del molde.



Fig 3-6. Compactado del mortero.

Los bloques de concreto que corresponden al presente proyecto de investigación fueron rellenos con mortero al 33% y 66% de alveolos, es decir, se relleno para el primer caso el hueco del medio (Fig. 3-7) y para el segundo caso los dos extremos (Fig. 3-8).



Fig 3-7. Relleno al 33% de alveolos.

Fig 3-8. Relleno al 66% de alveolos.

Para la determinación de la resistencia a la compresión de las unidades se efectuaron ensayos de laboratorio de acuerdo a lo establecido en las Normas NTP 399.613 y 399.604.

Se realizó la toma de las medidas correspondientes a diez bloques, cinco al 33% de alveolos rellenos y los otros cinco al 66%, como se muestra en la Tabla 3.1. Ver Fig. 3-9 y Fig. 3-10.

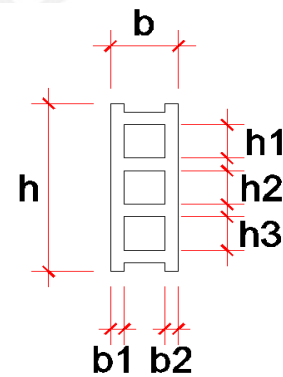
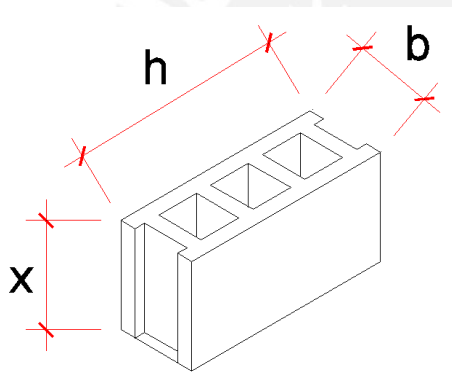


Fig 3-9. Medidas tomadas del bloque.

Fig 3-10. Medidas de la sección bruta.

Tabla 3.1. Medidas y resultados de bloques al 33% y 66%

N° bloque	%	h (mm)	h1 (mm)	h2 (mm)	h3 (mm)	b (mm)	b1 (mm)	b2 (mm)	x (mm)	Carga máxima (KN)	AREA BRUTA (mm ²)	ESFUERZO (Mpa)	ESFUERZO PROMEDIO (MPa)	DES. STANDAR (MPa)
1	33	395.0	85.0	80.0	83.0	149.0	30.0	29.0	185.0	299.4	45636	6.56	9.52	1.54
2	33	399.0	80.0	80.0	83.0	148.0	28.0	29.0	190.0	485.6	44867	10.82		
3	33	395.0	82.0	85.0	84.0	149.0	29.0	30.0	200.0	425.3	45906	9.26		
4	33	400.0	83.0	85.0	84.0	147.0	28.0	28.0	190.0	418.6	45343	9.23		
5	33	398.0	83.0	85.0	86.0	150.0	29.0	28.0	195.0	405.8	46319	8.76		
6	66	396.0	85.0	85.0	86.0	149.0	30.0	28.0	185.0	471.5	46275	10.19	9.80	0.59
7	66	400.0	80.0	82.0	81.0	150.0	30.0	29.0	180.0	485.9	45724	10.63		
8	66	402.0	86.0	83.0	84.0	145.0	29.0	30.0	190.0	435.7	45486	9.58		
9	66	400.0	87.0	83.0	82.0	148.0	28.0	29.0	200.0	428.7	45743	9.37		
10	66	400.0	80.0	83.0	80.0	150.0	28.0	30.0	195.0	420.0	45567	9.22		

La resistencia característica de bloques a compresión axial (f'_b) la podemos determinar mediante la diferencia del promedio de las muestras ensayadas y su desviación estándar correspondiente:

Bloques al 33%: $f'_b = 9.52 - 1.54 = 7.98 \text{ MPa}$

Bloques al 66%: $f'_b = 9.80 - 0.59 = 9.21 \text{ MPa}$

Los antecedentes que se tienen acerca de bloques producidos artesanalmente son escasos, la información que se tiene no es abundante para poder hacer comparaciones constructivas. Sin embargo, se debe partir por algo para encontrar similitudes o diferencias bien marcadas entre los resultados.

En el año 1984 se realizó una investigación con bloques de concreto vibrado donde participaron los Ings. Víctor Ramírez, Christian Saavedra C. y Ángel San Bartolomé cuyos resultados sobre área neta fue 11.3 MPa y sobre área bruta fue 6.5 MPa.

En el año 1987 se realizó otra investigación sobre bloques artesanales de cemento, por los Ings. A. San Bartolomé y Abel Moscol, cuyos resultados finales de resistencia a compresión del bloque artesanal fue 4.22 MPa y vibrado fue 6.57 MPa.

En marzo del mismo año del devastador sismo que azotó Haití, Kaderabek Company realizó una serie de ensayos a compresión axial a los bloques de concreto de las estructuras que quedaron en pie. Los datos obtenidos de las muestras de 8 bloques se muestran en la tabla 3.2

Tabla 3.2. Resistencia a compresión axial de bloques Kaderabek Company.

Denominación del bloque	Dimensiones brutas (mm)	Área Bruta (mm ²)	f'_b (MPa)
Bloque 1	145 x 197 x 399	31793,50	6,96
Bloque 2	146 x 197 x 400	31393,50	15,16
Bloque 3	145 x 197 x 401	31193,50	8,96
Bloque 4	143 x 196 x 400	31399,90	11,79
Bloque 5	146 x 197 x 401	31116,10	11,79
Bloque 6	145 x 197 x 401	27999,90	13,10
Bloque 7	145 x 197 x 401	29116,10	12,13
Bloque 8	145 x 196 x 401	31161,20	10,41

Poco después, en mayo 2010, el Departamento de Ingeniería Civil del BCIT (British Columbia Institute of Technology), Vancouver – Canadá inspeccionó el lugar, realizó estudios, sacó muestras y realizó ensayos de los bloques pertenecientes al mismo país.

Los datos de la resistencia de los bloques llamados C y D obtenidos por el BCIT se muestran en la tabla 3.3.

Tabla 3.3. Resistencia a compresión axial de bloques BCIT

Denominación del bloque	Dimensiones brutas (mm)	Área Bruta (mm ²)	f ['] b(MPa)
Bloque C	141 x 200 x 390	30258,00	6,50
Bloque D	143 x 193 x 395	32128,97	6,57

Comparamos los resultados obtenidos en la tabla 3.4.

Tabla 3.4. Cuadro resumen de resistencia a compresión axial de bloques.

Investigación/Estudio	f ['] b(MPa)
Ensayos KADERABEK (2010)	11,29
Ensayos BCIT (2010)	7,00
Bloque PUCP Haití al 0% (2011)	5,79
Bloque PUCP Haití al 33% (2012)	7,98
Bloque PUCP Haití al 66% (2012)	9,21

3.3. Mortero

El mortero que se utilizó fue para llenar las juntas entre bloques de concreto, tuvo una proporción volumétrica de 1:8 (cemento – arena gruesa).

El cemento que se usó fue el Portland tipo I que es el de uso común en nuestro entorno. El agregado fue arena gruesa natural que se encontraba disponible en ese momento en el laboratorio, cuya granulometría es la misma que se usó para el diseño del concreto del proyecto y que se presentará en el siguiente acápite.

El mortero que se empleó para el relleno de los bloques fue el mismo usado para las juntas de contacto entre bloques. Se elaboraron probetas cúbicas del mortero para el ensayo a compresión.

El valor promedio de la resistencia a compresión de las 6 muestra fue 5.15 MPa (Ver Tabla 3.5)

Tabla 3.5. Resistencia a la compresión en cubos de mortero.

	Lado A (mm)		Lado A Prom (mm)	Lado B (mm)		Lado B Prom (mm)	Largo (mm)		Largo Prom (mm)	Área (mm ²)	Carga (KN)	Carga Corregida (Kg)	Esfuerzo (kg/cm ²)	Esfuerzo (MPa)
	A1	A2		B1	B2		L1	L2						
1	51	51	51	51	51	51	50	50	50	2601	10,83	1104,0	42,44	4,16
2	51	51	51	51	51	51	50	50	50	2601	10,27	1046,9	40,25	3,95
3	51	51	51	51	51	51	50	50	50	2601	10,81	1101,9	42,37	4,16
4	50	50	50	50	50	50	51	51	51	2500	16,00	1631,0	65,24	6,40
5	50	50	50	50	50	50	51	51	51	2500	15,35	1564,7	62,59	6,14
6	50	50	50	50	50	50	51	51	51	2500	15,25	1554,5	62,18	6,10

3.4. Concreto

El concreto que se utilizó para los elementos de confinamiento del muro que son las columnas y la viga solera, tenían una resistencia nominal $f'_c=140$ kg/cm², ello debido a que se trataba de simular las condiciones austeras de Haití, quienes usan un concreto pobre y de baja calidad. La viga de cimentación se diseñó para poseer una resistencia nominal $f'_c=210$ kg/cm², ello debido a que debe soportar el peso del muro al momento de su izaje hacia la zona de ensayo de carga lateral.

Las mezclas de concreto fueron preparadas por el personal del Laboratorio de Estructuras Antisísmicas PUCP en una mezcladora de 100 L de capacidad.

Se tuvo un cuidado especial en la dosificación para la viga de cimentación ya que es la base para la formación del muro y además debe soportar todo el peso del muro al momento del izaje. Asimismo, diseñar para $f'_c=140$ kg/cm² no es tan común en el medio y por lo que requiere relaciones w/c elevadas adquiere bastante variabilidad al momento del cálculo.

Los agregados usados para la dosificación fueron los que nos proporcionaron el LEDI – PUCP se muestran en las Fig. 3-11 y 3-12.

Solicitante	LEDI			Expediente	11-260
Proyecto	DGI 2012			Fecha	18/08/2011
Muestra	ARENA GRUESA	Profundidad	-		

Huso ASTM N° (para agregados gruesos):	-	Peso específico de la Masa_Bulk (gr/cm3):	2.71		
Tamaño Máximo (mm):	9.53	Peso Bulk Superficialmente Seco (gr/cm3):	2.74		
Tamaño Máximo Nominal (mm):	-	Peso Específico Aparente (gr/cm3):	2.80		
Módulo de Fineza:	2.86	Humedad de Absorción (%):	1.18		
Peso Unitario Compactado	1.89	Humedad Natural (%):	1.40		
Peso Unitario Suelto (gr/cm3):	1.75				
TAMIZ ASTM	Porcentaje que pasa	TAMIZ ASTM	Porcentaje que pasa	TAMIZ (mm)	Porcentaje que pasa
3"	100	#4	97	9.525	100
2 1/2"	100	#8	75	4.760	97
2"	100	#16	57	2.380	75
1 1/2"	100	#30	44	1.190	57
1"	100	#50	31	0.590	44
3/4"	100	#100	10	0.297	31
1/2"	100	#200	2.6	0.149	10
3/8"	100			0.074	2.6

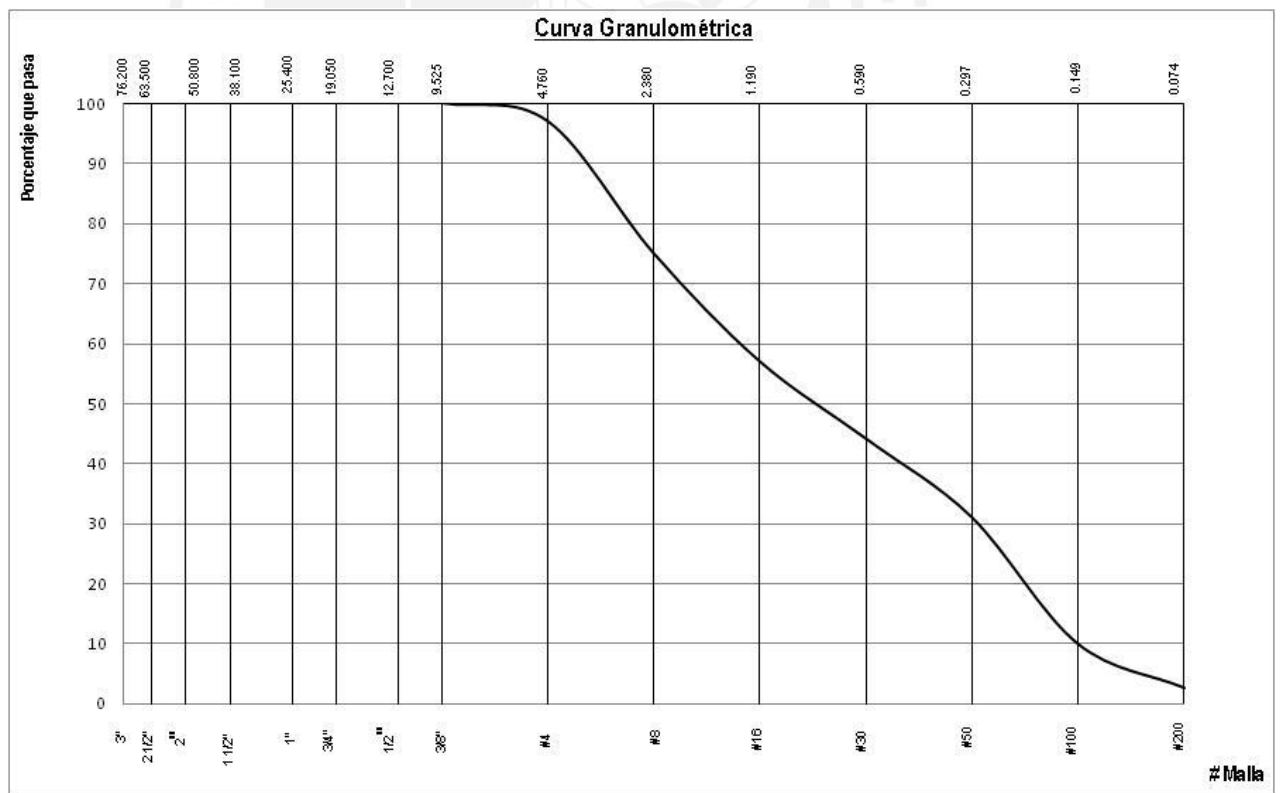


Fig. 3-11. Curva granulométrica arena gruesa.

Solicitante	LEDI			Expediente	11-260
Proyecto	DGI 2012			Fecha	18/08/2011
Muestra	PIEDRA CHANCADA 1/2"	Profundidad	-		

Huso ASTM N° (para agregados gruesos):	-	Peso específico de la Masa_Bulk (gr/cm3):	2.77		
Tamaño Máximo (mm):	38.1	Peso Bulk Superficialmente Seco (gr/cm3):	2.79		
Tamaño Máximo Nominal	25.4	Peso Específico Aparente (gr/cm3):	2.83		
Módulo de Fineza:	7.66	Humedad de Absorción (%):	0.72		
Peso Unitario Compactado	1.58	Humedad Natural (%):	0.50		
Peso Unitario Suelto (gr/cm3):	1.40				
TAMIZ	Porcentaje	TAMIZ	Porcentaje	TAMIZ	Porcentaje
ASTM	que pasa	ASTM	que pasa	ASTM	que pasa
3"	100	#4	0	76.200	100
2 1/2"	100	#8	0	63.500	100
2"	100	#16	0	50.800	100
1 1/2"	100	#30	0	38.100	100
1"	85	#50	0	25.400	85
3/4"	34	#100	0	19.050	34
1/2"	4	#200	0	12.700	4
3/8"	0			9.525	0

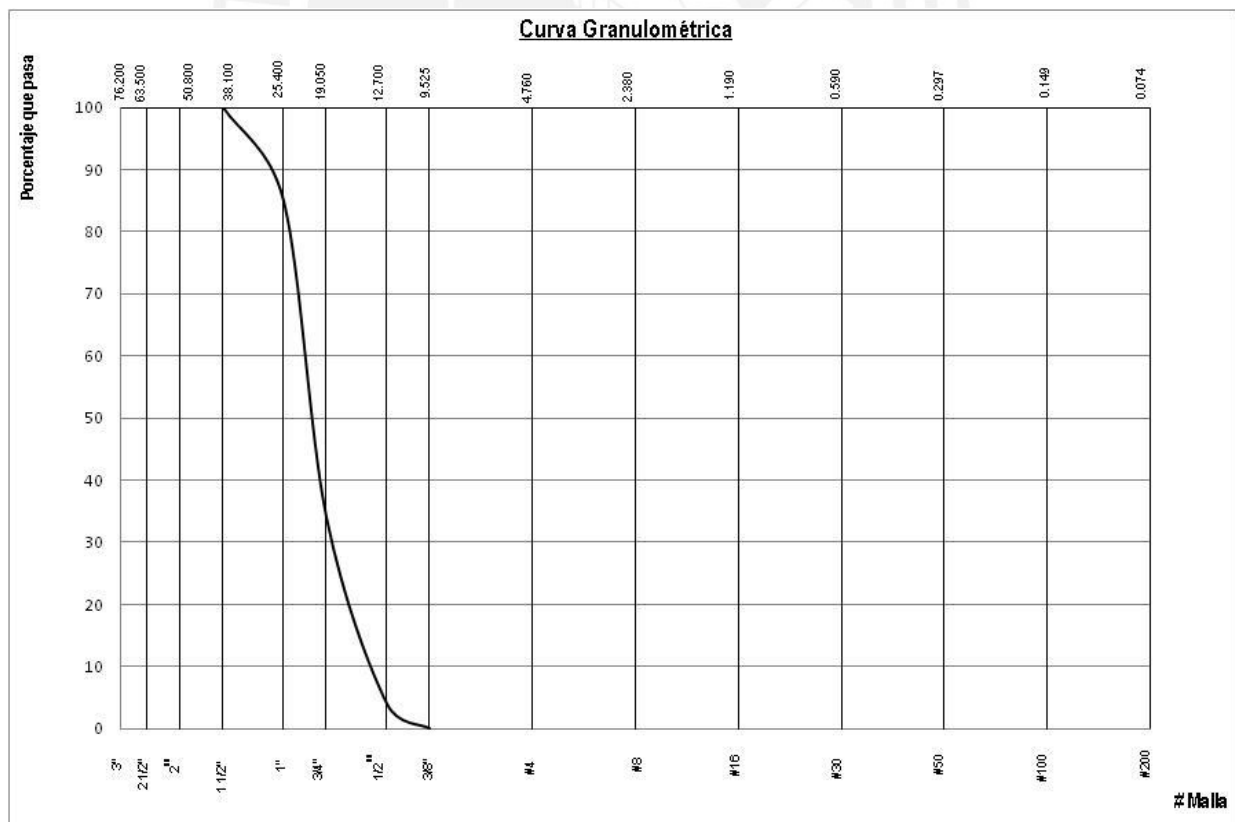


Fig. 3-12. Curva granulométrica piedra chancada 1”.

El diseño de la mezcla de concreto se realizó mediante el método de la parábola de Füller:

Características de los agregados (Tabla 3.6)

Tabla 3.6. Características de los agregados usados para la mezcla.

Agregados	Tamaño Máximo	Módulo de Fineza	Humedad (%)		Peso Específico	Peso Unitario Seco	
			Absorción	Actual		Varillado	Suelto
Arena Gruesa (a)	-	2.86	1.18	1.4	2.71	1.89	1.75
Grava (g)	1"	-	0.72	0.5	2.77	1.58	1.40

La parábola de Füller viene dada mediante la expresión:

$$Pd = 100x\sqrt{(d/D)}$$

Para cada malla tenemos un determinado porcentaje que pasa:

P25.4	100.0
P19.05	86.6
P12.7	70.7
P9.525	61.2
P4.76	43.3
P2.38	30.6

P1.190	21.6
P0.590	15.2
P0.297	10.8
P0.149	7.7
P0.074	5.4

De esta forma podemos graficar la parábola de Füller que se muestra junto con las curvas de los agregados (Fig. 3-13)

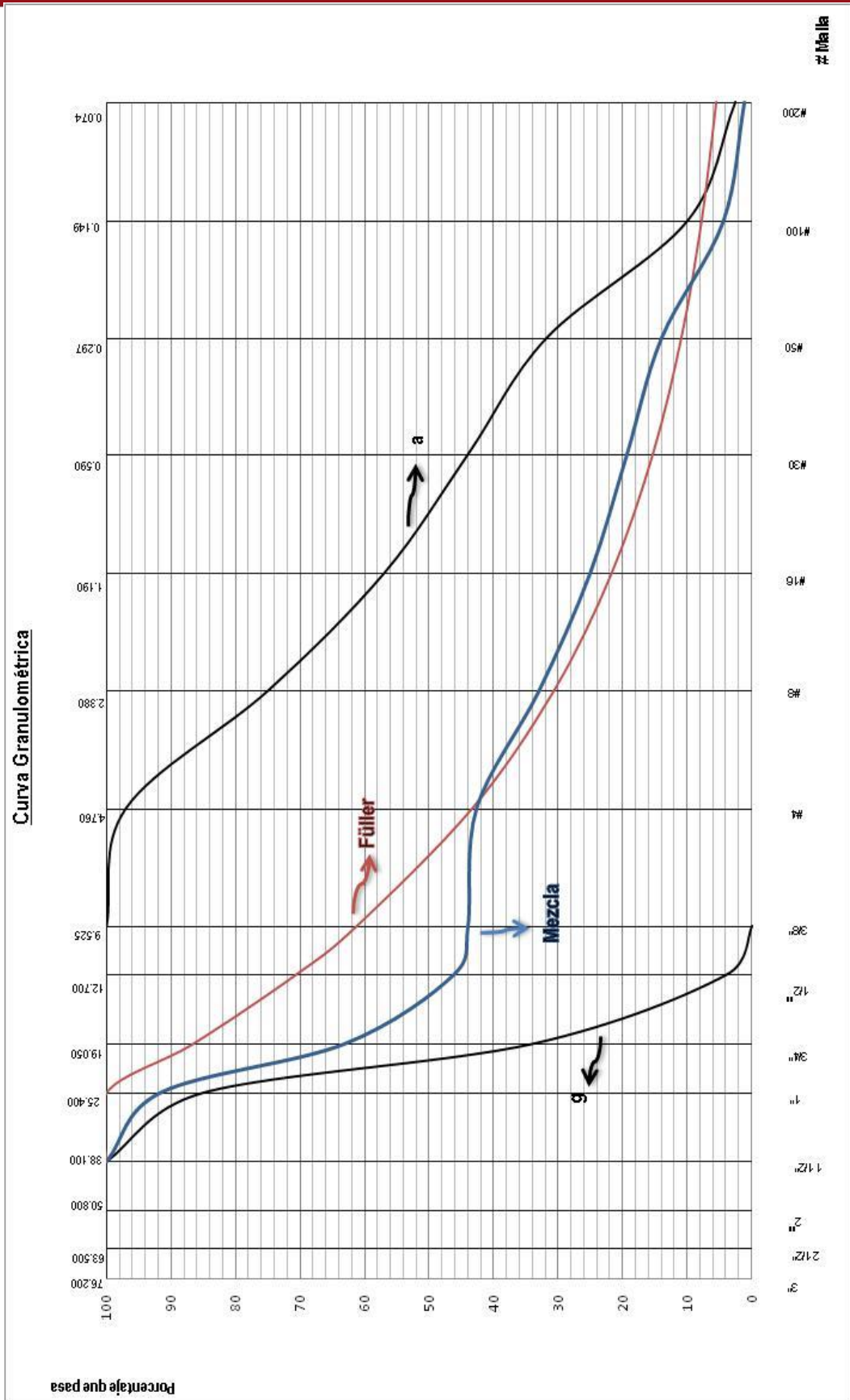


Figura 3.13. Curvas granulométricas agregados, Füller y mezcla de agregados.

