

**PONTIFICIA UNIVERSIDAD  
CATÓLICA DEL PERÚ**  
**Escuela de Posgrado**



Estudio experimental y numérico en elementos discretos de muros de contención de piedra de junta seca (pircas) de Perú. Consideraciones para mejorar las prácticas constructivas.

Tesis para optar el grado académico de Doctor  
en Ingeniería que presenta:

*Paola Isabel Ita Paico*

Asesora:

*Sandra Santa Cruz Hidalgo*

Lima, 2023

## Informe de Similitud

Yo, Sandra Santa Cruz Hidalgo, docente de la Escuela de Posgrado de la Pontificia Universidad Católica del Perú, asesor(a) de la tesis/el trabajo de investigación titulado: Estudio experimental y numérico en elementos discretos de muros de contención de piedra de junta seca (pircas) de Perú. Consideraciones para mejorar las prácticas constructivas, del/de la autor(a) / de los(as) autores(as) Paola Isabel Ita Paico deo constancia de lo siguiente:

- El mencionado documento tiene un índice de puntuación de similitud de 10%. Así lo consigna el reporte de similitud emitido por el software *Turnitin* el 10/07/2023.
- He revisado con detalle dicho reporte y la Tesis o Trabajo de Suficiencia Profesional, y no se advierte indicios de plagio.
- Las citas a otros autores y sus respectivas referencias cumplen con las pautas académicas.

Lugar y fecha:

Lima, 28 de noviembre del 2023

Apellidos y nombres del asesor / de la asesora: <u>Santa Cruz Hidalgo, Sandra Cecilia</u>	
DNI: 09642115	Firma 
ORCID: 0000-0001-5227-3869	

## **Agradecimientos**

Este trabajo fue financiado a través de la subvención del Concurso Anual de Proyectos 2021-convenio PI 0770 y el fondo de movilización ECOS NORD-Perú 2020-convenio 019-2021.



## Resumen

En las laderas de Lima, la falta de iniciativas de planificación urbana ha llevado a la construcción de viviendas sobre rellenos contenidos por muros tradicionales de contención de piedra de junta seca, conocidos como pircas. Estas estructuras son precarias e inestables, y presentan un alto riesgo ante posibles sismos. La investigación se enfoca en analizar la influencia del proceso constructivo (configuración) de las pircas en su desempeño sísmico fuera del plano, con el objetivo de mejorar las prácticas constructivas actuales. Para ello, se realizaron estudios experimentales a escala natural y modelación numérica utilizando el Método de los Elementos Discretos (DEM). Para los modelos numéricos se utilizó el software de código abierto YADE. Se realizó una campaña experimental pseudo-estática de tres configuraciones de muro (3 especímenes por configuración). Los resultados numéricos y experimentales pseudo-estáticos mostraron la misma tendencia. Por otro lado, también se analizó el efecto de la configuración de las pircas en su desempeño mediante el estudio numérico dinámico. Este enfoque se comparó con el enfoque pseudo-estático y se obtuvo lo conservador que es un enfoque en comparación con el otro. Por último, con base en los resultados obtenidos, se brindó algunas recomendaciones para construir pircas y mejorar su desempeño actual. Se ha comprobado que la técnica de construcción actual puede mejorarse utilizando regularmente los through-stones y considerando una sección transversal con traslape. Se logró un aumento de hasta el 50% de la resistencia lateral, lo que verifica la eficacia de los through-stones.

**Palabras clave:** *Piedra seca, pircas, DSRW, mampostería tradicional, curva de capacidad, técnica de construcción, análisis pseudo-estático, análisis dinámico.*

## Abstract

On the slopes of Lima, the lack of urban planning initiatives has led to the construction of houses on landfills contained by traditional dry stone retaining walls, known as pircas. These structures are precarious, presenting a high risk of earthquakes. The research focuses on analyzing the influence of the constructive process (configuration) of the pircas on their seismic performance out of the plane, intending to improve current construction practices. For this purpose, experimental studies were carried out at a natural scale and numerical modeling using the Discrete Element Method (DEM). The open-source software YADE was used for the numerical models. A pseudo-static experimental campaign of three wall configurations (3 specimens per configuration) was carried out. The numerical and pseudo-static experimental results showed the same trend. On the other hand, the effect of the configuration of the pircas on their performance was also analyzed through dynamic numerical study. This approach was compared with the pseudo-static approach, and how conservative one approach is compared to the other was obtained. Finally, based on the results, some recommendations were provided for building pircas and improving their performance. It has been proven that the current construction technique can be improved by regularly using through-stones and considering an overlapped transverse section. An increase of up to 50% in lateral resistance was achieved, verifying the through-stones' effectiveness.

**Keywords:** *Dry stone, pircas, DSRW, traditional masonry, capacity curve, construction technique, pseudo-static analysis, dynamic analysis.*

## Índice

Resumen .....	iii
Índice .....	v
Lista de tablas .....	viii
Lista de figuras .....	ix
1. CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN .....	1
1.1 Antecedentes y contexto.....	1
1.2 Problema y objetivos de investigación .....	3
1.3 Hipótesis.....	4
1.4 Alcance y limitaciones.....	4
1.5 Metodología.....	5
1.6 Contribución e Impacto.....	7
2 CAPÍTULO II: ESTADO DEL ARTE.....	8
3 CAPÍTULO III: MUROS TRADICIONALES DE CONTENCIÓN DE JUNTA SECA (PIRCAS) .....	14
3.1 Geometría de las pircas .....	14
3.2 Construcción de las pircas .....	17
4 CAPÍTULO IV: MÉTODO DE ELEMENTOS DISCRETOS .....	19
4.1 Esquema del método .....	19
4.2 Elementos para la modelación en estructuras de mampostería .....	20
4.3 Propiedades mecánicas de las juntas .....	21
5 CAPÍTULO V: MODELACIÓN NUMÉRICA DEM DE PIRCAS: ENFOQUE PSEUDO-ESTÁTICO.....	24
5.1 Calibración con ensayo de bloques .....	25
5.1.1 Parámetros iniciales.....	26
5.1.2 Superposición de las esferas de los clumps .....	27
5.1.3 Calibración del ángulo de fricción.....	27
5.2 Calibración con ensayos de pircas .....	29
5.2.1 Resultados de la calibración.....	31
5.3 Discusión de resultados .....	32
5.4 Conclusiones del capítulo.....	33
6 CAPÍTULO VI: ESTUDIO PRELIMINAR DE LA INFLUENCIA DE LA CONFIGURACIÓN DE MUROS EN SU DESEMPEÑO.....	34
6.1 Generales.....	34
6.2 Mecanismos de colapso.....	36

6.2.1	Influencia del ángulo de fricción $\phi$ en el ángulo de colapso .....	37
6.2.2	Influencia del traslape y los through-stones .....	38
6.3	Discusión de resultados .....	39
6.4	Conclusiones del capítulo.....	40
7	CAPÍTULO VII: ESTUDIO NUMÉRICO DE LA INFLUENCIA DE LA CONFIGURACIÓN DE MUROS EN SU DESEMPEÑO.....	42
7.1	Generalidades.....	42
7.2	Muro tipo 1: diferentes disposiciones de los through-stones.....	42
7.2.1	Secciones Longitudinales .....	43
7.2.2	Secciones transversales .....	44
7.3	Muro tipo 2: sin through-stones (solo traslape).....	44
7.3.1	Secciones Longitudinales .....	44
7.3.2	Secciones transversales .....	44
7.4	Modelo numérico.....	47
7.5	Resultados para muros con through-stones (tipo 1).....	47
7.5.1	Influencia de la separación vertical.....	47
7.5.2	Influencia del ancho de hoja.....	48
7.5.3	Influencia de la separación horizontal.....	48
7.5.4	Influencia del traslape .....	49
7.5.5	Influencia de la cantidad de through-stones.....	51
7.6	Resultados para muros sin through-stones tipo 2.....	52
7.6.1	Influencia del traslape .....	52
7.7	Influencia de considerar ángulo de fricción variable.....	54
7.8	Comparación de resultados: Muros con y sin through-stones (Tipo 1 y 2) .....	56
7.9	Discusión de resultados .....	56
7.10	Conclusiones del capítulo.....	57
8	CAPÍTULO VIII: ESTUDIO EXPERIMENTAL DE LA INFLUENCIA DE LA CONFIGURACIÓN DE UNA PIRCA.....	59
8.1	Elección de configuraciones para el ensayo .....	59
8.2	Equipo de ensayo.....	61
8.3	Caracterización .....	62
8.3.1	Construcción de las pircas (configuración mejorada).....	62
8.4	Espécimen.....	64
8.5	Estimación de la resistencia lateral.....	68
8.6	Ensayo pseudo-estático.....	70