Para la abertura de 4.76mm (malla #4) se observa que los porcentajes que pasan en la arena y grava son los siguientes:

Grava	a	97
Arena	g	0

Al plantear la ecuación de mezcla de agregados encontramos el porcentaje que se lleva la arena y la grava, donde "x" denota el % de arena de la mezcla.

$$97x + 0(1-x) = 43$$

$$x = 0.44$$

La mezcla encontrada viene dada por:

$$\text{Mezcla} = 0.44 \text{ fino} + 0.56 \text{ grueso}$$

Se realiza una corrección debido a que tenemos más gruesos que finos ($\pm 5\%$) obtenemos la mezcla final expresada por:

$$\text{Mezcla Final} = 0.49 \text{ fino} + 0.51 \text{ grueso}$$

Por tanto las relaciones entre arena y agregado total en volumen y peso se representan así:

$$a/A = 0.49 \quad (\text{en volumen})$$

$$a/A = (0.44(2.71)) / (0.44(2.71) + 0.56(2.77)) = 0.435 \quad (\text{en peso})$$

Columnas y viga solera:

Para la dosificación de dichos elementos del muro se diseñó con un concreto con resistencia nominal $f'c = 140 \text{ kg/cm}^2$. La tabla 3.7 indica los datos que se consideraron para el diseño de concreto.

Tabla 3.7. Datos considerados para el diseño de mezcla.

Resistencia a compresión: $f'c$ (kg/cm ²)	140	$1/1.175 = w/c=0.85$ (Dosif. Teórica)
Resistencia media requerida: $f'cr$ (kg/cm ²)	150	
Revenimiento (cm)	6 a 8	$140/(1-0.05(1.28)) = 149.6 \approx 150$
cemento/agua: $c/w = z$ (en peso)	1.175	
arena/Agregado: a/A (en volumen)	0.490	$0.0045 \times 150 + 0.5 = 1.175$
arena/Agregado: a/A (en peso)	0.435	

Para $f'c=140$ kg/cm² $v = 5\%$ (en laboratorio)
 $t = 1.28$

Las dosificación para la relación w/c teórica=0.85 se presenta en la tabla 3.8.

Tabla 3.8. Operaciones realizadas para el diseño de mezcla.

Material	Operaciones	Peso (kg)	Operacione	Volumen (m3)		
Agua		188	188/1000	0.188		
Cemento	188x1.175	221	221/3150	0.070		
Aire			-	0.015	van	0.273
Piedra		1027	0.371x2770	0.371	0.727 x 0.51	
Arena		965	0.356x2710	0.356	0.727 x 0.49	
Peso total		2401	Vol. Total	1.000		

Debido a la variabilidad de factores que influyen en el comportamiento del concreto se optó por realizar ensayos de las mezclas teóricas para obtener la curva experimental a través de diferentes relaciones w/c para de esa forma obtener el mejor cociente entre agua y cemento para la resistencia que se buscaba $f'c=140$ kg/cm², lo que se muestra en la tabla 3.9.

Tabla 3.9. Dosificaciones en peso para 1.00 m³ de mezcla.

	Mezcla B		Mezcla C		Mezcla D		Mezcla E	
	w/c = 0.80		w/c = 0.90		w/c = 0.95		w/c = 1.0	
Material	Peso(kg)	Vol (m3)	Peso(kg)	Vol (m3)	Peso(kg)	Vol (m3)	Peso(kg)	Vol (m3)
Agua	188	0.188	188	0.188	188	0.188	188	0.188
Cemento	235	0.075	209	0.066	198	0.063	188	0.060
Aire	-	0.015	-	0.015	-	0.015	-	0.015
Arena	959	0.354	970	0.358	975	0.360	979	0.361
Piedra	1021	0.368	1032	0.373	1037	0.374	1042	0.376
Peso Unitario	2403	1.000	2399	1.000	2398	1.000	2397	1.000

La tabla 3.10 muestra las mezclas corregidas para 1m³ de mezcla.

Tabla 3.10. Mezclas corregidas por humedad para 1m³ de mezcla.

Mezcla "B"				Mezcla "C"			
Material	Operaciones	Peso (kg)	w/c = 0.80	Material	Operaciones	Peso (kg)	w/c = 0.90
Agua	188+2.3-2.1	188.2		Agua	188+2.2-2.2	188	
Cemento		235		Cemento		209	
Piedra	1021x1.0050	1026		Piedra	1032x1.0050	1037	
Arena	965*1.0140	973		Arena	970*1.0140	984	

Mezcla "D"				Mezcla "E"			
Material	Operaciones	Peso (kg)	w/c = 0.95	Material	Operaciones	Peso (kg)	w/c = 1.00
Agua	188+2.3-2.2	188		Agua	188+2.2-2.2	188	
Cemento		198		Cemento		188	
Piedra	1037x1.0050	1042		Piedra	1042x1.0050	1047	
Arena	975*1.0140	989		Arena	979*1.0140	993	

El resultado de las probetas a 28 días que nos ayudaron a encontrar la mejor relación agua/cemento se presenta en la tabla 3.11.

Tabla 3.11. Resultados de probetas a 28 días.

Probeta	w/c	Esfuerzo (kg/cm ²)	Resistencia Media (kg/cm ²)
A2	0.85	214.3	202.9
A4		175.9	
A6		218.4	
B2	0.80	224.0	226.5
B4		235.0	
B6		220.6	
C2	0.90	188.4	175.4
C4		150.5	
C6		187.2	
D2	0.95	133.6	133.8
D4		142.4	
D6		125.5	
E2	1.00	117.7	114.6
E4		112.0	
E6		114.2	

Con dichos resultados se obtuvo la gráfica Fig. 3-14, que relaciona el cociente agua/cemento y la resistencia característica del concreto. Así, con ayuda de las dosificaciones teóricas y con los resultados experimentales se obtuvo la dosificación que quedaría para preparar el concreto para las columnas y vigas soleras de los muros en estudio.

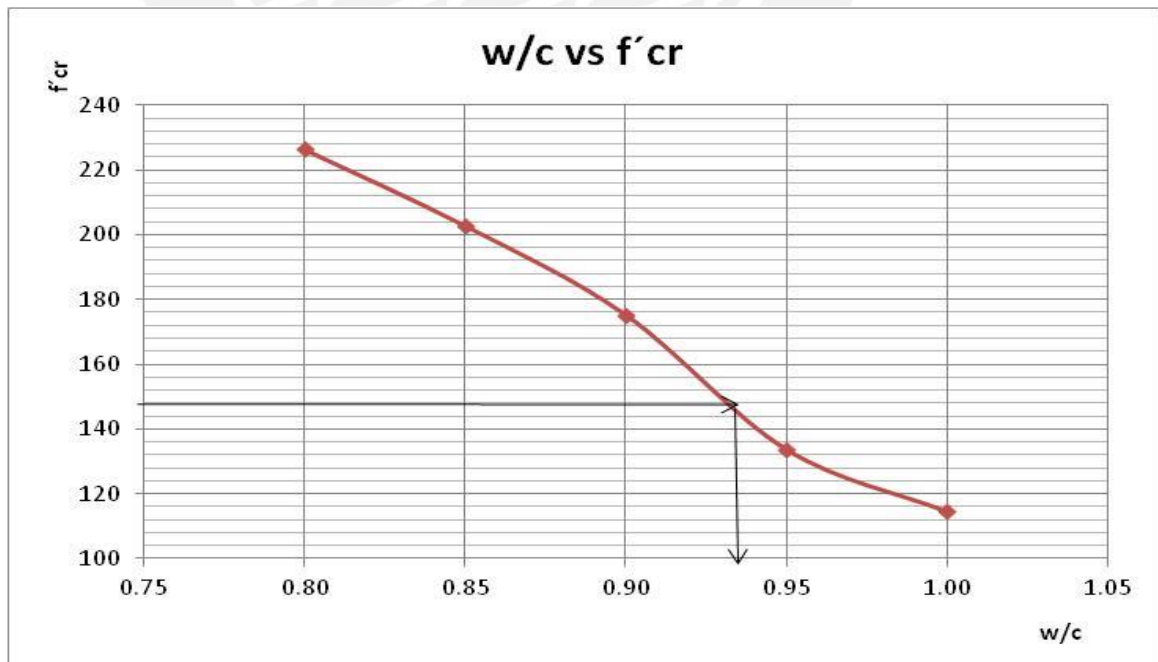


Figura 3-14 Curva w/c vs f'cr. Gráficamente w/c diseño=0.94.

La dosificación final usada quedó determinada con la relación w/c hallada (Tabla 3.12). Se obtuvieron un total de 6 muestras iniciales (probetas cilíndricas) y posteriormente los días mismos del vaciado de las columnas y viga solera se tomaron muestras. Asimismo se realizó las pruebas de revenimiento o slump con el Cono de Abrahams. Se obtuvo un slump promedio de 6cm. Los resultados que se obtuvieron de las probetas de concreto se muestran en las tablas 3.13, 3.14 y 3.15.



Fig 3-15. Probetas de concreto.



Fig 3-16. Ensayo a compresión.

Tabla 3.12. Dosificación usada para columnas y vigas soleras.

Col. - viga solera	
Para 100 L de mezcla	
Material	Peso (kg)
Agua	18.810
Cemento	19.895
Arena	97.955
Piedra	105.140

Tabla 3.13. Tabla de resistencia a la compresión en probetas cilíndricas (muestras iniciales de prueba – columna y viga solera).

Probeta	Diámetro (mm)		Diámetro promedio (mm)	Carga máxima (KN)	Esfuerzo (kg/cm ²)	Esfuerzo Promedio (kg/cm ²)
	D1	D2				
D2	153,2	153,3	153,3	241,8	133,6	133,9
D4	152,3	153,4	152,9	256,4	142,4	
D6	152,3	151,3	151,8	222,8	125,5	
E2	153,3	153,5	153,4	213,4	117,7	114,7
E4	152,4	153,5	153,0	201,9	112,0	
E6	153,7	153,9	153,8	208,2	114,2	

Tabla 3.14. Tabla de resistencia a la compresión en probetas cilíndricas para el muro M1-33 (columna).

Probeta Nº	Diametro(cm)		Diametro Promedio(cm)	Area (cm ²)	Carga maxima		Esfuerzo (kg/cm ²)	Esf. Prom. (kg/cm ²)
	D1	D2			(KN)	(Kg)		
Columna - P1	15,31	15,30	15,31	183,88	260,90	26622,45	144,78	131,95
Columna - P2	15,40	15,34	15,37	185,45	237,60	24244,90	130,74	
Columna - P3	15,24	15,26	15,25	182,56	215,30	21969,39	120,34	

Tabla 3.15. Tabla de resistencia a la compresión en probetas cilíndricas para el muro M1-66 (viga solera).

Probeta (N°)	Diámetro(cm)		Diámetro Promedio(cm)	Area (cm ²)	Carga máxima		Esfuerzo (kg/cm ²)	Esf. Prom. (kg/cm ²)
	D1	D2			(KN)	(Kg)		
Viga solera-P1	15,32	15,30	15,31	184,00	348,00	35510,20	192,99	190,46
Viga solera-P2	15,24	15,21	15,23	181,96	341,40	34836,73	191,45	
Viga solera-P3	15,41	15,36	15,39	185,81	340,40	34734,69	186,94	

Los resultados que se han obtenido presentan una gran dispersión. Es importante mencionar que la propia resistencia para las columnas y viga solera es arbitrario, ya que lo que se pretende es asemejarnos a los bajos niveles de resistencia en Haití.

Viga de cimentación:

Para la dosificación de la viga de cimentación se empleó un concreto con resistencia nominal $f'c=210$ kg/cm². La relación agua – cemento usada fue 0.67.

De la misma manera se obtuvieron un total de 9 muestras iniciales (probetas cilíndricas) y posteriormente los días mismos del vaciado de la viga de cimentación se tomaron muestras. Asimismo se realizó las pruebas de revenimiento o slump con el Cono de Abrahams. Se obtuvo un slump promedio de 8.5cm. Los resultados que se obtuvieron de las probetas de concreto se muestran en las tablas 3.16 y 3.17.

Tabla 3.16. Tabla de resistencia a la compresión en probetas cilíndricas para el muro M33% (viga de cimentación).

Probeta (N°)	Fecha de vaciado	Diametro(cm)		Diametro Promedio(cm)	Area (cm ²)	Carga maxima		Esfuerzo (kg/cm ²)	Esf. Prom. (kg/cm ²)
		D1	D2			(KN)	(Kg)		
VC2 P1	04/07/2012	15,53	15,36	15,45	187,26	564,40	57591,84	307,55	331,35
VC2 P2	04/07/2012	15,15	15,27	15,21	181,61	560,40	57183,67	314,88	
VC2 P3	04/07/2012	15,36	15,58	15,47	187,87	684,20	69816,33	371,63	

Tabla 3.17. Tabla de resistencia a la compresión en probetas cilíndricas para el M66% (viga de cimentación).

Probeta (N°)	Fecha de vaciado	Diametro(cm)		Diametro Promedio(cm)	Area (cm ²)	Carga maxima		Esfuerzo (kg/cm ²)	Esf. Prom. (kg/cm ²)
		D1	D2			(KN)	(Kg)		
VC3 P1	04/07/2012	15,34	15,48	15,41	186,41	515,80	52632,65	282,35	289,81
VC3 P2	04/07/2012	15,36	15,47	15,42	186,53	537,60	54857,14	294,09	
VC3 P3	04/07/2012	15,25	15,16	15,21	181,49	521,10	53173,47	292,99	

3.5. Acero de refuerzo

Se realizaron ensayos de las barras de acero corrugadas usadas en el proyecto con el fin de controlar y observar sus propiedades. Los diámetros nominales que se ensayaron fueron de 3/8" y 1/2". Ver tabla 3.18.

Tabla 3.18. Ensayos del acero de 3/8" y 1/2".

Probeta	Diámetro (pulg)	Longitud	Peso (gr)	Marca-Tipo-Grado	Alargamiento (mm)	Carga máxima (KN)	Carga fluencia (KN)	Esfuerzo Máximo (kg/cm ²)	Esfuerzo Fluencia (kg/cm ²)
1	3/8	1000	532	Acero.Arq.Corrug. 60	32,0	50,65	32,00	7245,9	4577,8
2	3/8	1000	532	Acero.Arq.Corrug. 60	32,0	51,47	33,50	7363,2	4792,4
3	3/8	1000	532	Acero.Arq.Corrug. 60	32,0	51,06	32,50	7304,5	4649,4
1	1/2	1000	951	Acero.Arq.Corrug. 60	33,0	94,04	60,00	7567,4	4828,2
2	1/2	1000	951	Acero.Arq.Corrug. 60	30,0	93,23	58,50	7502,2	4707,5
3	1/2	1000	951	Acero.Arq.Corrug. 60	32,0	94,36	60,00	7593,1	4828,2

Según los datos obtenidos de la tabla 3.15, el esfuerzo de fluencia promedio para el acero de 3/8" es 4673 kg/cm² y para el acero de 1/2" es 4788 kg/cm². Lo que garantiza que el acero usado cumple los requisitos mínimos de fluencia de 4200 kg/cm² de un acero Grado 60.

Del mismo modo se calcula el esfuerzo máximo promedio, para el acero de 3/8" es 7304 kg/cm² y para el acero de 1/2" es 7554 kg/cm².

CAPITULO 4: CONSTRUCCIÓN, ENSAYO Y EVALUACIÓN DE RESULTADOS DE ESPECIMENES: PILAS Y MURETES AL 33% Y 66% RELLENO DE ALVEOLOS

4.1. Introducción

Para la determinación de las propiedades de la albañilería simple estipulada por la norma E.070, se realizaron ensayos de compresión axial y de compresión diagonal de prismas y muretes, respectivamente.

Para tal efecto, se construyeron 6 pilas en total, 3 pilas con bloques al 33% de alveolos rellenos y 3 pilas al 66% de alveolos rellenos. Asimismo, se construyeron 6 muretes en total.

Los prismas y muretes fueron construidos y ensayados en el Laboratorio de Estructuras Antisísmicas – PUCP con ayuda de los técnicos que laboran allí.

En la investigación anterior donde se usaron bloques sin relleno se obtuvo f'_m (0%) = 3.30 MPa y v'_m (0%) = 0.43 MPa.

4.2. Pilas al 33% y 66%

4.2.1. Procedimiento de construcción

Se construyeron 3 pilas por cada tipo de bloques de concreto: 33% y 66% de alveolos rellenos.

Una vez que se fabricaron las unidades de concreto huecos mediante el molde diseñado para la tesis, éstos se dejaron secar 28 días a más. Se procedió a hacer el llenado de los alveolos para la formación de las pilas y muretes. En total se construyeron 6 pilas de 3 bloquetas cada una, por lo que se necesitó hacer el llenado de 9 alveolos.

El mortero usado para el llenado de los alveolos fue el mismo usado para las juntas de albañilería; es decir, la dosificación fue de 1:8 (cemento:arena). El maestro que nos apoyó para la fabricación de los bloques huecos fue el mismo que hizo el llenado de los alveolos. Para ello realizó su mezcla de relleno con una tanda de cemento combinado con 8 tandas de arena. (Fig. 4-1)



Fig. 4-1. Preparación del mortero para el llenado de los alveolos.

La cantidad de agua usada para la mezcla fue acorde al criterio del maestro, de tal manera que sea una mezcla trabajable sin llegar a que sea demasiado agüado. (Fig. 4-2)



Fig 4-2. Vaciado de agua de mezclado para el relleno de alveolos.

Los alveolos de los bloques fueron rellenos al ras, de tal forma que exista uniformidad entre el bloque y el mortero vaciado. (Fig. 4-3)



Fig 4-3. Relleno de los alveolos con mortero 1:8.

Una vez que se rellenaron los bloques con mortero, se procedió a hacer una prueba de manipuleo de la unidad de albañilería, ello se realizó para efectos constructivos y tener un patrón de manejo de la unidad.

Se tomó un tiempo prudencial de fraguado del mortero (aproximadamente 1 hora), de tal manera que el bloque de concreto sea trabajable y no escurra su relleno al momento de voltearlo.

Es importante mencionar que el asentado de las unidades de concreto para la conformación de las pilas, muretes y muros; se dio tal y como lo muestra la Fig. 4-6, es decir, con los alveolos hacia abajo.

A continuación se muestra el manipuleo casero que se realizó a los bloques con 33% y 66% de alveolos rellenos:



Fig 4-4. Agarre con las dos manos fuertemente los extremos del bloque relleno.



Fig 4-5. Se volteó el bloque.



Fig 4-6. Alzado del bloque con los alveolos hacia abajo.

El manipuleo que se realizó al bloque de concreto relleno fue 15min después de haber sido relleno. Es decir, se constató que no se necesita de mucho tiempo para el fraguado del mismo. El bloque de concreto puede ser trabajado, manipulado y usado para la formación de las pilas, muretes y muros. (Fig. 4-7)



Fig 4-7. Bloques colocados uno encima del otro verificando su trabajabilidad.

Las dimensiones de las pilas fueron iguales para todos. Para controlar la altura de la albañilería simple se usó un escantillón graduado de madera, para controlar la verticalidad se empleó un nivel y una plomada. El espesor de las juntas entre bloque y bloque fue de 1.5cm. Las pilas fueron de 3 hiladas (Fig. 4-8)

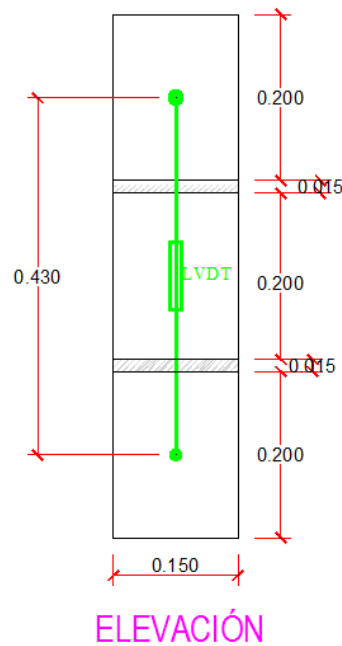


Fig 4-8. Esquema de pila formada por unidades de concreto (incluye LVDT).