8.7	Resultados de los ensayos pseudo-estáticos.....	72
8.7.1	Mecanismos de colapso.....	72
8.7.2	Resistencia lateral fuera del plano.....	74
8.7.3	Curva de capacidad.....	75
8.8	Comparación del estudio experimental: configuración actual y mejorada.....	81
8.9	Comparación del estudio experimental y numérico: configuración mejorada.....	83
8.9.1	Calibración de parámetros de la interface.....	83
8.10	Análisis analítico sísmico estático.....	86
8.11	Curva de fragilidad y daño.....	91
8.12	Estimación del periodo de vibración.....	93
8.12.1	Estimación del periodo mediante vibraciones ambientales.....	93
8.12.2	Estimación analítica.....	96
8.13	Conclusiones del capítulo.....	99
9	<b>CAPÍTULO IX: ANÁLISIS NUMÉRICO DEM – DINÁMICO.....</b>	<b>101</b>
9.1	Configuraciones del muro.....	101
9.1.1	Propiedades mecánicas.....	101
9.2	Nivel de daño cualitativo.....	102
9.3	Cálculo del periodo del modelo numérico.....	103
9.4	Influencia de la frecuencia de la señal.....	105
9.4.1	Señal Armónica.....	106
9.4.2	Señal Armónica creciente.....	107
9.5	Influencia de la configuración del muro.....	109
9.5.1	Señal sísmica.....	109
9.5.2	Influencia de la sección transversal.....	110
9.5.3	Influencia de la configuración longitudinal.....	112
9.6	Nivel de daño cuantitativo.....	114
9.7	Comparación del análisis numérico pseudo-estático y dinámico.....	116
9.8	Conclusión del capítulo.....	116
10	<b>CAPÍTULO X: RECOMENDACIONES PARA LA CONSTRUCCIÓN DE PIRCAS.....</b>	<b>118</b>
10.1	Recomendaciones para la construcción.....	118
10.2	Estimación de la capacidad.....	122
11	<b>CAPÍTULO XI: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....</b>	<b>123</b>
	Referencias bibliográficas.....	127
	Anexos.....	133

## Lista de Tablas

Tabla 5.1. Propiedades mecánicas de bloques y juntas. ....	26
Tabla 5.2. Tiempos computacionales para los 4 arreglos de esferas .....	32
Tabla 7.1. Propiedades mecánicas de bloques y juntas para el cálculo numérico .....	47
Tabla 7.2. Aumento de resistencia de SV300 respecto a SV600 (%) .....	48
Tabla 8.1. Ángulo de colapso analítico .....	70
Tabla 8.2. Resultados para espécimen de configuración 1.....	74
Tabla 8.3. Resultados para espécimen de configuración 2.....	75
Tabla 8.4. Resultados para espécimen de configuración 3.....	75
Tabla 8.5 Comparación de $F_h$ analítica y experimental.....	75
Tabla 8.6. Límites de rigideces .....	80
Tabla 8.7 Comparación entre $K_1$ , $K_2$ y $K_3$ .....	81
Tabla 8.8. Incremento de resistencia lateral .....	83
Tabla 8.9. Propiedades consideradas para la calibración .....	85
Tabla 8.10. Propiedades mecánicas de bloques y juntas. ....	86
Tabla 8.11 Fuerzas resultantes que actúan en la pirca (en función del peso del muro) .....	88
Tabla 8.12 Aceleración de colapso de la configuración actual y mejorada .....	88
Tabla 8.13 Factores de seguridad: Fuerza actuante versus Fuerza resistente .....	89
Tabla 8.14. Parámetros usados para calcular el periodo analítico de las pircas .....	97
Tabla 8.15. Periodos fuera del plano (método analítico y experimental) .....	99
Tabla 9.1. Propiedades mecánicas de bloques y juntas .....	102
Tabla 9.2. Niveles de daño .....	103
Tabla 9.3. Periodo numérico en la dirección fuera del plano del muro (s) .....	105
Tabla 9.4. Configuración 2: Amplitud de aceleración de la señal sísmica (g) que inicia los distintos niveles de daño .....	108
Tabla 9.5. Configuración 2: Desplazamiento máximo del suelo (PGD) para las tres secciones transversales .....	110
Tabla 9.6. Configuración 2. PGA y PGD (rango de valores).....	111
Tabla 9.7. OV33A: Desplazamiento máximo del suelo (PGD) para las tres configuraciones.....	112
Tabla 9.8. Niveles de daño cuantitativo en términos de deriva .....	114
Tabla 9.9. Niveles de daño cuantitativo en términos de deriva .....	115
Tabla 9.10. Aceleración máxima del suelo (PGA): resultados pseudo-estáticos versus dinámicos [74] .....	116
Tabla 10.1. Características de la configuración recomendada .....	122

## Lista de figuras

Figura 3.1. Rocas sueltas en las laderas (Distrito de Pachacamac)[39] .....	14
Figura 3.2. Pirca típica (Adaptado de Santa Cruz et al.)[40] .....	15
Figura 3.3. Uso de piedras (a) angulares y (b) redondeadas en pircas ubicadas en ciudades andinas centrales [13] .....	15
Figura 3.4. Colapso de pircas: (a) el terremoto de Pisco (2007)[41]; (b) el terremoto de Mala (2021)[42]..	16
Figura 3.5. Esquema de relleno de pirca.....	16
Figura 3.6. Procedimiento constructivo (Adaptado de Ita et al.[13]). (a) relleno de centro de muro con bloques de menor tamaño (b) bloques traslapados en la dirección transversal, (c) through-stone, y (d) ajuste de cuñas con comba.....	17
Figura 4.1. Esquema del método de elementos discretos (Adaptado de Daudon D.[50]) .....	20
Figura 4.2. Diferentes configuraciones de clumps [51] .....	21
Figura 4.3 Bloques polihédricos [57] .....	21
Figura 4.4. Interacción entre esferas relacionadas con dos diferentes partículas/clumps: (a) desplazamiento cortante y normal; (b) leyes constitutivas.....	23
Figura 5.1. Esquema de un clump regular (Vista 2D).....	24
Figura 5.2. Esquema de fuerzas de contacto generadas en clump. a) Aplicación de fuerzas laterales en clump 2. b) Fuerzas normales y transversales generadas en los contactos de cada esfera de clump. ....	25
Figura 5.3. Configuración de esferas. a) 1 puntos de contacto (1 puntos). b) 2 puntos de contacto (2 puntos). c) Superposición de 0.25 veces el diámetro (0.25D) y d) Superposición de 0.50 veces el diámetro (0.50D)[13] .....	27
Figura 5.4. Modelación numérica de 2 bloques (clumps) y comparación de ángulos de fricción (macro, local, experimental, efecto geométrico): (a) Arreglo 1 punto; (b) Arreglo 0.5D [13] .....	28
Figura 5.5 Modelo real, espécimen 5 (Adaptado de Ita et al.[13]). a) Modelamiento de cargas. b) Elevación longitudinal .....	29
Figura 5.6. Modelo numérico de clump: (a) elevación longitudinal); (b) sección transversal.....	29
Figura 5.7 Modelamiento de cargas: Modelo numérico. a) Fuerza $F_h$ en cada esfera ( $F_{hi}$ ). b) Fuerza resultante en el muro .....	30
Figura 5.8. Curvas de capacidad para las pircas (arreglo 0.5D)[13] .....	31
Figura 5.9. Curvas de capacidad para cuatro tipos de muro (un punto de contacto, dos puntos de contacto, 0.25D y 0.5D): $\varphi=20^\circ$ y $K_N=5 \times 10^7$ [13] .....	32
Figura 6.1. Modelos estudiados (4 m de largo, 0.60 m de ancho y 1.50 m de alto). (a) Caso 1; (b) Caso 2; c) Caso 3[13] (medidas en mm) .....	35
Figura 6.2. Mecanismos de colapso para el Caso 1: (a) $\varphi = 7^\circ$ ; (b) $\varphi = 15^\circ$ ; (c) $\varphi = 20^\circ$ .....	36
Figura 6.3. Mecanismos de colapso para el Caso 2: (a) $\varphi = 7^\circ$ ; (b) $\varphi = 15^\circ$ ; (c) $\varphi = 20^\circ$ .....	36
Figura 6.4. Mecanismos de colapso para el Caso 3: (a) $\varphi = 7^\circ$ ; (b) $\varphi = 15^\circ$ ; (c) $\varphi = 20^\circ$ .....	37
Figura 6.5. Efecto del ángulo de fricción numérico local sobre el ángulo de colapso ( $^\circ$ ) para los casos 1, 2 y 3 .....	37
Figura 6.6. Curva de capacidad de las pircas (caso 1, caso 2, caso 3): (a) $\varphi = 15^\circ$ ; (b) $\varphi = 20^\circ$ [13] .....	38
Figura 7.1. Secciones longitudinales [61]. a) Muro tipo 1. b) Muro tipo 2 .....	42
Figura 7.2. Secciones longitudinales de algunas configuraciones .....	43