Luego de haber construido las pilas se procedió con la colocación del **capping** en la parte superior e inferior de las pilas. Ello sirve para uniformizar la superficie de contacto cuando el dispositivo de ensayo aplique la carga, ésta se pueda distribuir uniformemente a lo largo del elemento.



Fig 4-9. Colocación del capping para uniformizar esfuerzos en la sección.

El asentado de las unidades de albañilería se realizó colocando los huecos hacia abajo, ello para evitar que el mortero de asentado caiga en ellos. (Fig. 4-10).



Fig 4-10. Simulación de asentado de unidades de concreto huecos.

Los especímenes fueron dejados a secar durante 28 días. Asimismo, fueron curados mediante un tejido de yute húmedo que fue colocado encima de los mismos durante 24 horas. (Fig. 4-11)

Luego que los bloques fueron curados, se procedió a rellenar sus alveolos para formar las pilas correspondientes para los ensayos de compresión axial.



Fig 4-11. Curado de los bloques mediante tejido de yute.

4.2.2. Montaje e instrumentación

Las pilas fueron colocadas en Marco de Cargas, donde se utilizó una gata hidráulica de 200 toneladas junto con una bomba hidráulica eléctrica de 600 BAR de capacidad. La fuerza que ejerce la gata al elemento de albañilería es registrada en voltaje por medio de la celda de carga (N°87747) y se traduce en toneladas en la computadora contigua con ayuda del programa LABVIEW. (Fig. 4-12)

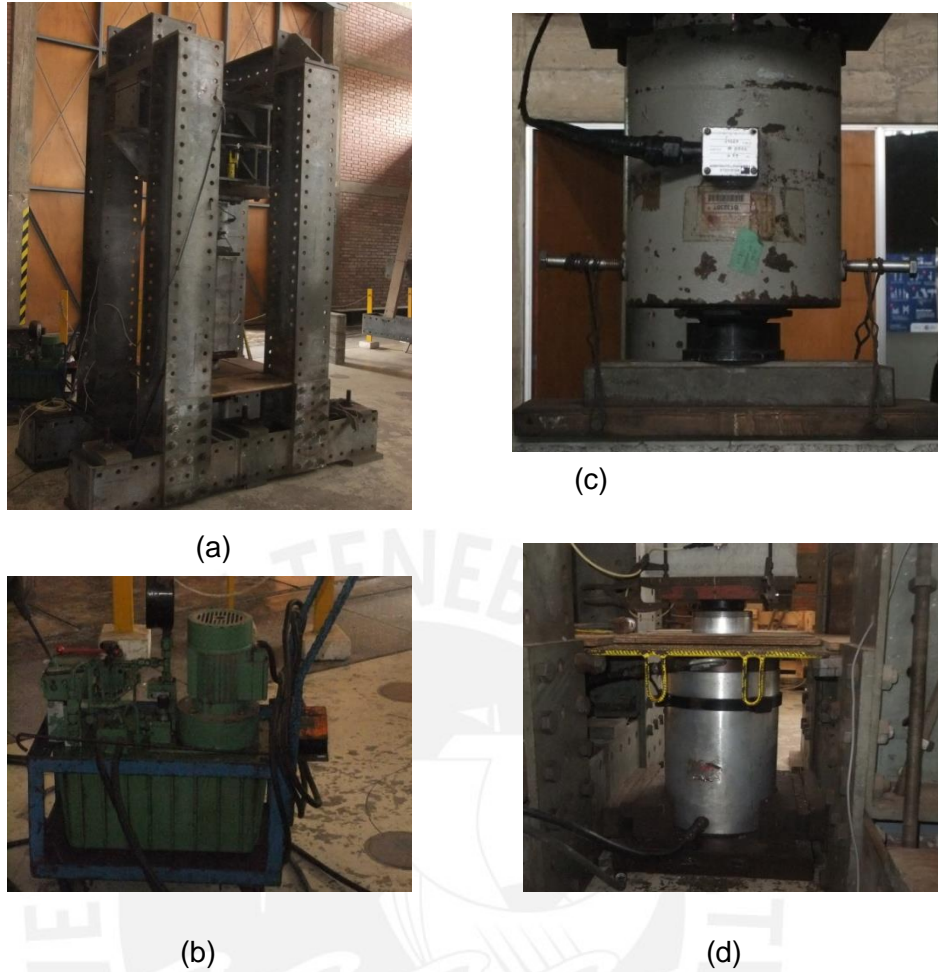


Fig 4-12. Instrumentos para el ensayo: (a) Máquina Universal de ensayos. (b) Bomba hidráulica. (c) Celda de carga. (d) Gata hidráulica.

Previo al ensayo se colocaron los sensores LVDT a cada pila que registran los desplazamientos axiales del elemento (uno local y otro global). Las pilas fueron transportadas con la grúa que se encuentra en el laboratorio para luego ser acomodadas en el dispositivo de ensayo. (Fig. 4-13



(a)



(b)

Fig 4-13. (a) Pila instalada en el dispositivo de ensayo. (b) Traslado de pilas mediante grúa.

4.2.3. Cálculo de Resistencia a Compresión Axial ($f'm$)

Para el cálculo de la resistencia a compresión axial de las pilas evaluadas se consideró la siguiente relación:

$$f_m = \frac{P_{max}}{\text{Área bruta}}$$

Donde:

f_m : Resistencia a compresión axial (kg/cm²)

$P_{máx}$: Fuerza máxima que resiste la pila (Kg)

Área bruta: Área bruta transversal a la fuerza (cm²)

La Norma E.070 estipula que los valores de f_m sean corregidos por un factor de esbeltez de la pila. A continuación se muestra la tabla 4.1 transcrita de la norma.

Tabla 4.1. Tabla de factores de corrección por esbeltez (E.070)

Factores de corrección de f_m por esbeltez						
Esbeltez	2	2.5	3	4	4.5	5
Factor	0.73	0.8	0.91	0.95	0.98	1

Por lo que para cada ensayo de pilas se determinó cada f_m utilizando la siguiente relación:

$$f_m = C * \frac{P_{max}}{\text{Área bruta}}$$

Donde:

C = coeficiente de corrección por esbeltez extraído de la tabla 4.1

La resistencia característica a compresión axial del grupo de pilas evaluadas se obtiene al restar la desviación estándar al promedio de f_m .

$$f'm = f_m (\text{promedio}) - \sigma$$

Donde:

$f'm$: Resistencia característica a compresión axial (kg/cm²)

f_m (promedio): Resistencia a compresión axial (kg/cm²)

σ : Desviación estándar

El factor de esbeltez considerado para estos ensayos de compresión axial fue de la relación: $63/15 = 4.2$. Haciendo la interpolación correspondiente obtenemos el valor de "C" igual a 0.962 (Tabla 4.2).

La tabla 4.2 presenta los resultados de las pilas con un alveolo relleno (33%) y la tabla 4.3 para las pilas con dos alveolos rellenos (66%).

Tabla 4.2. Resistencia a la compresión de pilas de bloques al 33%

	Esbeltez	Pmax(kg)	Área bruta (cm ²)	f_m (kg/cm ²)	f_m promedio (kg/cm ²)	Desv. Estándar (kg/cm ²)	$f'm$ (kg/cm ²)	$f'm$ por esbeltez (kg/cm ²)	$f'm$ por esbeltez (MPa)
P1-33	4,2	22621	456,14	49,59	52,75	4,09	48,66	46,81	4,59
P2-33	4,2	23396	456,14	51,29					
P3-33	4,2	26171	456,14	57,38					

La falla mostrada de los bloques al 33% de alveolos rellenos fue de naturaleza frágil mostrando grietas verticales. (Fig. 4-14)



Fig. 4-14. Falla vertical en bloque al 33% de alveolos rellenos

Tabla 4.3. Resistencia a la compresión de pilas de bloques al 66%

	Esbeltez	Pmax(kg)	Área bruta (cm ²)	fm (kg/cm ²)	fm promedio (kg/cm ²)	Desv. Estándar (kg/cm ²)	f'm promedio (kg/cm ²)	f'm prom. corregido (kg/cm ²)	f'm prom. corregido (MPa)
P1-66	4,2	28145,62	457,59	61,51	61,19	3,71	57,48	55,30	5,42
P2-66	4,2	29619,48	457,59	64,73					
P3-66	4,2	26233,93	457,59	57,33					

Las pilas de bloques al 66% de alveolos rellenos presentaron las típicas grietas verticales. Sumado a ello se observó falla en el mortero porque se presentó deslizamiento relativo entre los bloques. (Fig.4-15)



Fig. 4-15. Deslizamiento entre bloques al 66% de alveolos rellenos

4.2.4. Módulo de Elasticidad de la albañilería (E_m)

Para calcular el módulo de elasticidad se escogió de la gráfica esfuerzo – deformación unitaria, un tramo correspondiente a la zona elástica que represente el comportamiento lineal del elemento.

Parte de la información que obtenemos del ensayo proviene de los LVDT colocados en la pila: local y global, de tal forma que al aumentar la fuerza, los dispositivos van midiendo los desplazamientos en el elemento.

Los LVDT locales dentro de la pila se denominan DlocalH y DlocalB y vienen expresados en “mm”. La distancia entre estos LVDT es de 40.5 cm. en promedio (l).

La velocidad del ensayo fue de 1mm/min como lo especifica la norma.

Al final, los resultados obtenidos por cada ensayo se resumen en un cuadro que se muestra a continuación: (Fig.4-16)

Tiempo (s)	D Global (mm)	P (kN)	D local H (mm)	D local B (mm)	Δd		Esfuerzo (kg/cm ²)
					$(d_{local1} + d_{local2})/2$	$\Delta d/l$	

Fig. 4-16. Formato típico de toma de datos de LVDT

Donde:

Tiempo (s): cada tiempo donde se aplica la carga

D Global(mm): desplazamiento marcado por el LVDT global

P(kN): Fuerza aplicada

D local H, B(mm): desplazamiento marcado por el LVDT local

Δd (mm): Promedio entre desplazamientos marcados por los LVDT locales

$\Delta d/l$: Deformación unitaria

Esfuerzo (kg/cm²): Fuerza entre el área bruta de la sección.

El módulo de elasticidad resulta de promediar el módulo de elasticidad de cada pila, dentro de la gráfica fuerza vs desplazamientos ó esfuerzo vs deformación unitaria (Fig. 4-17). Se escogió el rango del 15% al 50% de la fuerza máxima para considerar la proporcionalidad y hallar “ E_m ” en dicho rango.

A manera de ejemplo se mostrará el cálculo típico para hallar el módulo de elasticidad de una de las muestras.

Pila 33-1:

Según la gráfica y los valores obtenidos del ensayo tenemos (Fig. 4-17).

15% fm	7,44	kg/cm ²
50% fm	24,80	kg/cm ²

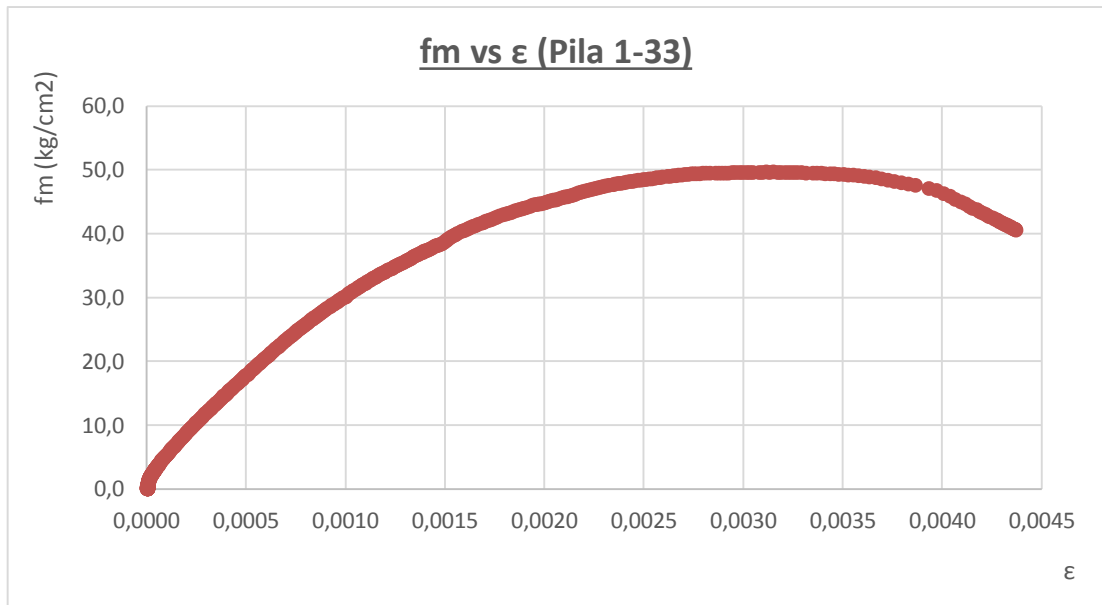


Fig. 4-17. Gráfica fm vs ε para la pila P1-33.

Y el gráfico esfuerzo vs deformación unitaria producido en la pila con 66% de alveolos rellenos se muestra en la figura 4-18.

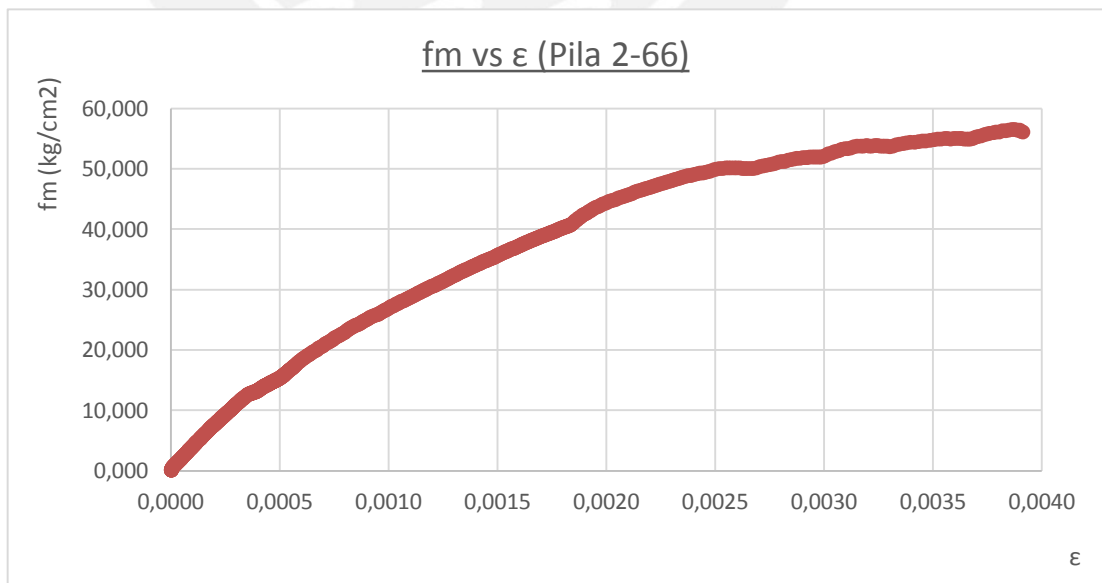


Fig. 4-18. Gráfica σ vs ε para la pila P2-66.

Los resultados finales en relación al cálculo del módulo de elasticidad del grupo de pilas al 33% y 66% se muestran en las tablas 4.4 y 4.5.

Tabla 4.4. Módulo de Elasticidad en pilas al 33% de alveolos rellenos

	Pmax(kg)	Esfuerzo - σ (kg/cm ²)		Def. unitaria - ϵ		$\Delta\sigma$ (kg/cm ²)	$\Delta\epsilon$	Em (kg/cm ²)
		15%fm (kg/cm ²)	50%fm (kg/cm ²)	ϵ_1	ϵ_2			
P1-33	22621	7,44	24,80	7,667E-04	1,616E-04	17,36	6,051E-04	28684
P2-33	23396	7,69	25,65	6,842E-04	1,544E-04	17,95	5,299E-04	33881
P3-33	26171	8,61	28,69	1,112E-03	2,675E-04	20,08	8,445E-04	23780

Em promedio	28782	kg/cm ²
Desv. Estándar	5051	kg/cm ²

Tabla 4.5. Módulo de Elasticidad en pilas al 66% de alveolos rellenos

	Pmax(kg)	Esfuerzo - σ (kg/cm ²)		Def. unitaria - ϵ		$\Delta\sigma$ (kg/cm ²)	$\Delta\epsilon$	Em (kg/cm ²)
		15%fm (kg/cm ²)	50%fm (kg/cm ²)	ϵ_1	ϵ_2			
P1-66	28146	9,23	30,75	1,217E-03	2,519E-04	21,53	9,647E-04	22315
P2-66	29619	9,71	32,36	8,721E-04	1,911E-04	22,66	6,810E-04	33267
P3-66	26234	8,60	28,67	6,275E-04	1,459E-04	20,07	4,816E-04	41665

Em promedio	32416	kg/cm ²
Desv. Estándar	9703	kg/cm ²

4.3. Muretes al 33% y 66%

4.3.1. Procedimiento de construcción

Se construyeron 6 muretes conformados por bloques al 33% y 66% de alveolos rellenos, que fueron sometidos ante cargas de compresión diagonal.

Una vez que se contó con los bloques rellenos, tal como se explicó e indicó en el acápite 4.2, se procedió a la construcción de los muretes, cuyo esquema se muestra en la Fig. 4-19.

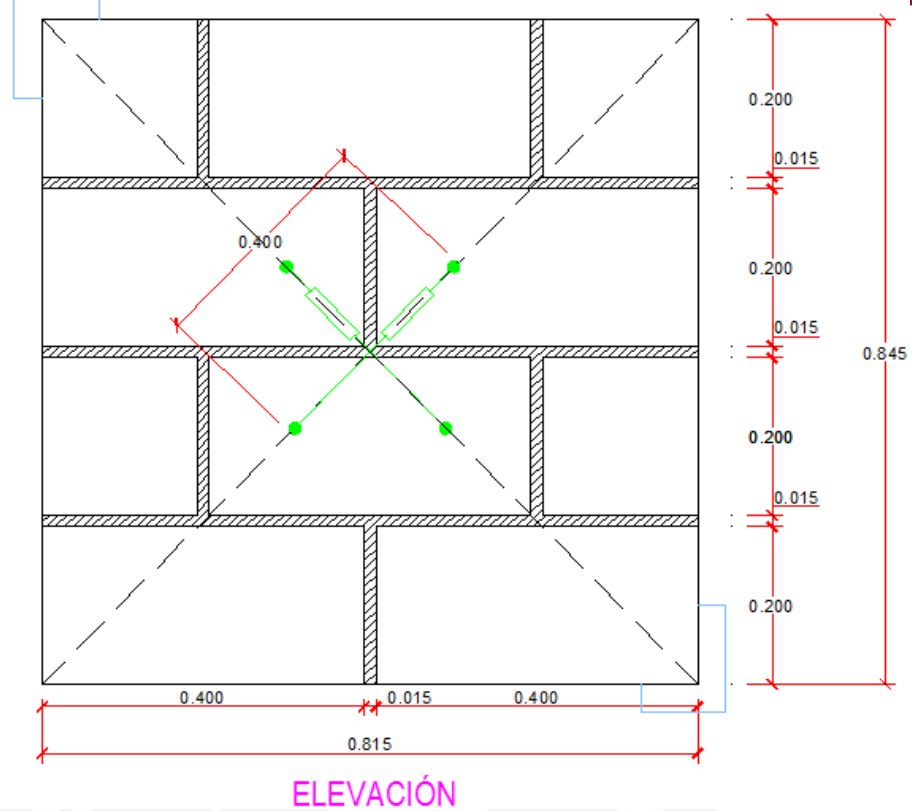


Fig. 4-19. Esquema del murete típico a construir.

Para que el murete al que se denominó “murete 33%” tenga como bloque predominante el correspondiente al 33% de alveolos rellenos, se optó por un ordenamiento como se indica en la figura 4-20.

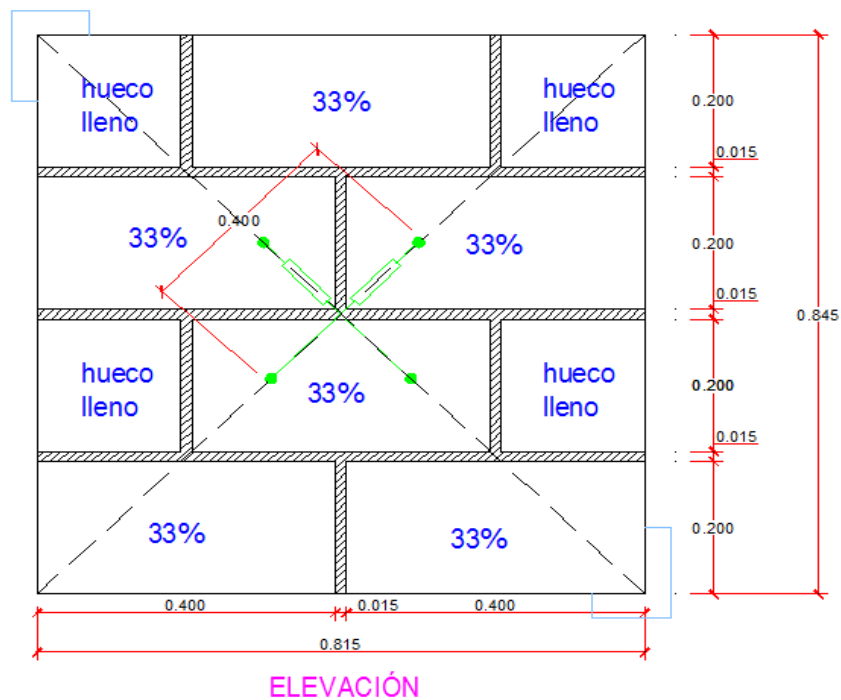


Fig. 4-20. Esquema del murete al 33% a construir.

De la misma manera para que el murete al que se denominó “murete 66%” tenga como bloque predominante el correspondiente al 66% de alveolos rellenos, se optó por un ordenamiento como se indica en la figura 4-21.

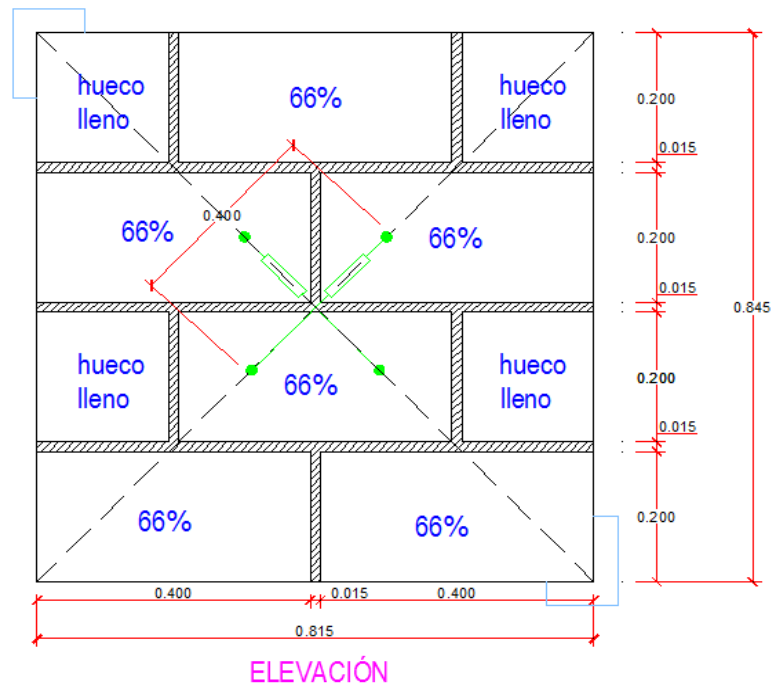


Fig. 4-21. Esquema del murete al 66% a construir.

Los muretes fueron colocados en la parte posterior del LEDI – PUCP al cumplir los 28 días para su fraguado. Se empezó a notar la cantidad de absorción que poseían los bloques porque la humedad se manifestó de manera importante (Fig. 4-22). De la misma forma que en la pilas, el mortero de asentado que se utilizó tuvo una dosificación de 1:8 (cemento:arena).



Fig. 4-22. Muretes construidos al 33% y 66%

4.3.2. Montaje e instrumentación

Los muretes fueron trasladados a la zona donde se realizan los ensayos en el LEDI – PUCP. Previamente, a cada uno de los muretes se les colocó **capping**, una pequeña base de yeso en cada uno de los extremos del murete para que el dispositivo de aplicación de carga se aplicará la fuerza lo agarre firmemente sin triturar el murete en sí. (Fig. 4-23)



Fig. 4-23. Muretes con *capping* colocado en sus extremos

El traslado de los muretes estuvo a cargo del personal capacitado del laboratorio que con ayuda de un sistema de izaje pudo maniobrar con el murete hasta llevarlo al dispositivo de ensayo. Luego, cada murete fue debidamente colocado y asegurado en sus extremos de tal forma que la

carga aplicada se distribuya uniformemente a lo largo de la diagonal del murete. (Fig. 4-24)

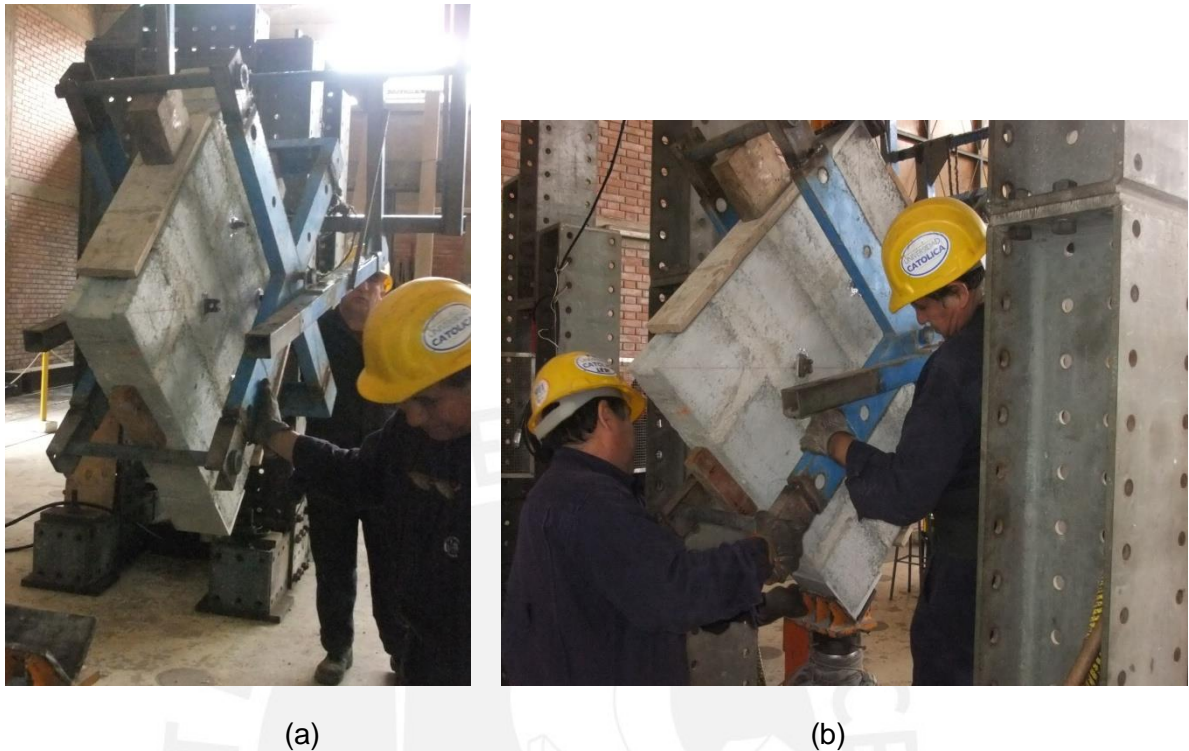


Fig 4-24. (a) Traslado del murete al dispositivo de ensayo. (b) Instalación del murete en el dispositivo de ensayo.

Dos LVDT fueron colocados a lo largo de las diagonales del murete, para su identificación se denominaron un LVDT horizontal (LVDT h) y uno vertical (LVDT v). De esta forma nuestro elemento está listo para ser ensayado. (Fig. 4-25)



Fig. 4-25. Murete listo para ser ensayado

4.3.3. Cálculo de Resistencia al Corte ($v'm$)

Para el cálculo de la resistencia al corte de los muretes lo definimos como la carga máxima diagonal dividida entre el área bruta de la diagonal del espécimen, se considera la siguiente expresión:

$$vm = \frac{P_{max\ diagonal}}{\text{Área bruta diagonal}}$$

Donde:

vm : Resistencia al corte (kg/cm²)

$P_{max\ diagonal}$: Fuerza máxima diagonal (Kg)

Área bruta diagonal: Área diagonal del murete (por espesor) (cm²)

La resistencia característica a compresión diagonal del grupo de muretes evaluadas se obtiene de la diferencia entre el promedio de vm y su desviación estándar.

$$v'm = vm - \sigma$$

A manera de ejemplo se tomará el murete denominado M2-33 para proporcionar los resultados de los LVDTs vertical y horizontal, así como también el esfuerzo máximo cortante que será el V_m para dicho murete.

Murete 2-33:

De los resultados obtenidos encontramos los gráficos que representan la variación de las deformaciones en los LVDT horizontal y vertical asociados a las cargas que han producido dichas deformaciones (Fig.4-26).

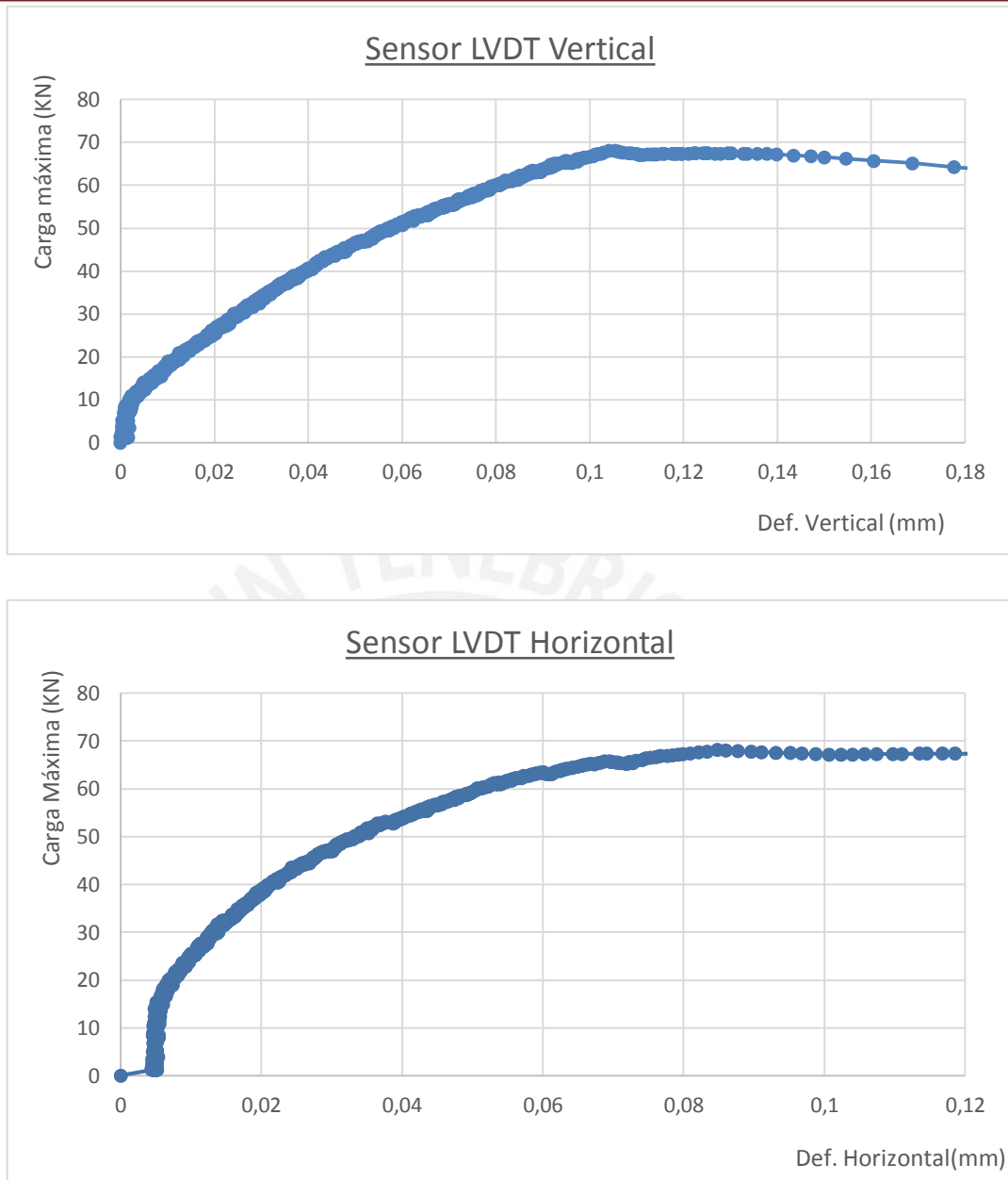


Fig. 4-26. Gráfica $P_{m\acute{a}x}$ vs Def. Vertical para el murete M2-33.

Asimismo se graficó la variación de los esfuerzos vs la deformación en los LVDT (Fig. 4-27). Los esfuerzos se obtuvieron dividiendo la carga aplicada en las gatas ubicadas en las diagonales entre el área de la diagonal cargada.

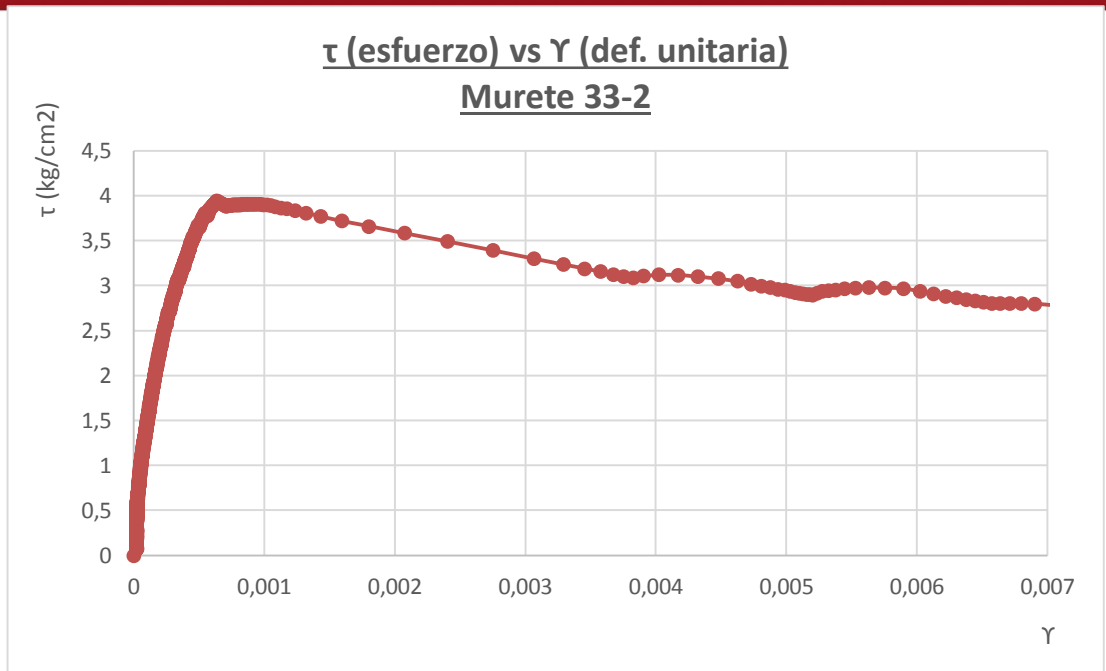


Fig. 4-27. Gráfica T vs γ para el murete 2-33

$$vm2(33\%) = \frac{68.16 \times 10^3 N}{0.1761 m^2} = 0.387 MPa$$

vm2 (33%) **0,387** MPa

De la misma forma se realizó para los muretes restantes al 33% y al 66%, considerando las dimensiones siguientes:

diagonal	117,4	cm
espesor	15	cm
Area diagonal	1761	cm ²

Los valores de los cálculos realizados para la determinación del v'm para cada grupo de muretes se muestran en las siguientes tablas 4.6 y 4.7.

Tabla 4.6. Resistencia a compresión diagonal de muretes al 33%

	Pmax(kn)	Pmax(kg)	Área diagonal (cm ²)	vm (kg/cm ²)	vm promedio (kg/cm ²)	Desv. Estándar (kg/cm ²)	v'm (kg/cm ²)	v'm (MPa)
M1-33	75,59	7706	1761	4,38	4,12	0,23	3,90	0,38
M2-33	68,16	6948	1761	3,95				
M3-33	69,85	7121	1761	4,04				

Tabla 4.7. Resistencia a compresión diagonal de muretes al 66%

	Pmax(kn)	Pmax(kg)	Área diagonal (cm ²)	vm (kg/cm ²)	vm promedio (kg/cm ²)	Desv. Estándar (kg/cm ²)	v'm (kg/cm ²)	v'm (MPa)
M1-66	89,36	9109	1761	5,17	4,93	0,33	4,60	0,45
M2-66	78,71	8023	1761	4,56				
M3-66	87,61	8930	1761	5,07				

El comportamiento de los muretes ensayados permitió observar que la falla que prima es la típica grieta diagonal escalonadas por las juntas en su diagonal. (Fig. 4-28)



Fig. 4-28. Murete en la máquina de ensayo bajo compresión diagonal

4.3.4. Módulo de Corte de la albañilería (Gm)

Para calcular el módulo de corte se escogió de la gráfica esfuerzo – deformación unitaria, un tramo correspondiente a la zona elástica que represente el comportamiento lineal del elemento sometido a esfuerzos cortantes.

Parte de la información que obtenemos del ensayo provienen de los LVDT colocados en el murete: LVDT vertical y LVDT horizontal, de tal forma que ambos elementos colocados en las diagonales permitan medir los desplazamientos en las direcciones asociadas a las fuerzas aplicadas en las mordazas en los extremos del murete.

Consideramos los LVDT locales dentro de los muretes, denominados Dvertical y Dhorizontal expresados en “mm”. La distancia entre los LVDT horizontal y vertical es aproximadamente de 117.4 cm.

La velocidad con la que se desarrolló el ensayo fue 10 KN/min.

Al final los resultados obtenidos por cada ensayo se puede resumir en un cuadro que se muestra a continuación: (Fig.4-29)

Tiempo (s)	D vert (mm)	P (kN)	D horiz (mm)	Dvert/Lvert	Dhoriz/Lhoriz	Y	τ (kg/cm ²)
------------	-------------	--------	--------------	-------------	---------------	---	------------------------------

Fig. 4-29. Formato típico de toma de datos de LVDT

Donde:

Tiempo (s): cada tiempo donde se aplica la carga

Dvert (mm): desplazamiento marcado por los LVDT verticales

P(kN): Fuerza aplicada

Dhoriz (mm): desplazamiento marcado por los LVDT horizontales

ϵ_v : Dvert/Lvert: Deformación unitaria en la vertical

ϵ_h : Dhoriz/Lhoriz: Deformación unitaria en la horizontal

Y: Deformación angular total ($\epsilon_t = \epsilon_v + \epsilon_h$)

Esfuerzo Cortante (kg/cm²): Fuerza entre el área bruta de la sección diagonal.

El módulo de corte (Gm) se calcula dentro del rango elástico del gráfico de Esfuerzo Cortante vs Deformación Unitaria, según la Norma se calcula entre el 10% y 50% del esfuerzo máximo de compresión diagonal. Gm es la pendiente originada por dichos valores calculados.

A manera de ejemplo se mostrará el cálculo típico para hallar el Módulo de Corte en un ensayo de muretes a compresión diagonal.

Murete 2-33:

Según la gráfica (Fig. 4-30) y los valores obtenidos del ensayo tenemos:

10% vm	0,395	kg/cm ²
50% vm	1,973	kg/cm ²

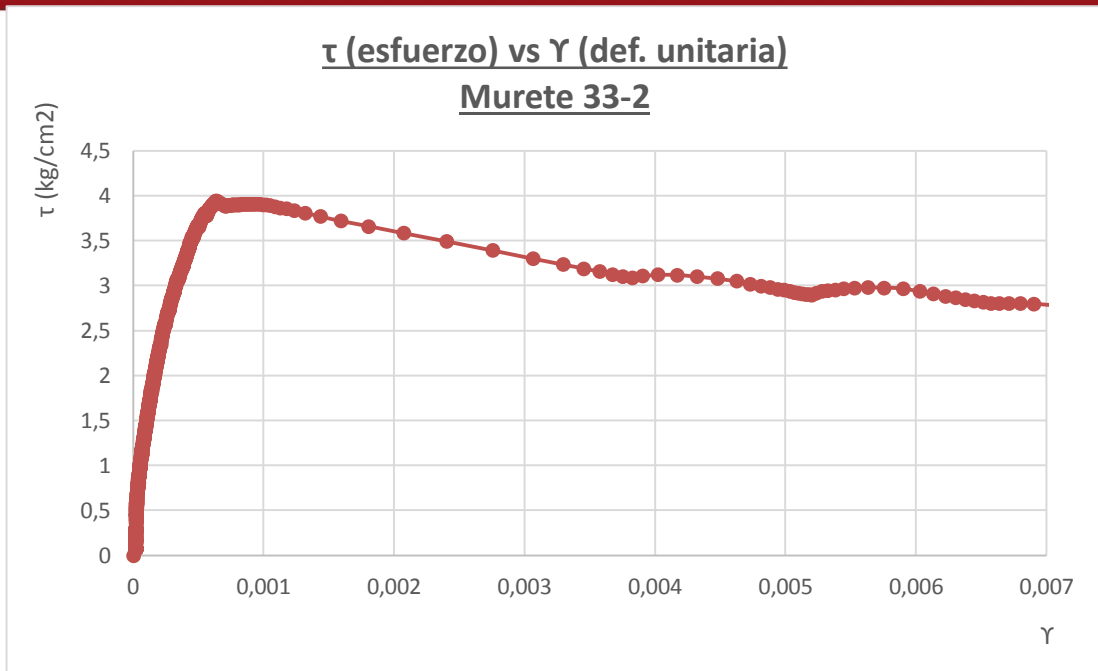


Fig. 4-30. Gráfica T vs γ para el murete M2-33

El gráfico esfuerzo vs deformación unitaria producido en uno de los muretes con 66% de alveolos rellenos se muestra en la figura 4-31.