Figura 7.3. Tipo 1: Secciones longitudinales intercaladas [61] .....	43
Figura 7.4. Tipo 1: Secciones transversales donde se ubican los through-stones (VS=600 mm)[61].....	44
Figura 7.5. Secciones transversales consideradas: OV0A, OV33A, OV33A-INV y OV66A [61] .....	45
Figura 7.6. Vista superior por hilada (corte longitudinal): a) junta constante por hilada. b) junta intercalada por hilada [61].....	45
Figura 7.7. Vista superior de la sección OV33A-OVL (corte longitudinal).....	45
Figura 7.8. Vista superior de la sección OV66A-OVL (corte longitudinal).....	45
Figura 7.9. Vista superior de la sección OV33A-OVL-SYM-1 (corte longitudinal) .....	46
Figura 7.10. Vista superior de la sección OV33A-OVL-SYM-2 (corte longitudinal) .....	46
Figura 7.11. Vista lateral y superior de la sección OV33A-OVL-EDGE (corte longitudinal).....	46
Figura 7.12. Vista lateral y superior de la sección OV33A-OVL-CENTER (corte longitudinal).....	47
Figura 7.13. $F_h/W$ (%) Influencia del ancho de hoja.....	48
Figura 7.14. $F_h/W$ (%) para diferentes separaciones horizontales. a) SV=300mm y b) SV=600mm [61] .....	49
Figura 7.15. a) $F_h/W$ (%) para secciones longitudinales Tipo 1 (TS=Through-stones por metro cuadrado) b) Curva de capacidad para diferentes secciones transversales (todas las disposiciones)[61] .....	50
Figura 7.16. Efecto de through-stones por metro cuadrado [61].....	51
Figura 7.17. Muro tipo 2: Curva de capacidad.....	52
Figura 7.18. Tipo 2: Fuerza lateral ( $F_h/W$ ), sección longitudinal Tipo 2. a) Efecto de junta continua en hilada. B) Curva de capacidad [61] .....	53
Figura 7.19 Distribución Normal. a) Distribución de probabilidad alrededor de la media. b) Ejemplo de valores aleatorios de $\phi$ (media=30, desviación estándar (s)=3).....	54
Figura 7.20. $F_h/W$ (Media=30, s=3). a) Sección CONHSVS, solo through-stones. b) Sección HS750VS300 (OVT33A), 5 through-stones por m <sup>2</sup> .c) Sección HS750VS600 (OVT33A), 3 through-stones por m <sup>2</sup> .....	55
Figura 7.21. $F_h/W$ (Media=15, s=3). a) Sección CONHSVS, solo through-stones. b) Sección HS750VS300 (OVT33A), 5 through-stones por m <sup>2</sup> .c) Sección HS750VS600 (OVT33A), 3 through-stones por m <sup>2</sup> .....	55
Figura 7.22.Mecanismo de colapso. a) $\phi=30^\circ$ (constante). b) $\phi=30^\circ$ (media) y desviación estándar (s)=3..	55
Figura 7.23. Fuerza lateral ( $F_h/W$ ), TS=Through-stones por metro cuadrado [61].....	56
Figura 8.1. Secciones longitudinales elegidas para los ensayos experimentales. a) 23 through-stones. b) 16 through-stones. c) 14 through-stones .....	60
Figura 8.2 Requisitos de Through-stones. Separaciones de 2ft (600mm)[43] .....	60
Figura 8.3. Fotografía del equipo y esquema de fuerzas generadas en el muro [13] .....	61
Figura 8.4. Vista del lugar de ensayo. Se muestra la mesa inclinable y la estación total .....	61
Figura 8.5. Configuraciones consideradas para los ensayos experimentales.....	62
Figura 8.6. Procedimiento constructivo seguido .....	63
Figura 8.7 Muro de 1 metro de largo.....	63
Figura 8.8. Bordos laterales de los muros, sin restricciones.....	64
Figura 8.9. <i>Procedencia de las piedras a) Distrito de Puente Piedra (comunidad de Guayabo) b) Villa María del triunfo</i> .....	64
Figura 8.10. Capacitación a los maestros pirqueros .....	65
Figura 8.11. Supervisión de los maestros respecto a la posición de los through-stones. ....	65
Figura 8.12. <i>Colocación de through-stones en la hilada superior</i> .....	65
Figura 8.13. Especímenes de configuración 1: Vista longitudinal y lateral.....	66

Figura 8.14. Especímenes de configuración 2: Vista longitudinal y lateral.....	67
Figura 8.15. Especímenes de configuración 3: Vista longitudinal y lateral.....	68
Figura 8.16. Modelo analítico de macrobloques. A) Geometría. B) Diagrama de cuerpo libre del bloque a colapsar [65] .....	69
Figura 8.17. Modelo analítico de macrobloques elegido .....	70
Figura 8.18. Vista general de los Puntos de control (5 columnas de datos,20 datos).....	71
Figura 8.19. Esquema de resultados obtenidos con la estación total .....	71
Figura 8.20. Colapso tipo 1 (Delaminación parcial o total de la sección transversal y volteo de la sección delaminada): Secuencia de colapso del espécimen 3.....	72
Figura 8.21. Colapso tipo 2 (Deslizamiento de una sección por delaminación parcial o total): Secuencia de colapso del espécimen 2.....	73
Figura 8.22. Colapso tipo 3 (Volteo de toda la sección del muro): Secuencia de colapso del espécimen 8 .	73
Figura 8.23. Colapso tipo 4 (Deslizamiento parcial o total de la sección transversal): Secuencia de colapso del espécimen 4.....	73
Figura 8.24. Especímenes de la configuración 1. a) Curva de capacidad. b) Mecanismos de colapso.....	76
Figura 8.25. Especímenes de la configuración 2. a) Curva de capacidad. b) Mecanismos de colapso.....	77
Figura 8.26. Especímenes de la configuración 2. a) Curva de capacidad. b) Mecanismos de colapso.....	78
Figura 8.27 Esquema de rigideces en curva de capacidad (límite de derivas) .....	80
Figura 8.28. Configuración 0 (actual) y configuraciones 1, 2 y 3 (mejoradas).....	81
Figura 8.29. Configuraciones 0,1,2 y 3. a) Curvas de capacidad. b) Resistencias laterales al colapso .....	82
Figura 8.30. Secciones transversales (OV0A, OV33A, OV66A) .....	84
Figura 8.31. Curva de capacidad para $K_N = 5 \times 10^7$ N/m. a) Configuración 1.b) Configuración 2. c) Configuración 3.....	84
Figura 8.32. Curva de capacidad. a) Configuración 2 (OV33A). b) Configuración 3 (OV33A).....	85
Figura 8.33. Curva de capacidad para $K_N = 10 \times 10^7$ N/m. a) Configuración 1.b) Configuración 2. c) Configuración 3.....	86
Figura 8.34. Fuerzas que actúan en la pirca (adaptado de Ramos [17]).....	87
Figura 8.35. Factor seguridad: suelo seleccionado ( $\phi=45^\circ$ ), suelo bueno ( $\phi=45^\circ$ ) y suelo pobre ( $\phi=45^\circ$ ); sobrecarga=2.06 kN/m y peso específico=17 kN/m <sup>3</sup> .....	90
Figura 8.36. Factor de seguridad: sobrecarga de 2.06 kN/m y 4.12 kN/m ( $\phi =30^\circ$ y peso específico=17 kN/m <sup>3</sup> ).....	90
Figura 8.37. Factor de seguridad: peso específico del suelo (sobrecarga=2,06 kN/m y $\phi =30^\circ$ ).....	91
Figura 8.38. Curvas de vulnerabilidad sísmica de viviendas con sistemas estructurales de .....	92
Figura 8.39 Curva de fragilidad (Colapso).....	92
Figura 8.40 Curva de daño (colapso) .....	93
Figura 8.41. Equipos utilizados. a) MiniShark. b) Sensor sísmico .....	94
Figura 8.42. Medición de vibración ambiental en muro de configuración 2.....	94
Figura 8.43. Esquema seguido para el cálculo de la frecuencia predominante (valores de ejemplo) .....	95
Figura 8.44. Cociente espectral. a) Configuración 2 (espécimen 2). b) Configuración 3 (espécimen 3) .....	96
Figura 8.45 Modelos analíticos, a) Masa concentrada. b) Masa distribuida .....	97
Figura 8.46. Curva de capacidad experimental: Rigidez de los especímenes ensayados.....	98
Figura 9.1. Señal de desplazamiento de ruido blanco .....	103

Figura 9.2 Aplicación de la señal.....	103
Figura 9.3. Esquema seguido para el cálculo de la frecuencia predominante (valores de ejemplo) .....	104
Figura 9.4. Frecuencia del modelo numérico. a) Cociente espectral de la configuración 2. b) frecuencia natural en el espectro de Fourier de la señal .....	104
Figura 9.5. Sismo representativo peruano (Sismo de mayo 1970 (Huaraz)). a) Señal de aceleración ( $\text{mm/s}^2$ ). b) Espectro de Fourier: contenido de frecuencia: .....	105
Figura 9.6. Señal de aceleración ( $\text{cm/s}^2$ ): Frecuencia de 0.5Hz. a) Señal armónica constante. b) Señal armónica creciente .....	106
Figura 9.7. Señal de aceleración armónica constante (0 a 2 segundos) ( $\text{cm/s}^2$ ): $f= 0.5$ a 10Hz .....	106
Figura 9.8. Muro sometido a señal armónica constante. a) 0.5Hz, b)2.5Hz, c) 5.0Hz y d) 10Hz. ....	107
Figura 9.9. Nivel de daño para muro sometido a una señal con contenido de frecuencia igual a la frecuencia del muro.....	107
Figura 9.10. Señal de aceleración armónica creciente (0 a 2 segundos) ( $\text{cm/s}^2$ ): $f= 0.5$ a 10Hz .....	108
Figura 9.11. Mecanismo de colapso. a) Muro sometido a señal armónica de 0.5Hz. b) Muro sometido a señal armónica de 2.5Hz.....	109
Figura 9.12. Señal sísmica básica, sismo de mayo de 1970 (Huaraz). a) Señal de desplazamiento (PGD=10 mm). b) Señal de aceleración (PGA=1,7 $\text{m/s}^2$ )[74] .....	110
Figura 9.13. Configuración 2: Aceleración máxima del suelo (PGA) para las tres secciones transversales [74] .....	111
Figura 9.14. Configuración 2: Mecanismos de colapso (PGD =150 mm)[74] .....	112
Figura 9.15. OV33A: aceleración máxima del suelo (PGA) para las tres configuraciones [74]. Configuración 1 (23 through-stones, Configuración 2 (16 through-stones), y Configuración 3 (14 through-stones).....	113
Figura 9.16. Mecanismos de colapso (PGD=150 mm) [74].....	114
Figura 9.17. Niveles de daño.....	115
Figura 10.1. Disposición de through-stones (adaptado de Schacher y Ali [43] .....	118
Figura 10.2. Técnica de la pinza .....	119
Figura 10.3. Técnica pin .....	119
Figura 10.4. Tipos de secciones transversales. (a) piedras que no están unidas. (b) piedras que están unidas[76] .....	119
Figura 10.5. Distribución de cargas [76] .....	120
Figura 10.6. El cruce de piedras permite la distribución de cargas [76].....	120
Figura 10.7 Tipos de juntas que se pueden presentar.....	121
Figura 10.8 Extremo de un muro que no presenta confinamiento .....	121
Figura 10.9. Algunas cuñas (color rojo) colocadas en una pirca.....	122

# 1. CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN

## 1.1 Antecedentes y contexto

A lo largo de la historia, la piedra ha sido utilizada masivamente por diversas sociedades como material para la construcción de muros de contención de piedra seca (DSRW), en regiones montañosas de Europa, África y Asia, con el fin de habilitar terrenos para la agricultura y el transporte [1] (Figura 1. 1). "En América, los constructores de los periodos preinca e inca lo utilizaron para construir templos y sistemas de terrazas [2]; restos de estas estructuras se encuentran principalmente en Perú, Ecuador, Colombia y Bolivia, con casi 20,000 hectáreas en las laderas de los Andes ([3],[4])"[5]. En las últimas décadas se ha revaluado el uso de DSRWs, ya que su construcción genera un menor impacto en el medio ambiente que otras técnicas constructivas [6]. Además, los estudios destinados a evaluar la confiabilidad de estas construcciones se justifican por su alto valor patrimonial. Los estudios sobre los DSRW en Europa son numerosos ([7]–[11]), entre otros).



*Figura 1. 1. Muros de contención (DSRW) [1]*

En las laderas de las grandes ciudades de los Andes se utilizan muros tradicionales de contención de piedra de junta seca (pircas, proveniente del vocablo quechua perqa) para la habilitación urbana informal (Figura 1. 2). "Las pircas son muros de baja altura conformados por bloques de roca sin labrar, unidos sin mortero y contruidos sin asesoría técnica. A diferencia de los DSRW contruidos en Europa, EE. UU. e India, las pircas en la región sudamericana se contruyen sin regulaciones ni lineamientos [12]. Además, sus características constructivas (geometría, material, forma, disposición de las piedras y porcentaje de vacíos) no son similares a los DSRW"[5]. De un estudio realizado al este de Lima por la ONG Soluciones Prácticas, se obtuvo que el 64% de las pircas tenían alturas que oscilaban entre 1 y 2 m y el 93% de las pircas utilizan bloques angulares

[13]. La compactación del relleno no suele controlarse adecuadamente, lo que provoca la presencia habitual de materiales de desecho, como sacos de cemento y bolsas de plástico.



Figura 1. 2. Pircas en la ciudad de Lima (distrito de Carabayllo) [5]

En el estudio de Ita et al.[5] se realizó la caracterización de las pircas y se evaluó su desempeño mediante ensayos experimentales pseudo-estáticos simulando cargas perpendiculares al plano, siguiendo la técnica de construcción más común de la zona este de Lima. Las pircas presentan dos hojas (frontal y posterior) de piedras de mayor tamaño, rellenas con piedras de menor tamaño en el centro. Las hojas son cada una de las capas de piedra que se colocan una encima de otra para formar el muro (Figura 1. 3). Para unir las hojas del muro se emplean piedras que lo atraviesan en sentido transversal, conocidas como through-stones o piedras pasantes. Del mismo modo, la superposición de piedras permite que los bloques del muro trabajen juntos uniendo su sección transversal o longitudinal, lo que se consigue cubriendo parcial o totalmente una piedra sobre otra. En la Figura 1. 4 se presentan las principales piedras en el muro y su organización interna, la piedra de traza (*trace-stone*), en contraste a los through-stones, es una piedra cuya cara más larga se coloca paralela al revestimiento del muro. Debido a que no penetra en el ancho del muro se debe colocar through-stones o piedras de amarre junto a ella. Se puede utilizar para detener el comienzo de una junta corrida (*running joints*) a lo largo del muro, y debe ser lo suficientemente gruesa para ser estable sin crear una debilidad en el muro (Figura 1. 5). En la construcción de pircas se usan through-stones cada 3 o 4 hiladas separadas cada 2 metros en la dirección longitudinal. Se observó dos mecanismos de colapso: delaminación y volteo en bloque. "La delaminación es similar a una rotura o corte corrido sobre una superficie perpendicular a la sección transversal"[5]. Se produce por la ausencia de amarre en el muro que provoca que las caras anterior y posterior no actúen en conjunto, esto se debe a la falta de through-stones o ausencia de traslape entre las piedras de la sección transversal. Por tanto, es importante estudiar la influencia de la disposición de piedras (configuración del muro) y su traslape en el desempeño fuera del plano de las pircas.

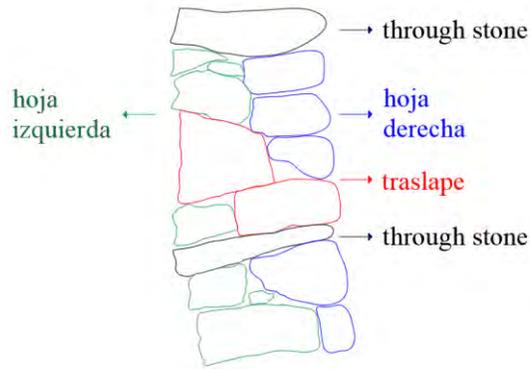


Figura 1. 3. Sección transversal típica de las pircas construidas en la zona de Lima.