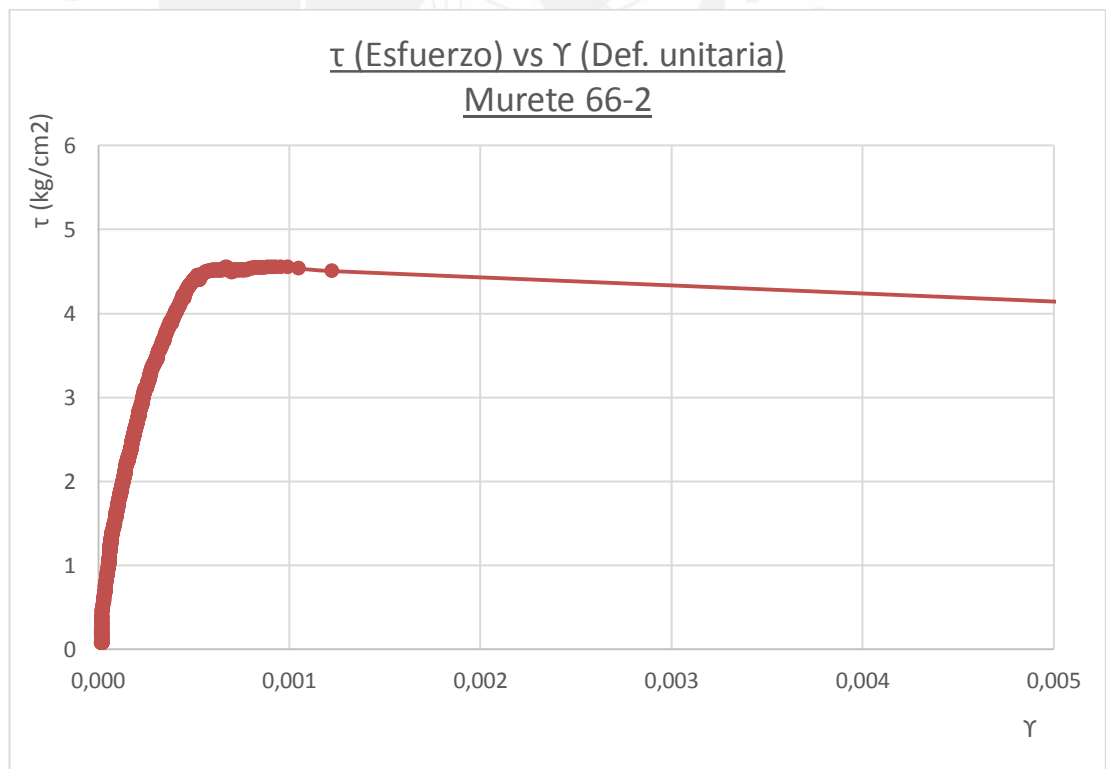


Fig. 4-31. Gráfica T vs γ para el murete M2-66.

Los resultados finales en relación al cálculo del Módulo de Corte del grupo de muretes al 33% y 66% se muestran en las tablas 4.8 y 4.9.

Tabla 4.8. Módulo de Corte en muretes al 33% de alveolos rellenos

	Pmax(kg)	Esf. Cortante τ (kg/cm ²)		Def. unitaria - ϵ_i		$\Delta \tau$ (kg/cm ²)	$\Delta \epsilon$	Gm (kg/cm ²)
		10%vm (kg/cm ²)	50%vm (kg/cm ²)	ϵ_1	ϵ_2			
M1-33	7705,74	0,44	2,19	2,550E-04	3,146E-05	1,75	2,235E-04	7831
M2-33	6947,72	0,39	1,97	1,567E-04	1,932E-05	1,58	1,374E-04	11489
M3-33	7120,70	0,40	2,02	2,568E-04	2,836E-05	1,62	2,284E-04	7081

Gm promedio	8800	kg/cm ²
--------------------	------	--------------------

Tabla 4.9. Módulo de Corte en muretes al 66% de alveolos rellenos

	Pmax(kg)	Esf. Cortante τ (kg/cm ²)		$\epsilon_{total} = \epsilon_v + \epsilon_h$		$\Delta \tau$ (kg/cm ²)	$\Delta \epsilon_t (\epsilon_v + \epsilon_h)$	Gm (kg/cm ²)
		10%vm (kg/cm ²)	50%vm (kg/cm ²)	ϵ_t (al 50%vm)	ϵ_t (al 10%vm)			
M1-66	9109	0,52	2,59	1,881E-04	2,905E-05	2,07	1,591E-04	13009
M2-66	8023	0,46	2,28	1,575E-04	1,942E-05	1,82	1,380E-04	13203
M3-66	8930	0,51	2,54	1,704E-04	1,553E-05	2,03	1,549E-04	13098

Gm promedio	13103	kg/cm ²
--------------------	-------	--------------------

Para el cálculo de Gm se consideró el rango de valores entre el 10% y 50% de la fuerza máxima, asociado a su respectiva deformación unitaria (vertical y horizontal). En las tablas 4.8 y 4.9 se muestran los valores de esfuerzo cortante calculados sobre el área diagonal de cada murete. Asimismo, se muestra los valores de deformación unitaria total, que se consideró como la suma de las deformaciones unitarias vertical y horizontal. Asimismo se consideró una distancia entre LVDT para cada diagonal de 30 cm.

Finalmente se obtuvo el módulo de corte Gm de cada murete mediante la expresión:

$$Gm = \frac{\Delta \tau}{\Delta \epsilon_t}$$

Donde:

$\Delta \tau \left(\frac{kg}{cm^2} \right)$: Diferencia de esfuerzos cortantes al 50% y 10%

$\Delta \epsilon_t$: Diferencia de deformaciones unitarias totales al 50% y 10%.

4.4. Evaluación de Resultados de Ensayos

Según la Norma E.070 la relación de los Módulos de Elasticidad de albañilería (E_m) con la Resistencia a la Compresión (f'_m) son las siguientes:

Para ladrillos de arcilla: $E_m = 500f'_m$

Para ladrillos de concreto: $E_m = 700f'_m$

En la tabla 4.10 observamos que las relaciones entre E_m/f'_m experimentales son algo menores a lo establecido por la Norma E.070.

Tabla 4.10. Relación de E_m vs f'_m para Pilas al 33% y 66%

	f'_m (ensayo) (kg/cm ²)	E_m (ensayo) (kg/cm ²)	E_m/f'_m	%Diferencia
Pilas 33%	46,81	28782	614,84	-12,17
Pilas 66%	55,30	32416	586,18	-16,26

A manera de comparación, presentamos los valores de f'_m y de v'_m de la Norma E.070 para bloques de concreto. Se tomará los valores de la TABLA 9 (**) en kg/cm².

Tabla 4.11. Tabla 9 () de la Norma E.070**

Materia Prima	Denominación	UNIDAD f'_b	PILAS f'_m	MURETES v'_m
Arcilla	King Kong Artesanal	5,4 (55)	3,4 (35)	0,5 (5,1)
	King Kong Industrial	14,2 (145)	6,4 (65)	0,8 (8,1)
	Rejilla Industrial	21,1 (215)	8,3 (85)	0,9 (9,2)
Silice-cal	King Kong Normal	15,7 (160)	10,8 (110)	1,0 (9,7)
	Dédalo	14,2 (145)	9,3 (95)	1,0 (9,7)
	Estándar y mecano (*)	14,2 (145)	10,8 (110)	0,9 (9,2)
Concreto	Bloque Tipo P (*)	4,9 (50)	7,3 (74)	0,8 (8,6)
		6,4 (65)	8,3 (85)	0,9 (9,2)
		7,4 (75)	9,3 (95)	1,0 (9,7)
		8,3 (85)	11,8 (120)	1,1 (10,9)

De la misma forma que la relación entre $E_m/f'm$, los valores experimentales de $f'm$ comparados con la Norma son menores debido a la dispersión de los valores en los ensayos. Estos valores lo presentamos en la siguiente tabla 4.12.

Tabla 4.12. Comparación de Resultados de $f'm$

Prop. de albañ.	Albañilería	Unidades	Ensayo (e)	Norma Aprox(n)	%Diferencia
Resist. Compr. ($f'm$)	Pilas 33%	kg/cm ²	46,81	74,00	-36,74
Resist. Compr. ($f'm$)	Pilas 66%	kg/cm ²	55,30	74,00	-25,27

Asimismo se presenta la comparación de de los valores experimentales de $v'm$ con los presentados en la Norma E.070. Dicha comparación se muestra en la tabla 4.13.

Tabla 4.13. Comparación de Resultados de $v'm$

Prop. de albañ.	Albañilería	Unidades	Ensayo (e)	Norma Aprox(n)	%Diferencia
Resist. Corte. ($v'm$)	Muretes 33%	kg/cm ²	3,90	9,70	-59,79
Resist. Corte. ($v'm$)	Muretes 66%	kg/cm ²	4,60	9,70	-52,58

Finalmente comparamos en la tabla 4.14 los valores del Módulo de Elasticidad y del Módulo de Corte para cada uno de los casos: 33% y 66%, que según la Norma E.070, para todo tipo de albañilería debería cumplirse la siguiente relación:

$$G_m = 0.4E_m$$

Tabla 4.14. Comparación de Resultados de G_m/E_m

Prop. de albañ.	Pilas 33%	Pilas 66%	Muretes 33%	Muretes 66%	G_m/E_m (33%)	G_m/E_m (66%)
E_m (kg/cm ²)	28782	32416			0,31	0,40
G_m (kg/cm ²)			8800	13103		

Según los resultados obtenidos, la relación G_m/E_m experimental coincide con la relación que estipula la Norma E.070.

CAPITULO 5: CONSTRUCCIÓN, ENSAYO Y EVALUACIÓN DE RESULTADOS DE UN MURO CONFINADO CON RELLENO DEL 33% DE ALVEOLOS

5.1. Introducción

En este capítulo se describirá todo lo referente a la ejecución del primer muro (Muro al 33%) de los tres que se realizaron para la presente investigación:

1. Muro al 33% (M1-33):
Muro con bloques de concreto al 33% de alveolos rellenos
2. Muro al 66% (M2-66):
Muros con bloques de concreto al 66% de alveolos rellenos
3. Muro al 66% CV (M3-66):
Muros con bloques de concreto al 66% de alveolos rellenos con carga vertical.

Primero haremos una descripción de la concepción del muro antes de ser construido, luego procederemos a detallar el proceso constructivo del muro de 33%, seguidamente se explicará lo relacionado al ensayo en el Laboratorio de Estructuras Antisísmicas PUCP y finalmente se realizará la evaluación numérica de los resultados obtenidos del ensayo.

5.2. Construcción del Muro

5.2.1. Descripción del Muro M1-33

El muro M1-33 no presentó un diseño estructural como base en su concepción, ello debido a que la finalidad del proyecto buscaba aproximarse a la realidad del lugar en estudio: Haití.

Asimismo, las dimensiones de los elementos estructurales que conforman al muro de albañilería (viga solera y columnetas) fueron asumidos como normalmente lo construyen en dicho país. Las cuantías de acero para cada uno de dichos elementos fueron los mínimos.

Para colocar el muro M1-33 en el dispositivo de ensayo a carga lateral cíclica, se tuvo que diseñar, construir y colocar como base una viga de cimentación. Este elemento estructural sirvió como apoyo al muro de albañilería durante el ensayo pero también cuando éste fue trasladado e izado hacia el lugar de ensayo.

Por tanto, los elementos que conforman el muro M1-33 están dados por: una viga solera, dos columnas de arriostre, muro formado por bloques de concreto al 33% de alveolos rellenos y una viga de cimentación.

El refuerzo de acero de cada uno de los elementos estructurales que conforman el muro M1-33 es el siguiente:

- Viga de cimentación: $4\phi 5/8" + 1\phi 1/2"$. Estribos: $1 \square 3/8"$: $1@0.05$, $8@0.10$, resto@0.25.
- Columnas de arriostre: $4\phi 3/8"$. Estribos: $1 \square 1/4"$: $1@0.05$, $4@0.10$, resto@0.20.
- Viga solera: $4\phi 3/8"$. Estribos: $1 \square 1/4"$: $1@0.05$, $4@0.10$, resto@0.20.

Las dimensiones del muro, los componentes estructurales del mismo y la disposición de los LVDTs se muestran la figura 5.1.

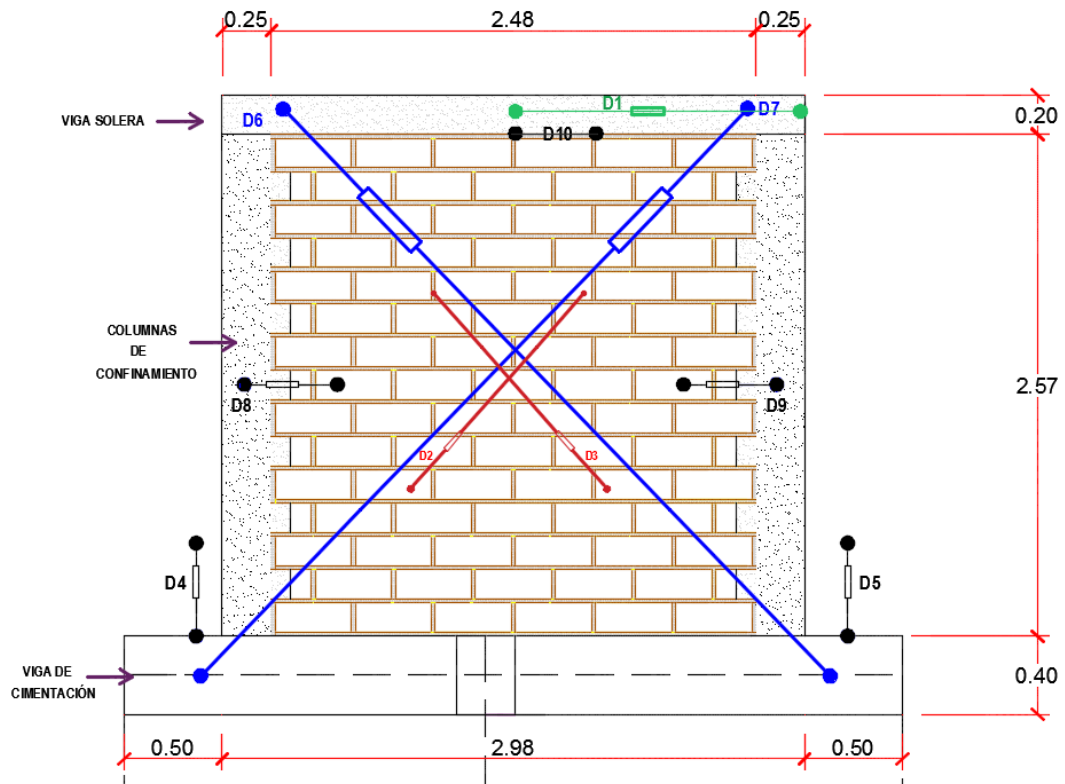


Fig. 5-1. Dimensiones y elementos de confinamiento del muro M1-33

A continuación presentamos el detallado de la viga de cimentación, en elevación como en planta, así como también la distribución de los aceros de refuerzo (Fig. 5-2 y 5-3).

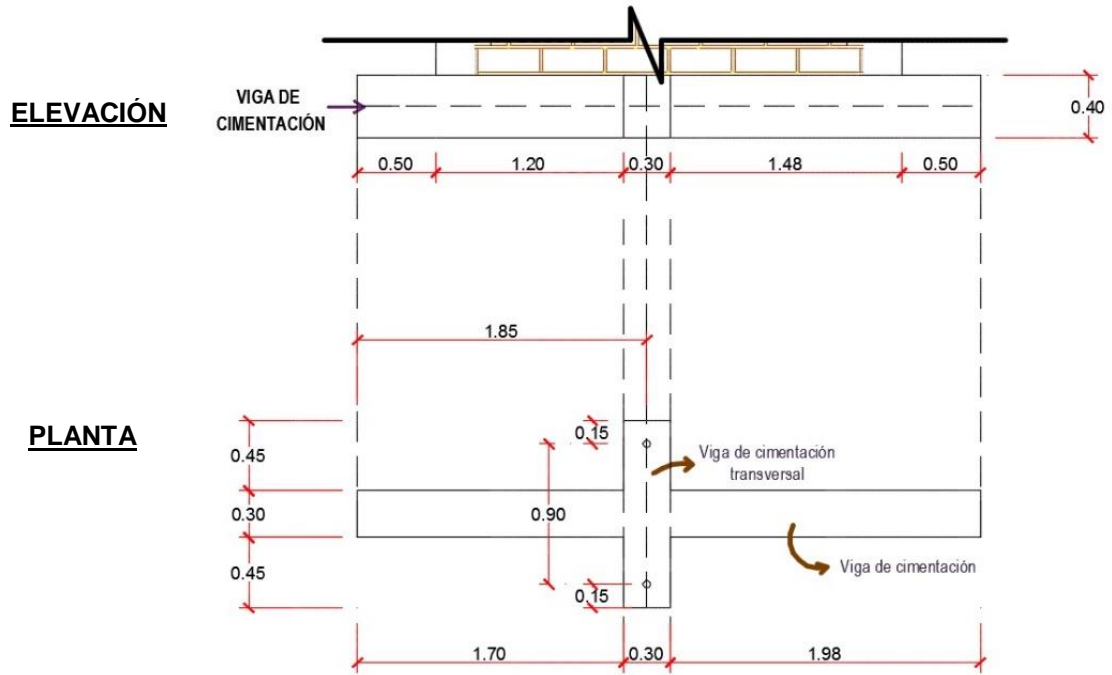


Fig. 5-2. Detalle de la viga de cimentación: Elevación – Planta

Viga de cimentación

Viga de cimentación transversal

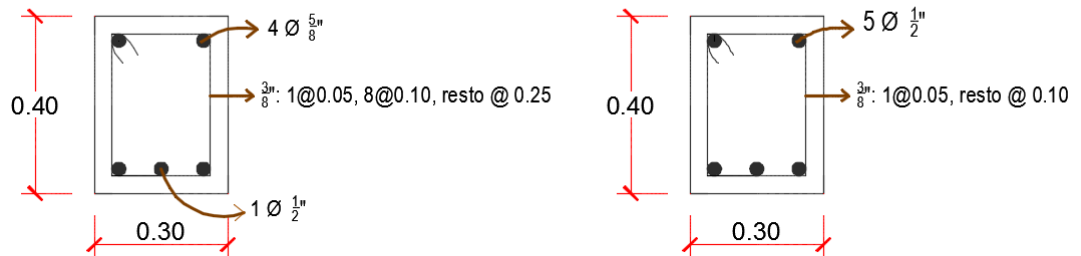


Fig. 5-3. Distribución de acero en vigas de cimentación – viga de cimentación transversal

El refuerzo de los elementos de confinamiento cumplió con los requisitos mínimos establecidos por la Norma E.070. Se utilizó la siguiente fórmula para el cálculo del acero mínimo de las columnas:

$$A_{smin} = \frac{0.1(f'c)Ac}{f_y} = 1.56 \text{ cm}^2$$

Donde:

$f'c$: Resistencia del concreto (175 kg/cm²)

A_c : Área de la columna = 25 x 15 = 375 cm².

f_y : Fluencia del acero (4200 kg/cm²)

El acero en las columnas de arriostre que se utilizó para el trabajo de investigación fue $4\phi 3/8'' = 2.84$ cm² (Fig. 5-4).

Columna de arriostre

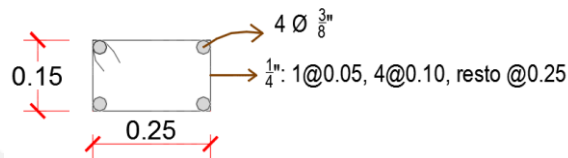


Fig. 5-4. Distribución de acero en la columna de confinamiento

Asimismo, el área de acero utilizado para la viga solera se obtuvo de la siguiente relación:

$$A_{smin} = \frac{0.1(f'c)A_s}{f_y} = 2.08 \text{ cm}^2$$

Donde:

$f'c$: Resistencia del concreto (175 kg/cm²)

A_s : Área de la viga solera = 25 x 20 = 500 cm².

f_y : Fluencia del acero (4200 kg/cm²)

El acero en la viga solera que se utilizó para el trabajo de investigación fue $4\phi 3/8'' = 2.84$ cm².

5.2.2. Construcción de la viga de cimentación

Los trabajos relacionados a la construcción del muro M1-33 empezaron con el armado de la viga de cimentación, la cual fue colocada sobre una base de madera. Los fierros verticales de las columnas fueron amarrados a los horizontales mediante alambre N°16.

Durante la fabricación de la viga de cimentación se consideró dejar embebido tubos de PVC para que al término de la construcción del muro el equipo de izaje pueda llevar el muro a la zona donde se realizará el ensayo (Ver Fig. 5.5).



Fig. 5-5. Encofrado y vaciado de viga de cimentación

La resistencia del concreto de la viga de cimentación fue de 210 kg/cm². El tiempo de espera antes de empezar el vaciado de la viga de cimentación fue de 1 mes, ello debido a que el concreto usado para el llenado adquiere su resistencia máxima a los 28 días. Para ello se realizaron probetas para analizar la resistencia que adquiere el concreto en dicho tiempo (Ver Tabla 5.1).

Tabla 5.1. Resistencia del concreto de la viga de cimentación

Probeta (N°)	Fecha de vaciado	Diametro(cm)		Diametro Promedio(cm)	Area (cm ²)	Carga maxima		Esfuerzo (kg/cm ²)	Esf. Prom. (kg/cm ²)
		D1	D2			(KN)	(Kg)		
VC3 P1	04/07/2012	15,34	15,48	15,41	186,41	515,80	52632,65	282,35	289,81
VC3 P2	04/07/2012	15,36	15,47	15,42	186,53	537,60	54857,14	294,09	
VC3 P3	04/07/2012	15,25	15,16	15,21	181,49	521,10	53173,47	292,99	

5.2.3. Asentado de unidades de albañilería

Las unidades de albañilería utilizadas para la construcción del muro M1-33 fueron los mencionados en el Capítulo 3 del presente trabajo de investigación. Los bloques de concreto usados fueron rellenos al 33%, es decir, 1 alveolo relleno de los 3 existentes (específicamente el del medio).

Los bloques de concreto antes del asentado fueron rociados por agua, tal y como indica la Norma E.070 en su Capítulo 4 para asentado de unidades de albañilería (Fig. 5-6).



Fig. 5-6. Preparación de las unidades de albañilería antes del asentado.