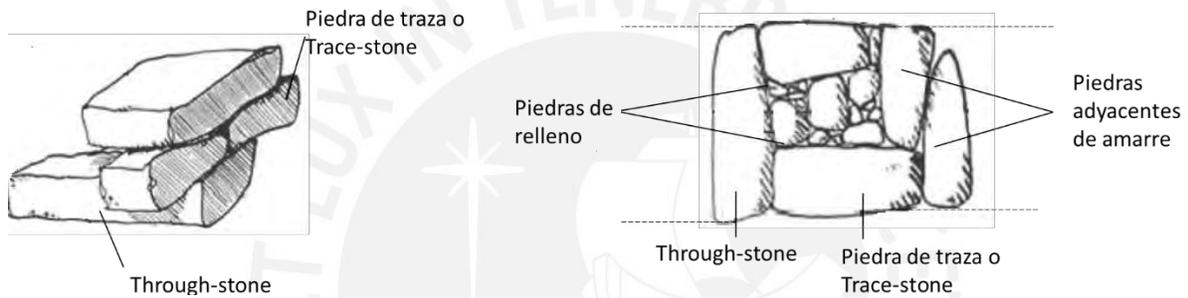


Figura 1. 4. Piedras principales en el muro y organización interna (Adaptado de McCombie et al.[6])

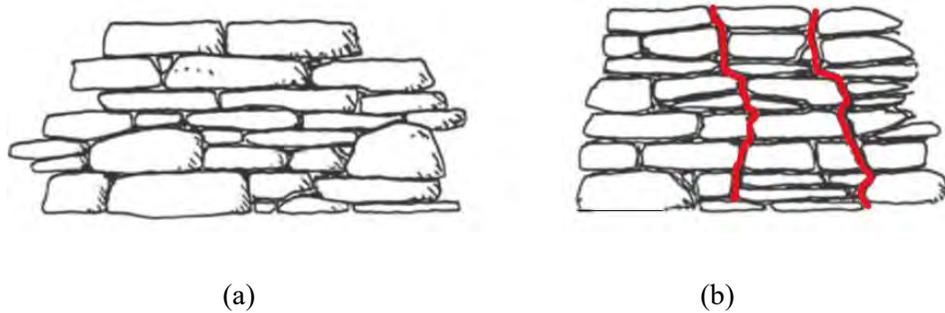


Figura 1. 5. Juntas. a) juntas cruzadas. b) juntas continuas (running joints) (Adaptado de McCombie et al.[6])

## 1.2 Problema y objetivos de investigación

Las laderas de las grandes ciudades de los Andes albergan asentamientos informales, que construyen sus viviendas sobre muros tradicionales de contención de piedra de junta seca (pircas) sin ningún tipo de asistencia técnica. Esto se debe a la disponibilidad de materia prima (rocas) en las propias laderas, así como

a la sencillez de la construcción en respuesta a las necesidades habitacionales. Sin embargo, se ha documentado que estos muros son inestables y propensos a derrumbarse debido a la gravedad y a sismos leves ([12],[14]). Sólo en Lima Metropolitana 2,8 millones de personas residen en laderas [15]. Dada la alta sismicidad de la región [16], la seguridad de estas construcciones es incierta. Para orientar sobre cómo mejorar las prácticas de construcción, es esencial analizar cómo influye el proceso de construcción de las pircas en su capacidad para resistir fuerzas laterales.

El objetivo general de la investigación es aumentar la comprensión del comportamiento sísmico de los muros tradicionales de contención de piedra con junta seca (Pircas) de Perú mediante estudios experimentales y modelación numérica utilizando elementos discretos

Los objetivos específicos son los siguientes:

- Analizar el efecto de la configuración de las pircas en su comportamiento fuera del plano mediante modelación numérica con un enfoque pseudo-estático.
- Validar las conclusiones obtenidas en el estudio numérico mediante ensayos experimentales pseudo-estáticos, a escala natural, de pircas de configuración mejorada.
- Analizar el efecto de la configuración de las pircas en su comportamiento fuera del plano mediante modelación numérica con un enfoque dinámico.
- Proponer mejoras en la construcción de pircas para un mejor comportamiento fuera del plano respecto al comportamiento actual.

### **1.3 Hipótesis**

- Es posible mejorar el comportamiento sísmico fuera del plano de las pircas mediante una disposición adecuada entre sus elementos.
- Es factible simular el desempeño de las pircas en su dirección fuera del plano utilizando modelos numéricos, aplicando el método de los elementos discretos (DEM).

### **1.4 Alcance y limitaciones**

El objetivo principal de este estudio es aumentar la comprensión del comportamiento sísmico de las Pircas de Perú. Para ello se realizan estudios experimentales pseudo-estáticos y modelación numérica (pseudo-estática y dinámica) utilizando el método de los elementos discretos. Se examina principalmente el efecto que

tiene la disposición de las piedras (configuración) en el desempeño fuera del plano de las pircas, con el fin de brindar recomendaciones para mejorar la técnica de construcción actual.

Esta investigación consideró solo el muro de piedra, no se consideró la distribución real de las cargas ejercidas por las fuerzas fuera del plano (empuje activo del relleno, fuerzas sísmicas, etc.), debido a que se trata de un primer acercamiento al problema de la técnica constructiva. Se estudió el impacto de la disposición de las piedras de los muros (longitudinal y transversal), por lo tanto, para este estudio no fue necesaria la geometría exacta de cada piedra. El estudio no pretende avalar el uso de pircas para la habilitación urbana, pero sí ofrece recomendaciones para mejorar su técnica de construcción.

## **1.5 Metodología**

Se comenzó revisando el estado del arte y luego se avanzó hacia simulaciones numéricas y experimentales, como se indica a continuación:

### **(a) Revisión del estado del arte**

Se recopiló información de las Pircas del Sur de Lima para caracterizar los métodos de construcción, los tipos de fallas y su geometría. También se revisó estudios de DSRW de otros países, para analizar la similitud o diferencia con las pircas, así como las normas o guías que cuentan para construirlas.

### **(b) Modelación numérica en YADE**

Utilizando el Método de los Elementos Discretos (DEM) y el software libre YADE se realizó una exploración para determinar la forma más eficaz de modelar numéricamente las pircas: elección y arreglo del elemento que representará las piedras. Las leyes de contacto se establecieron con un modelo constitutivo básico (lineal elástico y cortante) para reducir el tiempo de cálculo. Se realizó la calibración preliminar de las propiedades mecánicas de las juntas con base en los resultados experimentales de Ita et al.[5] en pircas construidas de acuerdo con la técnica local del sur de Lima y en ensayos de fricción entre las piedras [17].

### **(c) Estudio preliminar de la influencia de la configuración de muros en su desempeño**

Una vez confirmado que los modelos numéricos podían representar el comportamiento fuera del plano de las pircas, se estudió preliminarmente el efecto del proceso constructivo en su desempeño. Se examinaron tres configuraciones básicas que permitieron observar los parámetros más importantes a considerar en la construcción de las pircas.

### **(d) Estudio numérico pseudo-estático de la influencia de la configuración de muros en su desempeño:**

Se evaluaron 70 configuraciones de muros variando los parámetros encontrados en el estudio preliminar para evaluar cómo afecta la disposición de las piedras a su desempeño fuera del plano. Los resultados numéricos llevaron a la selección de tres configuraciones (configuraciones mejoradas) que mostraron una mejora en el desempeño de las pircas construidas actualmente. Estas configuraciones se ensayaron para validar los resultados numéricos y realizar la calibración final de los modelos numéricos.

(e) Estudio experimental pseudo-estático de las pircas:

Para los ensayos pseudo-estáticos se contó con una mesa inclinable del campus Pachacamac de la Universidad San Ignacio de Loyola (USIL). Bajo la supervisión del equipo de investigación, nueve especímenes fueron construidos por maestros pirqueros de la región sur de Lima de acuerdo con tres configuraciones propuestas (configuraciones mejoradas). Los desplazamientos se midieron con una estación total y se grabaron con cuatro cámaras de vídeo: tres en el suelo y una en la parte superior para obtener un campo de visión tridimensional. Además, se evaluaron las propiedades de vibración libre mediante vibraciones de ruido ambiental.

Se realizó la calibración final de los modelos numéricos de las configuraciones mejoradas basándose en los resultados experimentales realizados.

A partir de los resultados experimentales, se procedió a realizar un análisis analítico sísmico que consideró el empuje del relleno con el objetivo de estimar la aceleración de colapso de las pircas, utilizando los métodos de Saragoni y Mononobe-Okabe (M-O).