Para la determinación de la cantidad de unidades de albañilería utilizada, así como para tener una línea base sobre la cual poder asentar los demás bloques; es de suma importancia poder realizar el emplantillado correspondiente.

La primera hilera de bloques colocados sobre la viga de cimentación debe asentarse sobre una superficie húmeda, tal como lo muestra la Fig. 5-7.



Fig. 5-7. Construcción de la primera hilada.

La construcción del muro tuvo que realizarse en dos jornadas de trabajo para su levantamiento, ello debido a que la Norma E.070 recomienda no asentar más de 1.30m de altura de muro. Esta recomendación es para evitar fallas por aplastamiento del mortero, ya que el peso de las hiladas superiores deformaría el mortero aún fresco y desalinearían al muro.



Fig. 5-8. Muro tras finalizar la primera jornada de trabajo.

Se observa en la figura 5-8 que en la sexta hilada sólo se llenó ligeramente a media altura la junta vertical, esto con la finalidad de evitar fallas por cizallamiento en las juntas de construcción. Al inicio de la segunda jornada de trabajo, se prosiguió con el resto del muro. (Fig. 5-9)



Fig. 5-9. Muro finalizando la última jornada de trabajo.

Los espesores de junta optados para el presente proyecto de investigación fueron de 1.5cm, el mortero usado se dosificó según lo especificado en el Capítulo 3 del presente trabajo.



Fig. 5-10. Juntas entre bloques de albañilería.

Se verificó la verticalidad de los bloques que conformaron al muro mediante la plomada y el escantillón. Asimismo se verificó la horizontalidad del muro mediante el cordel (Ver Fig. 5-11).



Fig. 5-11. Verificación de verticalidad y horizontalidad del muro.

Para poder completar la hilera de los muros fueron necesarios usar medios bloques de concreto partidos, estos elementos de albañilería fueron aquellos que no tuvieron relleno alguno. Es importante indicar que nuestro muro presentó un dentado en sus extremos, ello para que se pueda dar de manera efectiva el confinamiento con las columnas de amarre. (Fig. 5-12)



Fig. 5-12. Uso de bloques partidos para completar hilera de muro.

Con la finalidad de garantizar un buen confinamiento entre el muro y las columnas de amarre se realizó el dentado del muro según lo especifica la Norma E.070 para la albañilería confinada (Ver Fig. 5-13)



Fig. 5-13. Dentado del muro para garantizar el confinamiento.

5.2.4. Construcción de columnas de arriestre

Una vez finalizada la construcción del muro de albañilería, se procedió con el emplantillado de las dimensiones de las columnas de confinamiento. Asimismo, se verificó el espaciamiento de los estribos de cada uno de los elementos verticales. (Fig. 5-14)



Fig. 5-14. Uso de bloques partidos para completar hilera de muro.

La resistencia del concreto para el llenado de las columnas fue $f'c=140$ kg/cm², con la finalidad de replicar la resistencia del concreto usado en Haití, asimismo se buscó que sea una mezcla trabajable. Luego de la construcción al finalizar la última hilera de muro, se procedió al encofrado de las dos columnas y el vaciado se hizo hasta la zona inferior de la viga solera. (Fig. 5-15)



Fig. 5-15. Encofrado y vaciado de columnas de confinamiento.

Al preparar la mezcla usada para el llenado de las columnas y de la viga solera, se extrajo probetas para verificar su resistencia. La resistencia de las muestras de concreto a los 28 días se muestra en la tabla 5.2.

Tabla 5.2. Resistencia del concreto de las columnas.

Probeta (N°)	Diámetro(cm)		Diámetro Promedio(cm)	Area (cm ²)	Carga máxima		Esfuerzo (kg/cm ²)	Esf. Prom. (kg/cm ²)
	D1	D2			(KN)	(Kg)		
Columna P1	15,32	15,30	15,31	184,00	348,00	35510,20	192,99	190,46
Columna P2	15,24	15,21	15,23	181,96	341,40	34836,73	191,45	
Columna P3	15,41	15,36	15,39	185,81	340,40	34734,69	186,94	

5.2.5. Construcción de la viga solera

Luego de haber desencofrado las columnas después de cuatro semanas, se procedió a la construcción de la viga solera. Se colocó el acero de refuerzo longitudinal sobre los ladrillos, dejando un espaciamiento de 2.0 – 2.5 cm, el cual es un recubrimiento apropiado para el acero.

Seguidamente se verificó el espaciamiento del estriado según el plano que se realizó. Del mismo modo que en las columnas de confinamiento, el concreto usado para la viga solera fue la misma con un $f'c = 140$ kg/cm².

Se extrajo 6 probetas para analizar su resistencia a la compresión. (Tabla 5.3)

Tabla 5.3. Resistencia del concreto de la columna/viga solera 2.

Probeta	Diámetro (mm)		Diámetro promedio (mm)	Carga máxima (KN)	Esfuerzo (kg/cm ²)	Esfuerzo Promedio (kg/cm ²)
	D1	D2				
A2	153,6	153,0	153,3	388	214,3	202,9
A4	154,5	155,5	155,0	325,6	175,9	
A6	153,6	154,0	153,8	398	218,4	
B2	155,1	155,5	155,3	416,2	224,0	226,5
B4	155,5	155,4	155,5	437,5	235,0	
B6	152,2	151,1	151,7	390,9	220,6	
C2	153,6	152,1	152,9	339,2	188,4	175,4
C4	154,0	154,1	154,1	275,1	150,5	
C6	154,0	154,0	154,0	342,1	187,2	

En la Fig. 5-16 presentamos en imágenes el armado de la viga previo al vaciado.



Fig. 5-16. Armado de la viga solera.

Después de haber pasado el tiempo correspondiente para desencofrar la viga solera, nuestro muro M1-33 quedaba listo para poder ser pintado de blanco y pasar al dispositivo de ensayo a carga lateral en el interior del laboratorio. (Fig. 5-17)



Fig. 5-17. Muro M1-33 listo para ser ensayado.

5.3. Ensayo Cíclico de Carga Lateral

5.3.1. Descripción del ensayo

El muro de bloques de concreto al 33% de alveolos rellenos fue llevado al lugar del ensayo mediante una grúa cuando los elementos de confinamiento cumplieron los 28 días de edad. (Fig. 5-18)

El muro de albañilería fue sometido a un ensayo de carga lateral cíclica con desplazamiento controlado, es decir este ensayo permitió simular la fuerza de un movimiento sísmico con la finalidad de poder obtener la información necesaria para el análisis del muro.

La información obtenida fue proporcionada por el computador asociado a la máquina del ensayo que nos permitió analizar:

- Diagrama histerético Fuerza Cortante vs Desplazamiento
- Rigidez Lateral del muro
- Envolvente de Fuerza Cortante vs Desplazamiento
- Carga Máxima que el muro resiste
- Degradación de la Resistencia



Fig. 5-18. Muro M1-33 instalado en la máquina de ensayo.

5.3.2. Montaje e instrumentación

Los equipos necesarios para el ensayo fueron los siguientes: gatas hidráulicas, actuador dinámico, marco de reacción, soportes y sensores de desplazamiento (LVDT). Toda esta instrumentación fue proporcionada por el Laboratorio de Estructuras Antisísmicas (LEDI – PUCP).

En el muro se colocaron 10 LVDT que nos permitieron registrar los desplazamientos en el muro, tanto absolutos como relativos. Dichos sensores fueron conectados a un amplificador que a su vez estaba conectado a un computador de captación de datos donde se almacenaba toda la información.

Se presenta en la Fig. 5-19 un esquema de la ubicación de los sensores de desplazamiento

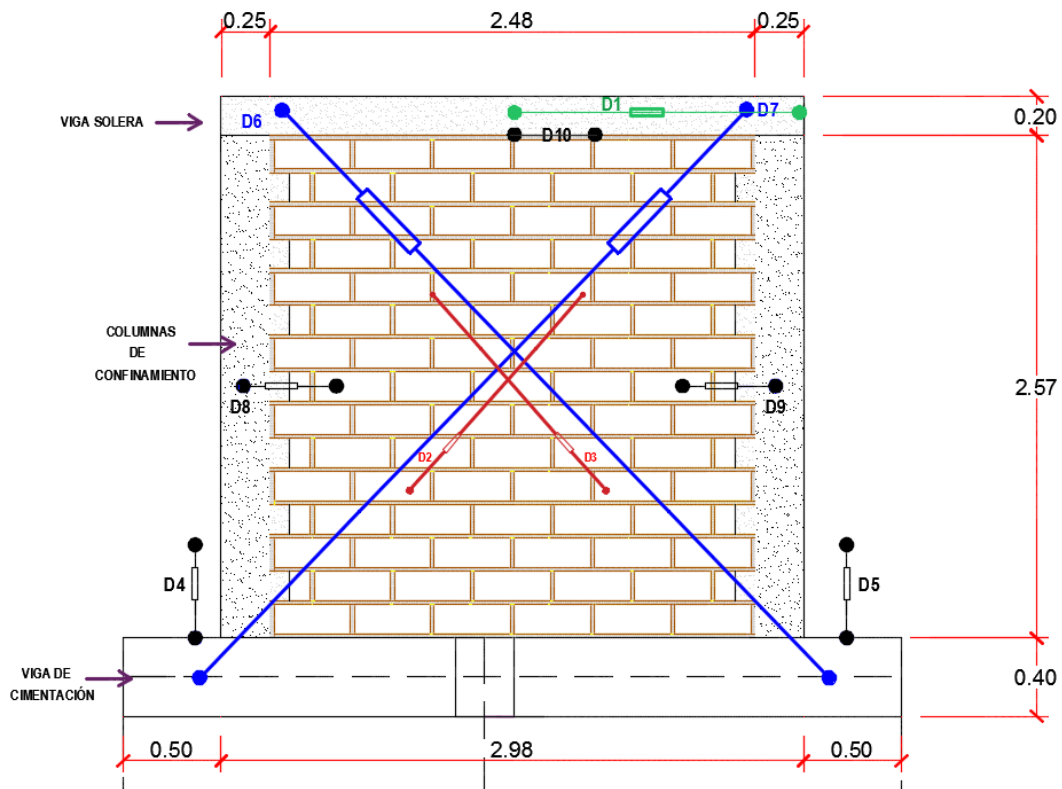


Fig. 5-19. Esquema de la ubicación de los LVDT en el muro M1-33.

- D1: Midió el desplazamiento lateral superior (controlado).
- D2 y D3: Miden la deformación por fuerza cortante.
- D4 y D5: Miden la deformación vertical de los talones de las columnas.
- D6 y D7: Miden las distorsiones angulares.
- D8 y D9: Miden el ancho de las grietas entre las columnas y el muro.
- D10: Mide el desplazamiento relativo entre la viga solera y el muro.

De los datos obtenidos para cada uno de los LVDTs podemos realizar algunos comentarios:

- LVDT 1: El máximo desplazamiento lateral superior medido fue 80.05 mm, asociado a la carga lateral de 61.65 kN.
- LVDT 2 y 3: El LVDT 2 marcó una deformación diagonal máxima de 29.31 mm, mientras que el LVDT 3 marcó 48.66 mm.
- LVDT 4 y 5: En este caso, ambos LVDTs marcaron deformaciones máximas bastante parecidas. En el caso del LVDT 4 marcó 3.88 mm y el LVDT 5 marcó 2.88 mm.
- LVDT 6 y 7: Marcaron distorsiones angulares máximas variables. El LVDT 6 marcó un máximo 43.74 mm y el LVDT 7, 52.51 mm.
- LVDT 8 y 9: El LVDT 8 marcó un máximo ancho de grieta entre la columna izquierda y el muro de 0.061 mm, mientras que el LVDT 9 marcó un máximo de 0.327 mm.

Se colocó un actuador dinámico con capacidad de 50ton (500 kN) en el eje de la viga solera, la carga lateral que experimentó el muro fue aplicada sobre la viga solera. (Fig. 5-20)

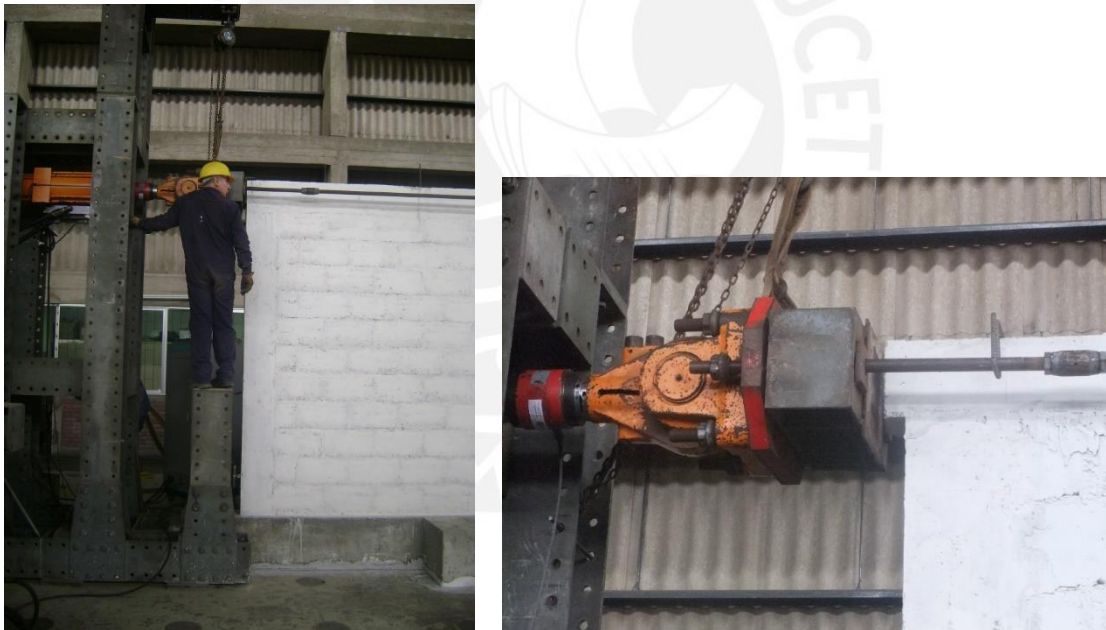


Fig. 5-20. Actuador dinámico de 50 toneladas de capacidad.

La viga de cimentación se ancló con la losa de ensayos mediante gatas hidráulicas, cada una de ellas aplicaba una carga para el ajuste del muro con la losa, así tenemos una gata horizontal de 30 ton (para evitar el desplazamiento horizontal) y dos gatas verticales de 25 ton cada una (para evitar el volteo). (Fig. 5-21)



Fig. 5-21. (a) Celda de carga horizontal. (b) Celda de carga vertical.

El ensayo se denomina de Carga Cíclica debido a que el muro es desplazado en dos sentidos (ida y vuelta), para ello se utilizó dos tirantes metálicos horizontales que se conectaron a la celda de carga. Es importante realizar la carga inicial de ajuste, para nuestro ensayo fue de 100 kg. (Fig. 5-22)



Fig. 5-22. Muro conectado a las celdas de carga.

Todo el registro de los instrumentos concerniente al ensayo del muro se almacenó para su posterior análisis. El Laboratorio de Estructuras guardó y nos proporcionó toda la información recopilada mediante su sistema de extracción de datos. (Fig. 5-23)



Fig. 5-23. Adquisición de datos mediante el computador.

5.3.3. Fases del ensayo: Ciclos

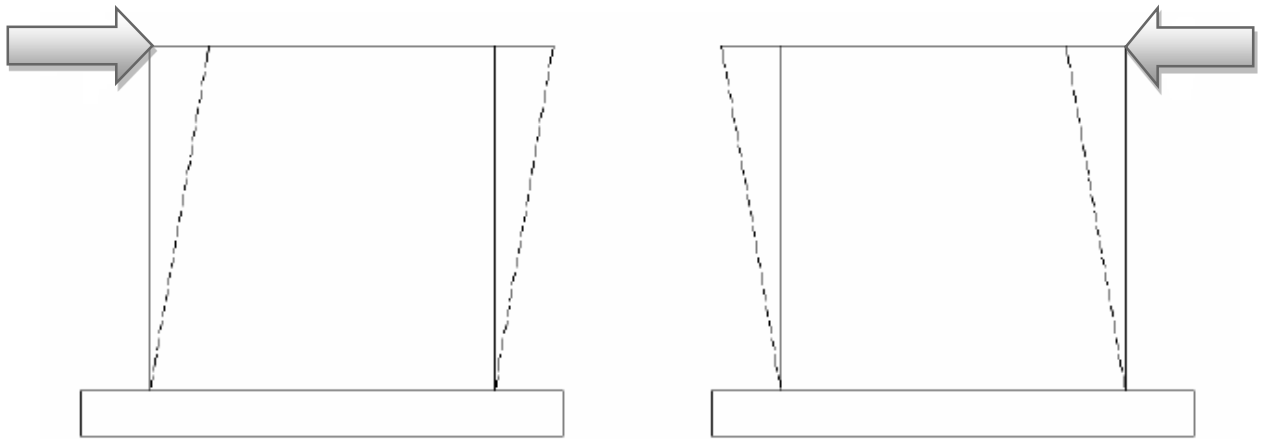
Las fases de carga y el número de ciclos por fase para el ensayo del Muro M1-33 estuvieron sujetos al comportamiento del muro durante el ensayo, por lo que el número de ciclos por fase es variable, ello se muestra en la tabla 5.4.

Tabla 5.4. Fases de carga: número de ciclos y amplitud.

Fase	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
Nº ciclos	1	2	2	3	3	3	3	3	3	2	1	1	1
Amplitud (mm)	±0,5	±1,5	±2,0	±3,0	±4,0	±5,0	±7,5	±10,0	±12,5	±15,0	±20,0	±40,0	±80,0

5.4. Comportamiento del muro durante el ensayo

En cada ciclo se identificó dos etapas: La primera en donde el actuador aplica una fuerza horizontal hacia la derecha (empujando) y una segunda etapa en donde el adaptador aplica una fuerza horizontal hacia la izquierda (jalando). (Fig. 5-24)



Etapa de Desplazamiento positivo
(Empujando)

Etapa de Desplazamiento negativo
(Jalando)

Fig. 5-24. Etapas del ensayo a carga cíclica del muro.

A continuación se procederá a explicar lo acontecido en cada fase.

- **Fase 1 (Amplitud: 0.5 mm):**

Comportamiento elástico de la estructura.

- **Fase 2 (Amplitud: 1.5 mm, color rojo):**

Aparición de las primeras fisuras en la parte inferior de las columnas de confinamiento. La resistencia del muro llegó a +93 kN y -78.45 kN. El mayor espesor de fisura fue de 0.10 mm, estas fisuras que aparecieron fueron las típicas de la tracción por flexión.

- **Fase 3 (Amplitud: 2.0 mm, color azul):**

Las fisuras se extendieron levemente de forma escalonada sobre las columnas. Estas se produjeron cuando la resistencia del muro llegó a fuerzas de +97.27 kN y -76.8 kN. La ubicación de las fisuras se encontró en la zona media de las columnas y tuvieron un espesor máximo de 0.20 mm.

- **Fase 4 (Amplitud: 3.0 mm, color verde):**

Aparecieron fisuras por corte (diagonales en la albañilería). La grieta más considerable tuvo un espesor de 0.60 mm, estas fisuras que aparecieron son las típicas por corte en el interior de la albañilería. La resistencia del muro llegó a fuerzas de +92.2 kN y -75.44 kN.

- **Fase 5 (Amplitud: 4.0 mm, color naranja):**

Se logró completar las fisuras en las columnas de confinamiento. Esta vez, aparecieron en la parte superior de las mismas con grietas del orden de 0.50 mm de espesor. Estas grietas se hicieron extensivas ligeramente en el interior del muro en su parte superior. La resistencia de muro llegó a +95.6 kN y -79.36 kN.

- **Fase 6 (Amplitud: 5.0 mm, color marrón):**

Las grietas en el muro que aparecieron en la fase 4 se intensificaron, asimismo aparecieron nuevas fisuras en el interior de las columnas de arriostre. La resistencia del muro llegó a fuerzas de +100.5 kN y -86.17 kN.

- **Fase 7 (Amplitud: 7.5 mm, color negro):**

Las grietas en el interior de muro crecen de espesor teniendo un valor de 5 mm, asimismo aparecen fisuras en la conexión viga solera – columna en cada uno de los extremos. La resistencia que el muro soportó fue de +120.06 kN y -104.25 kN.

- **Fase 8 (Amplitud: 10.0 mm, color celeste):**

Aparición de fisuras en la parte inferior del muro, tanto en la zona central como en la zona con conexión a las columnas. Las grietas aumentaron su espesor en las mismas zonas interiores del muro a un valor de 8 mm. La resistencia del muro fue de +126.59 kN y -112.83 kN.

- **Fase 9 (Amplitud: 12.5 mm, color rojo):**

Aparición de nuevas grietas diagonales formadas por la falla de corte del muro. Ahora las grietas llegaron a un espesor de 10 mm. La resistencia del muro fue de +127.24 kN y -117.02 kN.

- **Fase 10 (Amplitud: 15.0 mm, color negro):**

Las grietas en la albañilería son muy acentuadas, se ve claramente la falla escalonada en “x” en el mortero de los bloques de concreto.

Presentamos grietas con un espesor máximo de 12 mm. Se ve una ligera falla en las esquinas de algunos bloques. La resistencia que alcanzó el muro fue de +115.5 kN y -107.09 kN.

- **Fase 11 (Amplitud: 20.0 mm, color morado):**

Las grietas en la zona superior de las columnas se intensifican, así como también empiezan a aparecer fisuras en la parte superior central del muro. En la zona de mayor de daño (la “x” formada por la falla tipo corte) presenta una grieta máxima de 15 mm. Daño en la base de las columnas con grietas de 0.8 mm. La resistencia que el muro alcanzó fue de +117.9 kN y -104.67 kN.