(f) Estudio numérico dinámico de las pircas:

Se estudió la respuesta dinámica de las pircas mediante la modelación numérica de las tres configuraciones mejoradas. El impacto de la configuración en el desempeño fuera del plano se evaluó simulando una señal sísmica representativa de los sismos peruanos. Los parámetros utilizados para la modelación numérica fueron los obtenidos en el estudio pseudo-estático; las propiedades mecánicas de las juntas de pircas que se emplearon son rigidez normal, la rigidez cortante y el ángulo de fricción. Se obtuvieron límites de daño para las pircas, basados en las derivas. Además, la comparación de los estudios pseudo-estáticos y dinámicos reveló lo conservador que es el enfoque pseudo-estático respecto al dinámico.

(g) Recomendaciones para la construcción de pircas:

Por último, basándose en los resultados del estudio numérico y experimental, se ofrecieron algunas recomendaciones para tener en cuenta al construir una pirca para mejorar su desempeño actual.

La matriz de consistencia de la presente investigación se presenta en el *anexo 1*.

## 1.6 Contribución e Impacto

La principal contribución de este trabajo es la estimación de la resistencia de muros de piedra con junta seca ante cargas perpendiculares al plano mediante la comprensión del comportamiento de sus elementos y la interacción entre ellos. Además, se brindan lineamientos para lograr un mejor desempeño y delimitar su uso en zonas altamente sísmicas para viviendas.

Las recomendaciones que se establecen a partir de los resultados de este trabajo pueden incidir en normativas sobre construcciones tradicionales y el uso de pircas en zonas protegidas, así como en la formalización del trabajo de los maestros pirqueros en las zonas delimitadas para su uso seguro.



## 2 CAPÍTULO II: ESTADO DEL ARTE

Los muros de retención elaborados de manera artesanal con piedra y junta seca (DSRW, por sus siglas en inglés) son comunes en todo el mundo, especialmente en las zonas montañosas debido a la disponibilidad de materia prima ([18]). En Europa, los muros de contención de piedra de junta seca están compuestos por piedras sedimentarias (caliza, arenisca, lutita), ígneas (granito) y metamórficas (pizarra) ([18];[19]) cuyo tamaño varía generalmente de dimensiones pequeñas hasta 500 mm[6]. Este tipo de muros ha sido utilizado con fines de construcción de infraestructura vial ([1];[6]), agricultura ([20], [21]) y habilitación urbana ([22], [23]). En el Perú y en toda la región andina, es común el uso de este tipo de muros denominados “pircas” para la ocupación urbana informal de terrenos en las laderas que se encuentran alrededor de las principales ciudades ([24]). Dada la alta sismicidad de la zona ([16]), la seguridad de dichas construcciones es incierta.

El desempeño de los DSRW ante cargas de servicio depende del arreglo de la sección y de la forma de las piedras[9]. Estudios pioneros en el tema determinaron que la resistencia de los muros se maximiza cuando la sección transversal presenta una pendiente externa ([25], [26]); la Figura 2. 1 muestra las diferentes secciones, de igual área en la sección transversal, estudiadas por Burgoyne (1853)[26]. Posteriormente, se han realizado campañas experimentales de especímenes a escala natural ([7], [8], [27]) que sirvieron para validar las respuestas (altura crítica del relleno y mecanismo de colapso) obtenidas con modelos analíticos como el método por equilibrio límite (LEM) y el método por capacidad (YDM). Villemus et al. (2006)[7] realizaron un experimento en el que se ensayaron cinco especímenes bajo presión hidrostática generada por una lámina de plástico llena de agua. Las piedras utilizadas en el experimento eran relativamente regulares y se observaron modos de fallo tanto por deslizamiento como por volteo, la Figura 2. 2 muestra uno de los muros ensayados. Por otro lado, en la Figura 2. 3 se muestra uno de los cuatro especímenes ensayados por Colas et al (2013)[27], construido y relleno con grava rodada hasta el colapso del muro; los muros fallaron principalmente por volteo.

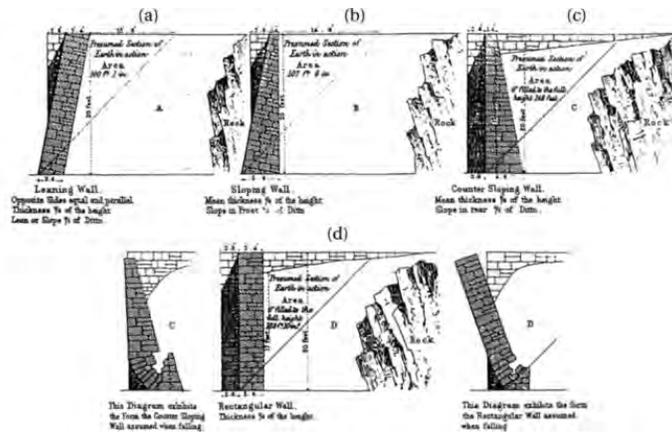


Figura 2. 1. Secciones de DSRW analizadas por Burgoyne (1853)[26]



Figura 2. 2. Espécimen ensayado por Villemus et al. (2006)[7]. a) Espécimen antes del ensayo. b) Espécimen luego del ensayo



Figura 2. 3. Espécimen ensayado por Colas et al. (2008)[27]. a) vista posterior. b) vista frontal

Ensayos pseudo-estáticos a escala reducida mostraron que la transición del modo de falla por volteo a deslizamiento se da para valores de esbeltez (altura dividida entre largo) entre 1.7 y 2.05 [28]. "La interacción

entre suelo-DSRW pareciera ser muy similar a la de la interfaz muro de concreto-suelo cuando el concreto es vaciado in situ[1], aunque faltan estudios que corroboren esta afirmación"[5]. Estos resultados se obtuvieron a partir del ensayo en mesa inclinable (Figura 2. 4) de especímenes a escala reducida formado por bloques de arcilla paralelepédica ensamblados con juntas secas y el relleno es arena seca de Houstun[27].

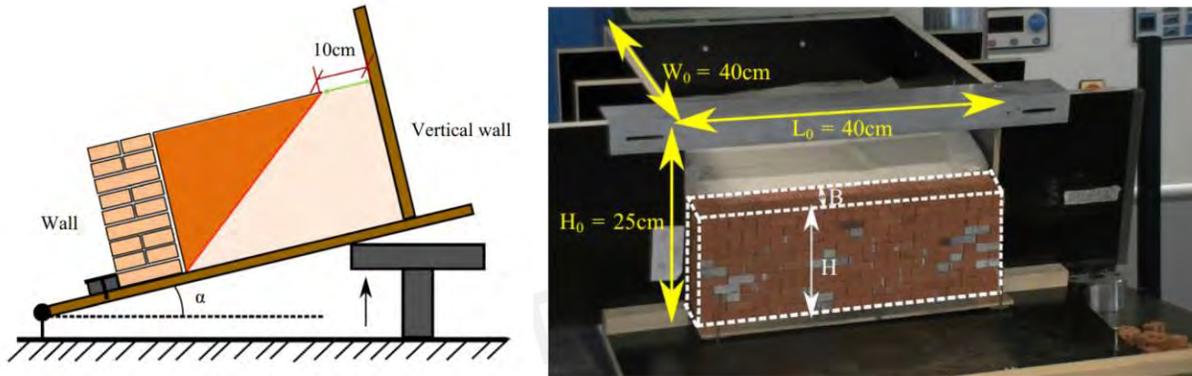


Figura 2. 4. Modelo a escala reducida [28]. a) Bosquejo de la sección transversal. b) Especimen durante el ensayo

Respecto al proceso constructivo, el uso de piedras de amarre que atraviesan la sección transversal (denominadas through-stones) es muy efectivo para mejorar el desempeño sísmico fuera del plano de los muros de piedra, como lo demostraron Meyer et al. en especímenes a escala reducida[29] a partir de ensayos dinámicos en mesa vibratoria (Figura 2. 5).

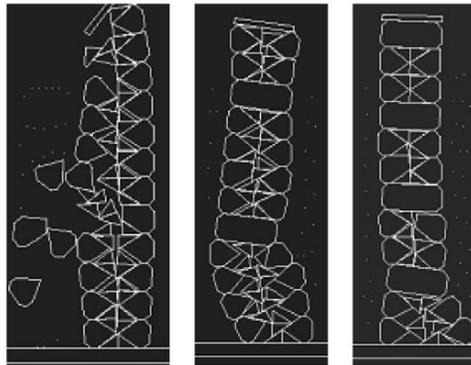


Figura 2. 5. a) Modelo con 0 through-stones (colapso a 0.19g). b) modelo con 2 through-stones (colapso a 0.32g). c) modelo con 4 through-stones (colapso a 0.45g).[29]

Aunque se cuenta con estudios con enfoque pseudo-estático para el diseño sísmico de DSRW, estos pueden ser conservadores, especialmente para grandes movimientos sísmicos ([30]). Esta sobreestimación depende de la esbeltez del DSRW y la frecuencia predominante del sismo. El comportamiento de los DSRW ante cargas dinámicas ha sido poco estudiado y los reglamentos y guías de Europa e India se basan principalmente en estudios pseudo-estáticos y empíricos. Se ha demostrado que los DSRW son menos vulnerables a movimientos con frecuencias altas ([11]). Además, ante un movimiento armónico en la base, la resistencia

decrece con la esbeltez y los típicos modos de falla son deslizamiento y volteo. Estos resultados tienen la limitación de que están basados en especímenes a escala reducida y que las aceleraciones armónicas no representan necesariamente al movimiento sísmico que experimentarían las pircas (Figura 2. 6). La forma de los bloques tiene un impacto limitado en la resistencia frente a cargas armónicas, según un estudio cualitativo de ensayos experimentales a escala reducida de DSRW de piedra, (Figura 2. 7)[31]. La duración del movimiento sísmico y la forma de los bloques también podrá ser parámetros relevantes en la resistencia o modos de falla de los DSRW ante cargas dinámicas tal como se ha demostrado para el caso de mampostería de piedra con junta seca ([29]) y especímenes a escala en ensayos centrífugos ([32]).



*Figura 2. 6. Espécimen a escala reducida (elementos de arcilla) del muro de contención de junta seca [11]*



*Figura 2. 7. Espécimen a escala reducida (piedras) del muro de contención de junta seca [31]*

Ita et al.[5] determinaron que la disposición de piedras puede influenciar en el desempeño fuera del plano de las pircas (resistencia lateral, rigidez y mecanismo de colapso) basándose en ensayos pseudo-estáticos en escala natural. Se estudiaron dos tamaños de pircas (y se construyeron tres de cada uno) sin ninguna restricción en los bordes laterales y sin considerar el relleno. La habilitación y construcción estuvo a cargo de dos experimentados maestros piquereros locales siguiendo la práctica de la región. Las fallas presentadas

fueron por delaminación parcial o total de la sección transversal (Figura 2. 8) y por volteo del muro (Figura 2. 9). Por otro lado, el colapso ocurrió para fuerzas laterales promedio de 31% y 25% del peso para los muros de 1 m y 1.5 m, respectivamente. Debido al efecto de la delaminación, se observaron pérdidas en la rigidez inicial (30 % y 60 %) y la resistencia (15 % y 20 %) respecto a un muro que falló por volteo. A partir de esto, se apreció la importancia de estudiar la disposición de las piedras (influencia del espaciado horizontal y vertical de los through-stones). Por otro lado, la aceleración que produce el colapso en las picas de 1m y 1.5 m es 0,23 g y 0,14 g respectivamente; y para un sismo frecuente, la probabilidad de colapso es del 85% y del 100% para las picas de 1 m y 1,5 m respectivamente[17].

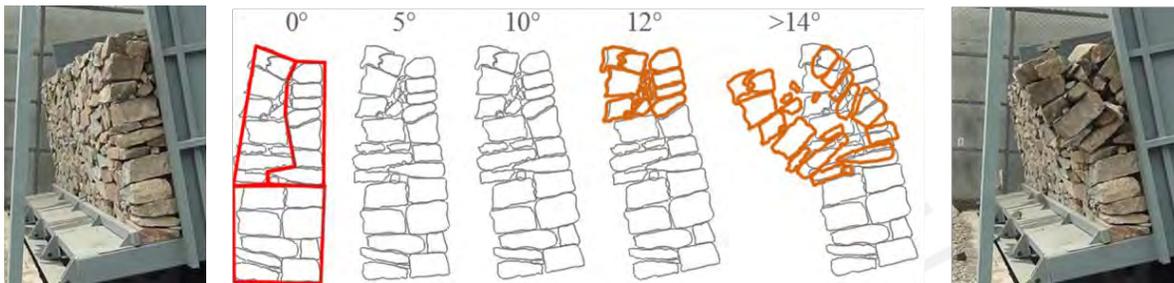


Figura 2. 8. Secuencia de colapso por delaminación [33]

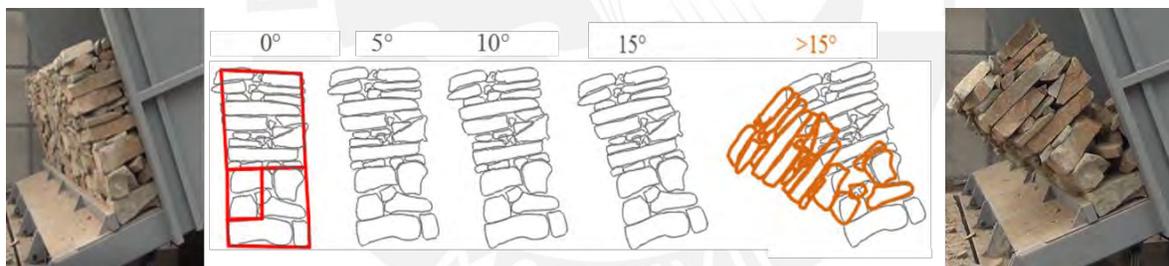


Figura 2. 9. Secuencia de colapso por volteo [33]

En la literatura, existen básicamente tres métodos de análisis y diseño de los DSRW: el método de equilibrio límite (LEM), el método de diseño elástico (EDM) y el método de elementos discretos (DEM). "El Método del Equilibrio Límite (LEM) se basa en comparar acciones estabilizadoras y desestabilizadoras sobre una misma estructura"[5]. Se utilizó durante mucho tiempo para analizar muros de contención por gravedad. En el caso de los DSRW, el LEM permite considerar una superficie de falla interna que atraviesa el muro[34]. Mundel et al.[9] presentó un programa de computadora que trataba el muro como una serie de capas apiladas para investigar la posición del plano de falla siguiendo el LEM. Las fallas fuera del plano en mampostería de piedra han sido estudiadas ([35], [36]) en elementos finitos mediante análisis límite. El método de diseño elástico (EDM) calcula la carga última que puede soportar una estructura. Este análisis se puede realizar desde dos enfoques, estático y cinemático. El enfoque estático (interior) se basa en campos de esfuerzo

estáticamente admisibles y proporciona el límite inferior del dominio de la solución. Por el contrario, el enfoque cinemático (exterior) se basa en campos de velocidad virtual admisibles y proporciona el límite superior del dominio de la solución. Aunque el EDM puede ser más complicado que el LEM, se puede considerar que proporciona mejores resultados[7].

DEM es una herramienta para medios discontinuos que se desarrolló inicialmente para la mecánica de rocas y minas [37]. El método divide el material en un conjunto de elementos discretos y modela la interacción entre ellos mediante fuerzas internas (fricción entre los elementos, la deformación, la cohesión, etc.), en base a una ley mecánica de contacto adaptada al problema, y fuerzas externas (la gravedad, la presión y cargas aplicadas). Para simular el comportamiento del material, el modelo DEM utiliza la solución numérica de las ecuaciones de movimiento de Newton. En DEM, la mampostería se representa como un conjunto de bloques poligonales o poliédricos o partículas circulares o esféricas (o conjunto de esferas)[38].



### 3 CAPÍTULO III: MUROS TRADICIONALES DE CONTENCIÓN DE JUNTA SECA (PIRCAS)

Del estudio de Ita et al.[5] se obtuvo información referente a las pircas. Las pircas son muros de baja altura conformados por bloques de roca sin labrar, unidos sin mortero y contruidos sin asesoría técnica. Generalmente, el material se extrae del mismo terreno donde se va a construir mediante puntales de maderas, picos y barretas; o simplemente se recogen rocas sueltas (*Figura 3.1*). En caso de encontrar piedras de gran tamaño, se queman y se parten con combas hasta lograr bloques de tamaño manejable. "Los bloques de mayor tamaño son utilizados para la construcción de la pircas mientras que el material sobrante (rocas pequeñas y terreno de desecho) es utilizado como relleno. Las rocas más comunes de la zona son caliza, andesita y diorita"[5]. La andesita, comúnmente denominada como "piedra azul", es preferida entre los maestros piquereros por su gran resistencia, la forma de los bloques es angulosa.



*Figura 3.1. Rocas sueltas en las laderas (Distrito de Pachacamac)[39]*

#### 3.1 Geometría de las pircas

Las dimensiones típicas de las pircas se han obtenido a partir de una muestra de 1010 pircas de un asentamiento humano del este de Lima [13]. Se obtuvo que el 64% de las pircas tienen alturas que oscilan entre 1 y 2 m, según la pendiente del terreno (*Figura 3.2*). La anchura de su parte superior oscila entre 200 mm y 400 mm, y los lados tienen una inclinación de 8,5° en promedio



Figura 3.2. Pirca típica (Adaptado de Santa Cruz et al.)[40]

La cara exterior del muro presenta los bloques traslapados para evitar la formación de juntas verticales. En caso de utilizar piedras redondeadas o angulares, la cara exterior del muro tiene un aspecto diferente (Figura 3.3). El 93% de las pircas utilizan bloques angulares [13].