- **Fase 12 (Amplitud: 40.0 mm):**

Al igual que en la fase 11, solamente se consideró un ciclo debido a que el muro cada vez más disminuía en su resistencia. Se ve un desprendimiento de algunos bloques por la parte trasera de muro. La grieta en la zona que se formó la “x” es bastante pronunciada y se logra ver a través del muro. Existe daño importante en otras zonas del muro, pero siempre por la zona del mortero que une a los bloques. Las columnas de confinamiento presentan una ligera distorsión angular. La resistencia del muro sigue degradándose hasta valores de +89.3 kN y -95.45 kN. Ya no se tomó nota de las grietas debido a que no son importantes en esta fase, ya que lo más relevante era el comportamiento del muro en estas fases finales.

- **Fase 13 (Amplitud: 80.0 mm):**

Se consideró solamente un ciclo. Se notó desprendimiento en varios bloques. Grieta en la zona de la falla en “x” de gran espesor. Se produjo rotura de algunos bloques y aumentaron varias zonas de grietas por el mortero que une a los bloques, especialmente grietas verticales cercanas a las columnas. Los talones de las columnas se encuentran totalmente fisurados al igual que la zona de unión entre viga solera y columna. El muro degradó su capacidad de resistencia lateral a +63.84 kN y -43.90 kN.

A continuación se visualizará el comportamiento del muro en cada una de las fases a las que fue sometido: (Fig. 5-25 a 5-37)

- Fase 1 (Amplitud: 0.5 mm):



Fig. 5-25. Fase 1: Comportamiento elástico.

- Fase 2 (Amplitud: 1.5 mm)

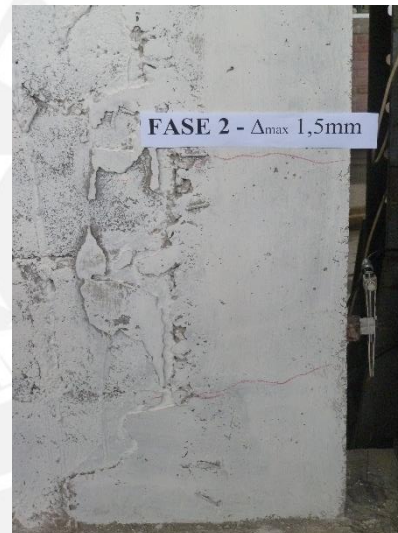
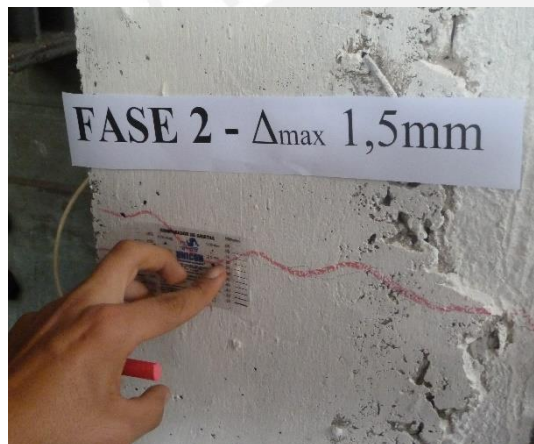


Fig. 5-26. Fase 2: Primeras fisuras en parte inferior de columnas.

- Fase 3 (Amplitud: 1.5 mm):

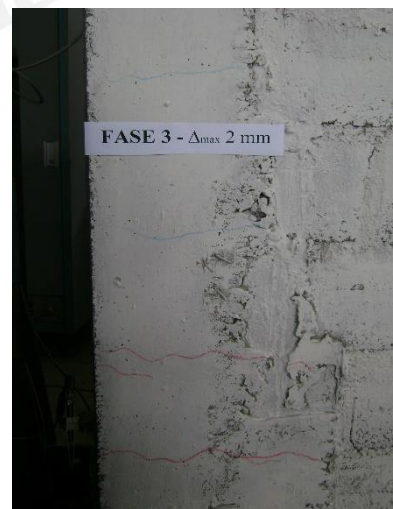
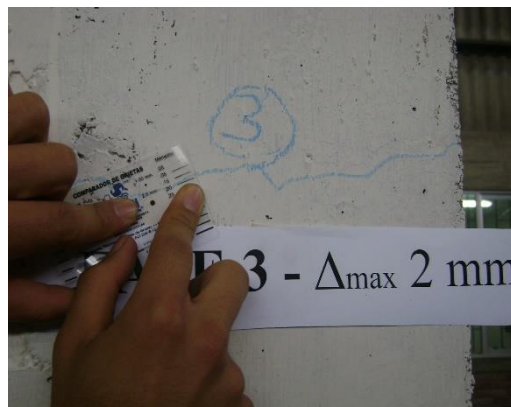


Fig. 5-27. Fase 3: Más grietas en las columnas.

- Fase 4 (Amplitud: 3.0 mm):



Fig. 5-28. Fase 4: Aparecen las primeras fisuras en la albañilería.

- Fase 5 (Amplitud: 4.0 mm):



Fig. 5-29. Fase 5: Grietas en la parte superior de las columnas.

- Fase 6 (Amplitud: 5.0 mm):



Fig. 5-30. Fase 6: Ancho de fisuras de 0.40mm.

- Fase 7 (Amplitud: 7.5 mm):



Fig. 5-31. Fase 7: Aparición de fisuras en conexión viga solera-columna.

- Fase 8 (Amplitud: 10.0 mm):



Fig. 5-32. Fase 8: Aparición de fisuras en la parte inferior del muro.

- Fase 9 (Amplitud: 12.5 mm):



Fig. 5-33. Fase 9: Grietas llegaron al espesor de 1.0cm.

- Fase 10 (Amplitud: 15.0 mm):

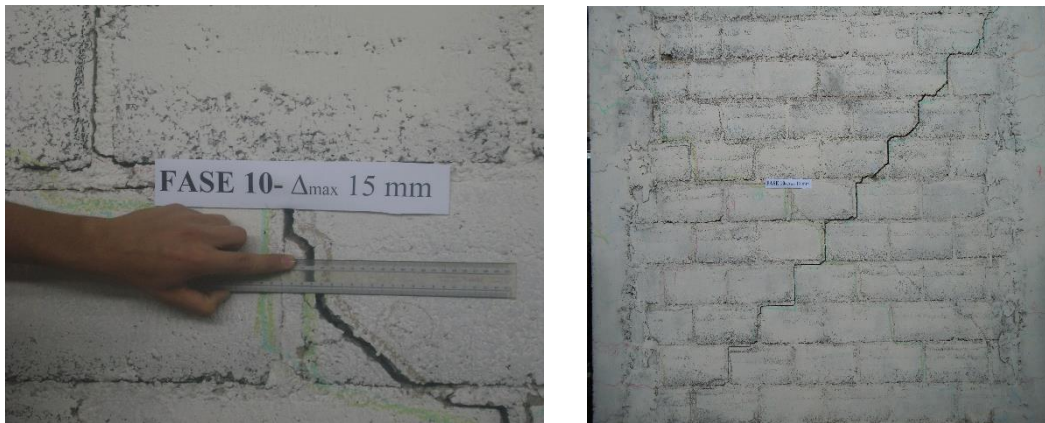


Fig. 5-34. Fase 10: Ligeras fallas en esquina de bloques.

- Fase 11 (Amplitud: 20.0 mm):

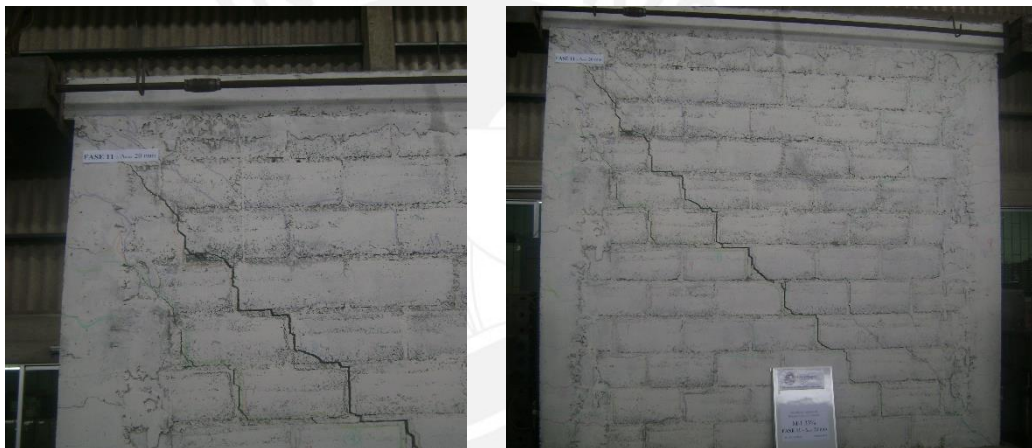


Fig. 5-35. Fase 11: Grietas en zona superior de las columnas se intensifican.

- Fase 12 (Amplitud: 40.0 mm):



Fig. 5-36. Fase 12: Muro tras finalizar la fase 12.

- Fase 13 (Amplitud: 80.0 mm):



Fig. 5-37. Fase 13: Muro tras finalizar la fase 13.

5.5. Evaluación visual Post – Ensayo del muro

El estado final del muro de bloques de concreto hace notar que la grieta diagonal empezaba a marcarse conforme iba en aumento el desplazamiento lateral al que era sometido el muro de albañilería. (Fig. 5-38)

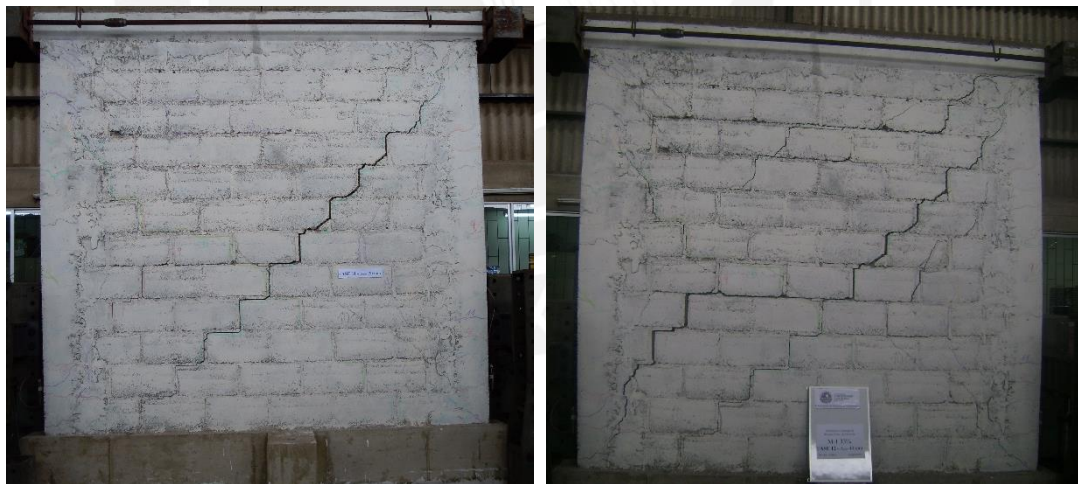


Fig. 5-38. Grieta diagonal marcada sobre el muro.

Las columnas de confinamiento terminaron con grietas en toda su altura, las cuales iniciaron en la parte inferior con la compresión en los talones y se fueron extendiendo conforme fue aumentado el desplazamiento lateral. Asimismo, se produjo la flexión de la columna, la cual se hizo visible en las últimas fases.



Fig. 5-39. Grietas a lo largo de la longitud de la columna.

El interior del muro quedó lleno de grietas que partieron de las esquinas del muro y que siguieron a lo largo del mortero que unía los bloques de concreto. Asimismo, se produjo trituración de albañilería en algunas zonas, especialmente en las esquinas. Y en el encuentro de las grietas diagonales, es decir en la parte central del muro se produjo deslizamiento de los bloques, dejando un espacio vacío en dicha zona. (Fig. 5-40)

En un terremoto real, las cargas ortogonales al plano del muro hubieran aumentado el deterioro del muro.



Fig. 5-40. Grietas a lo largo de la longitud de la columna.

5.6. Procesamiento de Resultados

5.6.1. Valores máximos en cada fase

Según lo explicado en el ítem 5.3.3 cada fase tuvo un determinado número de ciclos, a los cuales se les asocia valores máximos de carga lateral cíclica.

Según la tabla 5.5, la carga máxima se presentó en la fase 9 con un valor de 127.24 KN, seguidamente se dio la degradación de la rigidez hasta llegar a la última fase.

Tabla 5.5. Fases de carga: Amplitud y Carga Máxima.

Fase	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
Amplitud (mm)	±0,5	±1,5	±2,0	±3,0	±4,0	±5,0	±7,5	±10,0	±12,5	±15,0	±20,0	±40,0	±80,0
Carga Máxima (KN)	60,35	93,00	97,27	92,20	95,60	100,50	120,06	126,59	127,24	115,50	117,90	89,30	63,84

5.6.2. Envolvente del Diagrama de Lazos Histeréticos

Los lazos histeréticos son gráficos que pasan por el origen del sistema de referencia donde se puede apreciar la degradación de la rigidez del sistema estructural estudiado. En la Fig. 5-41 presentamos el diagrama de lazos histeréticos del muro al 33% de alveolos rellenos sometido a carga lateral cíclica.

Lazos Histeréticos M1-33 CL

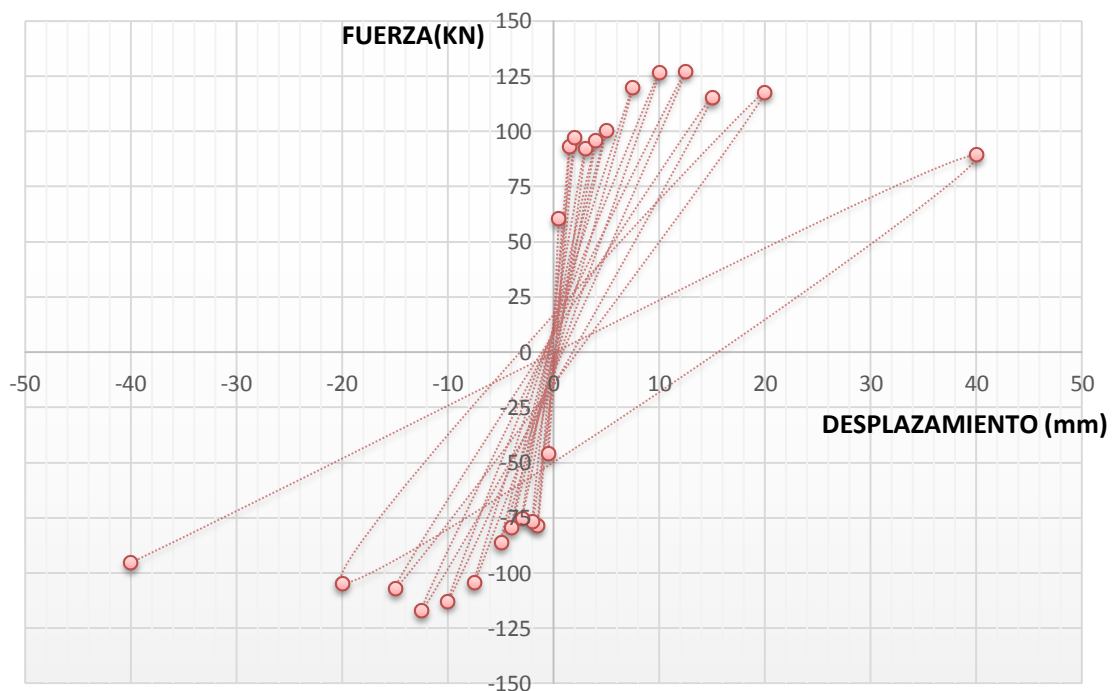


Fig. 5-41. Lazos Histeréticos M1-33 CL.

Para la elaboración de la envolvente de lazos histeréticos, que relaciona fuerza – desplazamiento, se escogió los valores máximos registrados en el primer ciclo de cada fase.

Se obtuvo dos valores máximos para cada fase, ambos de signo contrario, el de signo positivo correspondía al ensayo de carga cíclica empujando, mientras que el de signo negativo correspondía a la etapa jalando.

En la tabla 5.6 se muestra los valores de las fuerzas máximas en cada fase que soporta el muro M1-33 de carga lateral cíclica.

Tabla 5.6. Valores de fuerzas máximas en cada fase del muro M1-33 CL

FASES	Fuerza(KN)	FASES	Fuerza(KN)
1	60,35	7	120,06
	-45,72		-104,25
2	93,00	8	126,59
	-78,45		-112,83
3	97,27	9	127,24
	-76,80		-117,02
4	92,20	10	115,50
	-75,44		-107,09
5	95,60	11	117,90
	-79,36		-104,67
6	100,50	12	89,30
	-86,17		-95,45

La envolvente de fuerza cortante de la estructura (en nuestro caso el muro conformado por bloques de concreto al 33% de alveolos rellenos) es también llamada la curva de capacidad de la misma y se obtuvo al unir los puntos de valores máximos de los ciclos en cada fase.

La Fig. 5-42 muestra la curva de capacidad del muro sometido a carga lateral cíclica durante once fases.

Se aprecia que a medida que aumenta el desplazamiento, la carga máxima se mantiene en niveles constantes.

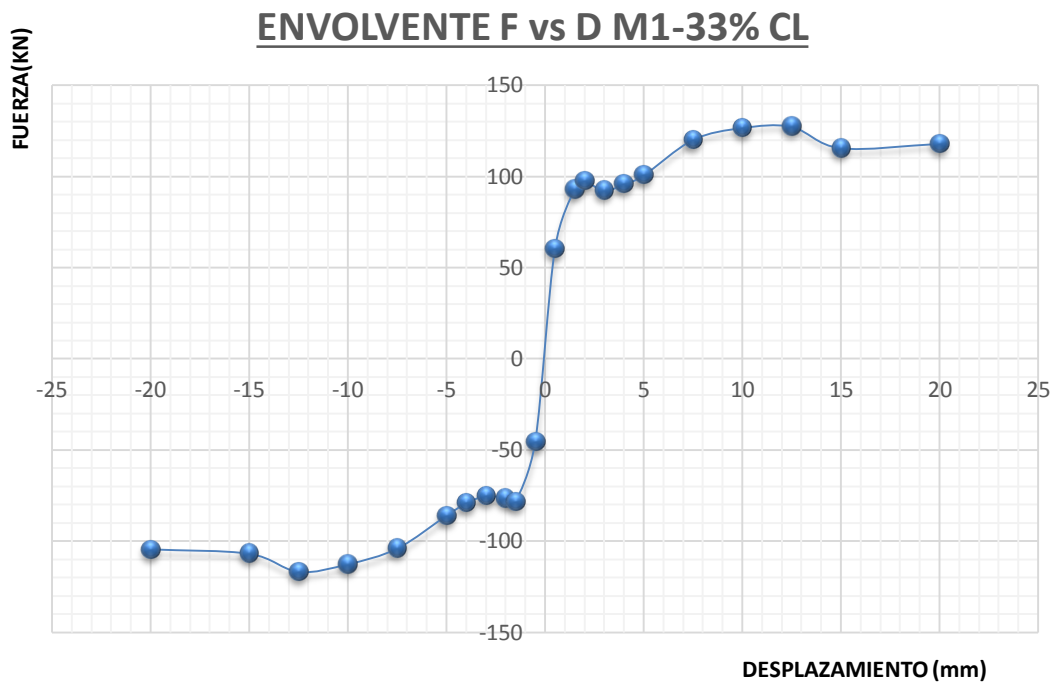
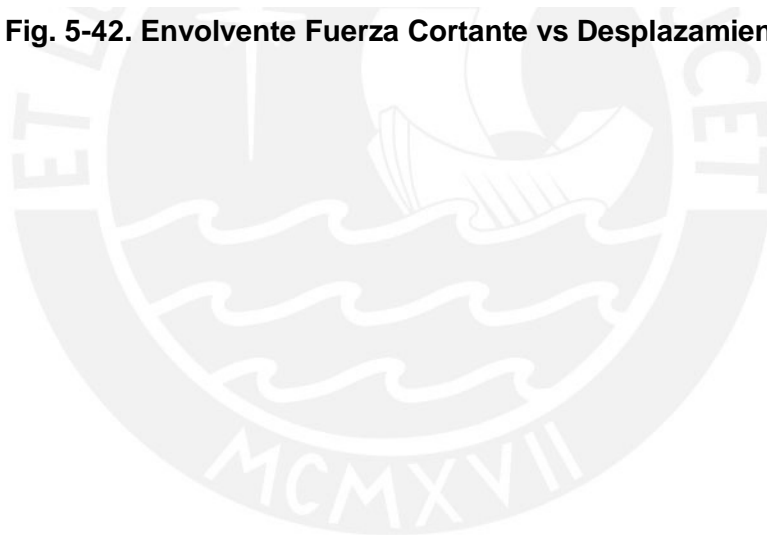


Fig. 5-42. Envolvente Fuerza Cortante vs Desplazamiento M1-33



CAPITULO 6: COMPARACIÓN DE RESULTADOS OBTENIDOS

Los resultados que se han presentado hasta el momento corresponden al muro compuesto por bloques al 33% de alveolos rellenos (M1-33). El comportamiento cualitativo y cuantitativo del muro será comparado con el trabajo de investigación anterior que realizaron los ingenieros Marcial Blondet, Gladys Villa García y Daniel Quiun; en el cual se construyeron dos muros: el primero representa la construcción tradicional de Haití, en donde la viga solera y las dos columnas que forman el muro fueron construidas primero y luego el muro de bloques de concreto sin relleno. Este muro lo llamaremos **M0** para nuestra nomenclatura.

El segundo muro fue construido con albañilería confinada, es decir, los bloques de concreto que conforman al muro se construyeron primero y los elementos de confinamiento (columnas de arriostre y viga solera) fueron vaciados después. Este muro lo denominaremos **M0-0**.

En lo referente al ensayo de carga lateral cíclica que cada uno de los muros experimentó, se compara las cargas máximas por cada fase que se realizó para cada grupo de muros: Muro sin confinamiento (M0), muro confinado sin relleno los bloques (M0-0) y el muro confinado al 33% de alveolos rellenos (M1-33). En la Tabla 6.1 se muestra en naranja las cargas máximas para cada muro.

Tabla 6.1. Cargas máximas para los muros M0, M0-0 y M1-33.

Fase	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Amplitud (mm)	±0,5	±1,5	±2,0	±3,0	±4,0	±5,0	±7,5	±10,0	±12,5	±15,0	±20,0	±40,0
Muro M0 [Carga Máx (kN)]	43,00	61,00	64,00	70,00	76,00	83,00	105,00	119,00	112,00	84,00	86,00	80,00
Muro M0-0 [Carga Máx (kN)]	38,82	83,05	85,93	84,88	91,80	93,60	88,30	102,06	110,12	106,73	120,45	124,94
Muro M1-33 [Carga Máx (kN)]	60,35	93,00	97,27	92,20	95,60	100,50	120,06	126,59	127,24	115,50	117,90	-

Según el documento “Cyclic Response of Traditional and Confined Masonry Haitian Walls” de los ingenieros Villa García, Blondet y Quiun, el muro Winfill presentó las primeras fisuras en el interior de las columnas pero a su vez se observó que se iba pronunciando una junta entre el muro y la columna; ello debido que el muro Winfill se construyó en forma de pórtico y el muro no se encontraba confinado con los otros elementos estructurales. Como comportamiento cualitativo en las primeras fases el muro W0% y W33% tuvieron un desenvolvimiento similar, con grietas suaves en el interior de la columna que se iban pronunciando conforme aumentaba el desplazamiento lateral; asimismo, dichas grietas se iban extendiendo por el mortero que unía a los bloques de concreto. (Ver Fig. 6-1 y 6-2)



Figure 6: Step 3 for: a) W1; b) W2.

Fig. 6-1. Grietas en muros – Fase 3: W1: M0 y W2: M0-0.

Fuente: “Cyclic Response of Traditional and Confined Masonry Haitian Walls”

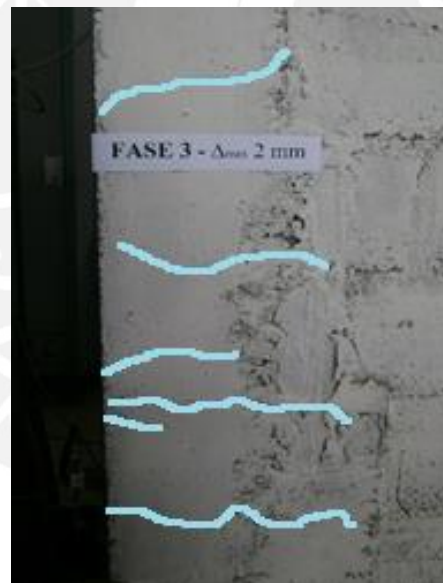


Fig. 6-2. Grietas en muro: Fase 3: M1-33.

En el mismo documento se muestra la comparación de los muros M0 y M0-0 en su última fase mediante gráficos histeréticos e imágenes donde se muestra cómo quedó el muro al finalizar el ensayo de carga lateral cíclica. (Fig. 6-3)

Del mismo modo a forma de comparación se contrastará los resultados que se obtuvieron del muro M1-33 cualitativa como cuantitativamente.

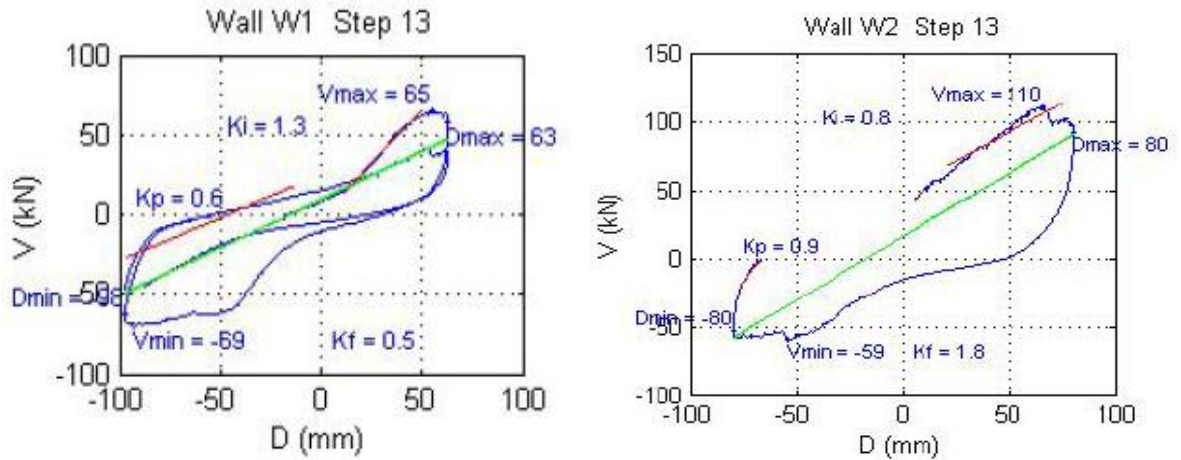


Fig. 6-3. Curvas histeréticas M0 (W1) y M0-0 (W2).

Fuente: *“Cyclic Response of Traditional and Confined Masonry Haitian Walls – VillaGarcía Gladys - 2013”*

En la Fig. 6-4 se muestra valores máximos de las curvas histeréticas en la última fase 13, en donde se observa el comportamiento de cada una de las estructuras. El muro M0 llegó a un $V_{máx}$ de 65 kN, mientras que el muro M0-0 adquirió una cortante máxima de 110 kN. Asimismo se observa que el desplazamiento máximo al cual se sometió el M0 fue de 63mm, por otro lado el muro M0-0 adquirió un desplazamiento máximo de 80mm. Por otro lado, el muro M1-33 tuvo una resistencia máxima de 90 kN y un desplazamiento máximo de 40mm (Fase 12).

Lazos Histeréticos M1-33

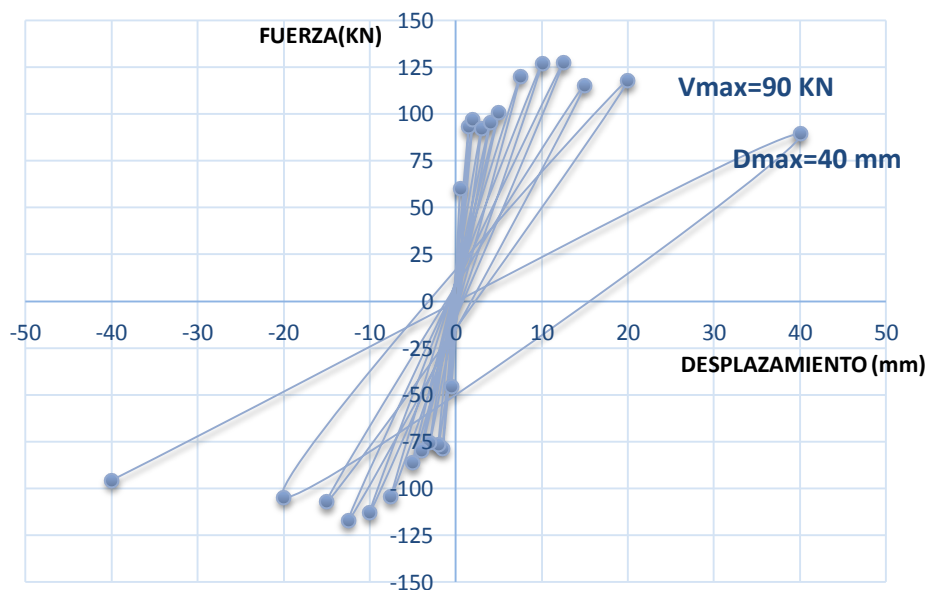


Fig. 6-4. Curva histerética M1-33.

Los muros comparables M0, M0-0 y M1-33 se muestran a continuación al momento de finalizar la última fase del ensayo en la Fig. 6-5. Dichas estructuras tuvieron diferentes comportamientos durante y post ensayo.

En la figura (a) se observa que el muro Winfill terminó con una grieta bien marcada en el marco del muro, es decir, como forma de junta divisoria entre el muro y los otros elementos estructurales. Este comportamiento es lógico debido a que la albañilería se construyó después de haber realizado las columnas y vigas. Asimismo, se presentan grietas en los bloques entre cruzándolos y con daño en todo el interior del muro.

En la figura (b) se observa que el muro W0% no presenta la misma falla del primer muro, es decir, no presenta la junta de separación entre albañilería y elementos de confinamiento. Ahora se observa que el conjunto tuvo un comportamiento uniforme y se ven grietas pronunciadas en el interior del mismo, incluso en los propios elementos de albañilería; con bastante daño en la parte superior e inferior de las columnas de arriostre.

En la figura (c) se observa que el muro M1-33 tuvo un comportamiento uniforme con grietas en el interior del muro específicamente en el contorno del mortero que unía a los bloques de concreto, eventualmente se observó ruptura de algunas elementos de albañilería. Se presentó la típica falla por corte en "x" en el muro.

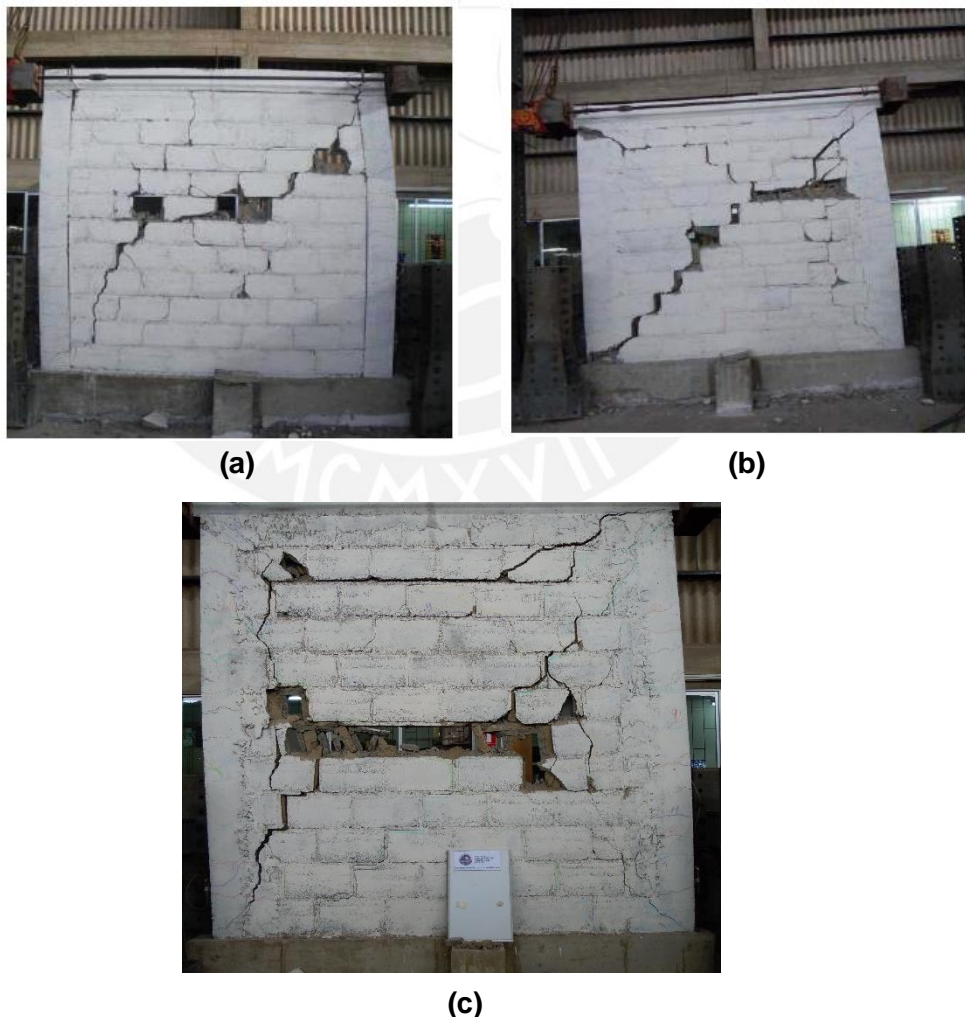


Fig. 6-5. (a) M0, (b) M0-0 y (c) M1-33 al finalizar el ensayo.

El comportamiento de cada muro se puede comparar en su Curva de Capacidad. La relación entre Carga Lateral vs Desplazamiento Horizontal se deja ver en la Envolvente del muro.

Para efectos de comparación, se cortó la envolvente de cada uno de los muros para cargas positivas, es decir, cuando la máquina de ensayo estaba empujando al muro. Los valores de carga lateral cuando el muro estaba siendo "jalado" son parecidos cuando el muro estaba siendo "empujando". (Ver Fig. 6-6)

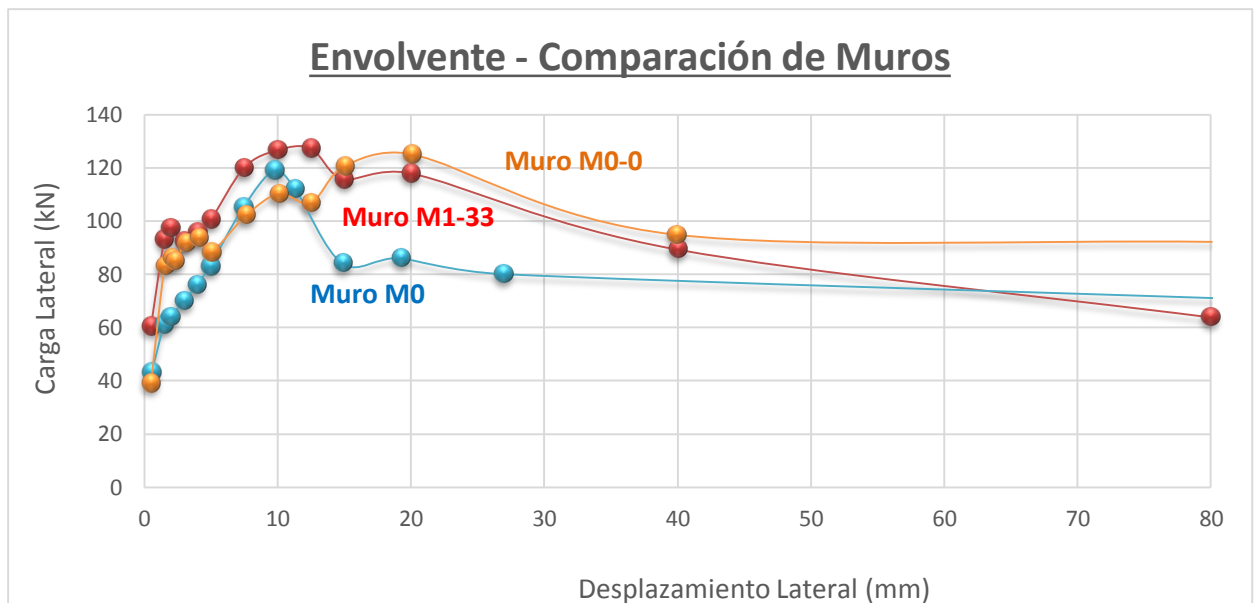


Fig. 6-6. Envolvente de muros: M0, M0-0 y M1-33.

En la Fig. 6-6 se puede observar claramente que el M0 presenta la menor resistencia en relación al comportamiento de los otros muros.

Acorde con los números que nos proporciona el gráfico se muestra que el muro M1-33 tiene una pequeña ventaja en resistencia lateral, ya que, presenta una carga máxima de 127 kN mientras que el M0-0 presenta una carga lateral máxima de 124 kN. Sin embargo, en el comportamiento global del muro M1-33 se observa una mayor regularidad de cargas máximas por fase, es decir, para cada desplazamiento dado hay una superioridad en resistencia del muro en cuestión con respecto a los otros dos. A su vez se puede observar que el Muro M0 presenta variaciones de su resistencia conforme se fue variando el desplazamiento lateral.

Con relación a la caída de resistencia, en la tabla 6.2 se muestra el porcentaje de disminución máxima en la resistencia de cada muro (M0, M0-0 y M1-33). Para ello se escogieron dos puntos consecutivos de la gráfica de la Fig. 6-6 para mostrar que el muro M0 presenta un comportamiento menos constante en relación a su comportamiento estructural.

Tabla 6.2. Porcentaje de caída de resistencia de los muros M0, M0-0 y M1-33.

Muro	Caída de Resistencia Ptos. Contiguos		% caída de resistencia
	Resistencia (kN)		
M0	119,00	112,00	5,88
M0-0	110,12	106,72	3,09
M1-33	127,24	115,50	9,23



CAPITULO 7: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- Fue posible la reproducción de las unidades de albañilería haitianas considerando la información obtenida del propio país, así como también la construcción de los muros que simulaban la baja calidad sísmica constructiva que presentan los elementos estructurales en dicho país.
- Se usó el sistema de albañilería confinada dentada en los muros M0-0 y M1-33, ya que las columnas fueron vaciadas posteriormente. En ese sentido, se logró una perfecta adherencia entre los bloques de concreto y el pórtico de confinamiento. Ello se corroboró porque en los muros M0-0 y M1-33 los LVDTs que midieron el ancho de las grietas entre bloques y columnas marcaron valores muy pequeños (0.061 mm y 0.327 mm para ambas columnas), garantizándose un comportamiento uniforme estructural entre el sistema muro – elementos de confinamiento.
- Se observó claramente un mejor comportamiento estructural de los muros M0-0 y M1-33 respecto al muro M0, debido a que presentan una construcción de albañilería confinada.
- El muro M1-33 no adquirió una diferencia marcada en relación a resistencia a carga lateral en comparación con el M0-0. Sin embargo, según la Fig. 5-48 la resistencia del muro M1-33 presenta un mejor comportamiento estructural a lo largo de cada fase, manteniendo una resistencia mayor en el balance general del ensayo.
- El mayor daño al finalizar el ensayo se dio en el centro del muro por medio del desprendimiento de algunos bloques de concreto.
- Las grietas en mayor medida se dieron en toda la longitud del mortero que unía a las unidades de albañilería en el M1-33, habiendo algunos casos en donde se rompieron algunos. En contraste, en el muro M0-0 se observó mayor daño en bloques de concreto dispersos en las esquinas del muro. Y un caso muy aparte es el M0, en donde se comprueba que es sumamente riesgoso porque el muro se desprende del pórtico estructural. Ello se nota claramente por la junta de gran espesor que se observa entre dichos elementos tras finalizar el ensayo.
- Se logró entender los sistemas de construcción estructural que se realizan en Haití, en donde evidentemente hay una carencia de códigos y prácticas constructivas sismorresistentes.
- Los resultados explicados en la presente tesis logran ser comparables en relación al trabajo precedente realizado por los ingenieros Blondet, Villa García y Quiun. Además existe una segunda parte de este proyecto de investigación en donde se realizaron ensayos con muros al 66% de alveolos rellenos, que complementa todo este trabajo que se realizó en el Laboratorio de Estructuras Antisísmicas PUCP.
- Todo el proyecto de investigación realizado se ha presentado en diferentes eventos técnicos:
 1. Congreso Nacional de Estudiantes de Ingeniería Civil (CONEIC 2013) Huancayo – Perú.

2. 12th Canadian Masonry Symposium (2013) Vancouver – British Columbia.
3. 9th International Masonry Conference (2014) Guimaraes – Portugal.

REFERENCIAS

- I. Fierro, Eduardo and Perry, Cinthya (2010). “Preliminary Reconnaissance Report – 12 January 2010 Haiti Earthquake”. The Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER).
- II. Workshop Steering Committee (2010). “The 12 January 2010 Haiti Earthquake: Emerging Research Needs and Opportunities”. Earthquake Engineering Institute for the U.S National Science Foundation (NSF).
- III. Ramírez P. Víctor; Saavedra C. Christian y San Bartolomé R. Ángel (1984). “Ensayos de Carga Lateral en Muros con Bloques de Concreto Vibrado”. Universidad Nacional Pedro Ruiz Gallo (UNPRG), Pontificia Universidad Católica del Perú (PUCP).
- IV. Moscol Abel, San Bartolomé Ángel (1986). “Bloques Artesanales de Cemento”. Universidad Nacional Pedro Ruiz Gallo (UNPRG), Pontificia Universidad Católica del Perú (PUCP).
- V. Kaderabek Company (2010). “Report of Compressive Strength Test”.
- VI. Alférez Martínez Karhell, Quinto Gastiaturú Diana (2005). “Reforzamiento Estructural de Muros de Albañilería de Bloques Artesanales de Concreto”. Escuela de Graduados – PUCP.
- VII. G. Villa García, M. Blondet y D. Quiun (2013). “Cyclic Response of Traditional and Confined Masonry Haitian Walls”. 12th Canadian Masonry Symposium. Vancouver, British Columbia.
- VIII. D. Quiun, G. Villa García y M. Blondet (2014). “Seismic Behavior Comparison of Traditional and Confined Masonry Haitian Walls”. 9th International Masonry Conference. Guimaraes – Portugal.
- IX. Ángel San Bartolomé, Daniel Quiun y Wilson Silva. (2011). “Diseño y Construcción de Estructuras Sismorresistentes de Albañilería”. Fondo Editorial – PUCP.
- X. SENCICO. (2006). “Norma Técnica de Edificaciones E.070”. Albañilería. Lima – Perú.
- XI. SENCICO. (2003). “Norma Técnica de Edificaciones E.030”. Albañilería. Lima – Perú.
- XII. A. San Bartolomé (2007). “Comentarios a la Norma Técnica de Edificaciones E.070”.