Figura 3.3. Uso de piedras (a) angulares y (b) redondeadas en pircas ubicadas en ciudades andinas centrales [5]

Las pircas son construidas por los pobladores a través del trabajo comunitario, sin asesoría técnica."En algunos asentamientos humanos de Lima, las pircas se han derrumbado parcial o totalmente después de sismos frecuentes, como los de Pisco (2007), Mala (2021) y Lima (2022) (Figura 3.4). En otros casos, la falla se debe a cargas de servicio. La población que vive en estas condiciones ha ido creciendo en los últimos años, por lo que es necesario comprender cómo el proceso de construcción de pircas afecta su desempeño bajo cargas fuera del plano, con el fin de brindar recomendaciones para mejorar las prácticas constructivas"[5].



(a)



(b)

Figura 3.4. Colapso de pircas: (a) el terremoto de Pisco (2007)[41]; (b) el terremoto de Mala (2021)[42]

Las piedras se habilitan con comba y cincel (sin labrar), por lo que tienen una forma variada e irregular con algunas caras planas. Luego de nivelar el terreno, se procede con la construcción de la cimentación. Para esto, se excava una zanja hasta encontrar suelo rígido o roca sana. La zanja debe tener por lo menos 1 metro de ancho y 0.30 - 0.50 metros de profundidad. Por último, en la zanja se colocan las piedras de mayor tamaño obtenidas en la habilitación. Luego, se levanta el muro a una altura de 500 mm aproximadamente y se procede a colocar el material de relleno (Figura 3.5). El relleno está compuesto por el material extraído del terreno (bloques de roca sobrante y suelo). La compactación del relleno no tiene control técnico adecuado y es común encontrar material de desecho (bolsa de cemento, bolsas de plástico y material diverso). El proceso de construcción de muro y colocación de relleno se repite hasta alcanzar la altura deseada. Finalmente, las juntas se rellenan con mortero simple (cemento, cal y arena) aunque esta práctica es poco frecuente.

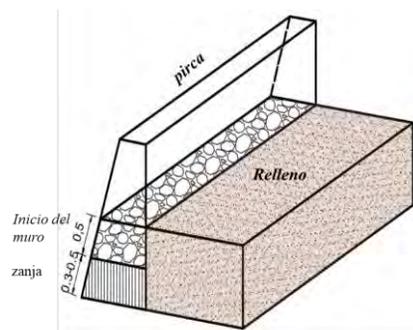
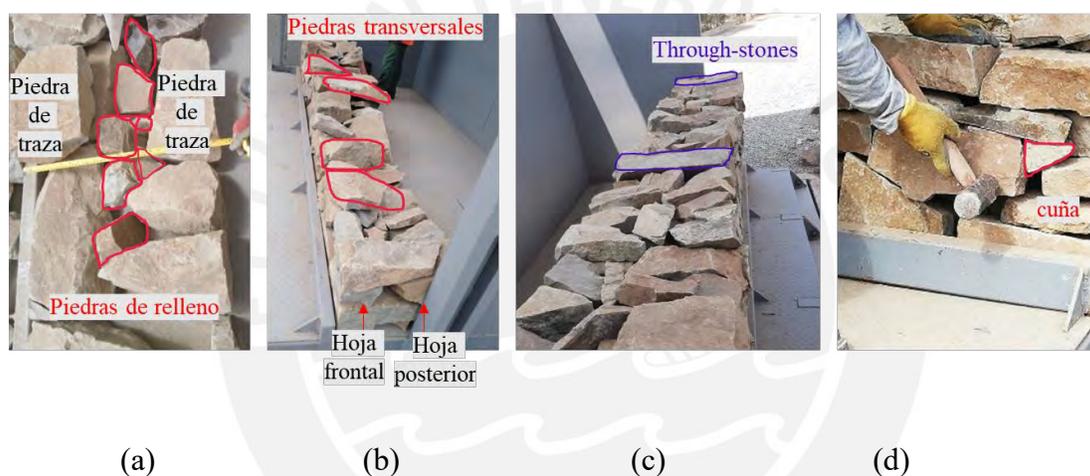


Figura 3.5. Esquema de relleno de pirca.

### 3.2 Construcción de las pircas

La investigación de Ita et al.[5], reveló que, durante la construcción de las pircas (*Figura 3.6*), se aplicaron cinco criterios basados en el tamaño y la forma de los bloques: (1) colocar bloques de mayor tamaño en las caras frontal y posterior del muro (piedra de traza), rellenando con piedras de menor tamaño en el centro, (2) colocar bloques de mayor tamaño en las caras anterior y posterior del muro traslapados en la dirección transversal, (3) colocar through-stones que atraviesan el muro en la dirección transversal cada 3 o 4 hiladas separadas cada 2 metros en la dirección longitudinal, aproximadamente, (4) rellenar los espacios de las caras con piedras a manera de cuña las cuales se ajustan con comba al final de la construcción del muro por lo general es necesario introducir pequeños fragmentos de piedra (conocidos como cuñas) para evitar la rotación y (5) evitar juntas corridas (*running joints*).



*Figura 3.6. Procedimiento constructivo (Adaptado de Ita et al.[5]). (a) relleno de centro de muro con bloques de menor tamaño (b) bloques traslapados en la dirección transversal, (c) through-stone, y (d) ajuste de cuñas con comba*

Estas prácticas no cumplen con algunos requisitos establecidos en las normativas internacionales. Por ejemplo, Schacher y Ali [43] especifica que las through-stones deben espaciarse máximo cada 600 mm a lo largo de la altura y la longitud del muro y las especificaciones de DSWA [44] recomiendan un espaciamiento horizontal máximo de 900 mm. A diferencia de los DSRW construidos en Europa, EE. UU. e India, las pircas en la región sudamericana siguen una técnica local tradicional que se pasa de generación en generación (sin una práctica estándar o códigos de construcción), por lo cual las pircas muestran un comportamiento estructural errático tanto ante cargas por gravedad como sísmicas. Adicionalmente, se estimó que el porcentaje de vacíos de las pircas varía entre 32% y 38% [17], que es alto en comparación con los valores de 25% encontrados para los muros europeos compuestos por pequeños bloques y 15% para los construidos con grandes bloques [27]. Dado que las características constructivas (geometría, material, forma, disposición de

las piedras y porcentaje de vacíos) de pircas no son similares a sus pares en otros lugares del mundo, las recomendaciones internacionales no pueden aplicarse directamente a las pircas.



## 4 CAPÍTULO IV: MÉTODO DE ELEMENTOS DISCRETOS

El método de elementos discretos (DEM) es una herramienta numérica para medios discontinuos que se desarrolló inicialmente para la mecánica de rocas y minas. Ha sido estudiado por varios autores ([45]–[49]). DEM permite modelar estructuras o materiales como grupos de bloques rígidos o deformables usando las leyes de contacto apropiadas al problema a modelar, y asume que las deformaciones se concentran en las juntas o contactos entre los bloques.

### 4.1 Esquema del método

El proceso de simulación DEM se lleva a cabo en iteraciones, como se muestra en el esquema del método en la Figura 4.1. En cada iteración del proceso, se realiza la detección de colisiones entre partículas y se establecen nuevas interacciones. Las interacciones se calculan en un conjunto de puntos de contacto. DEM resuelve las ecuaciones de movimiento (segunda ley de Newton) para cada uno de los elementos que forman el sistema, en función de las fuerzas o momentos que actúan sobre los elementos en contacto, en base a una ley mecánica de contacto adaptada al problema. La fuerza total (o neta) que actúa sobre una partícula se obtiene de la suma de las fuerzas externas ( $\sum F_i^{ext}$ ), como la fuerza de la gravedad y las fuerzas de interacción entre partículas ( $\sum F_i^{int}$ ), *ecuación 4.1*; para el caso de momentos se usa la *ecuación 4.2*. Cada partícula se caracteriza por una masa  $m$  y momento de inercia  $I$ ; la velocidad angular ( $w_i$ ) y aceleración de cada partícula ( $a_i$ ) se calculan de las ecuaciones mencionadas. El desplazamiento o rotación de cada partícula se calcula para predecir el comportamiento general del conjunto. El análisis se realiza integrando las ecuaciones por un esquema de integración (implícito o explícito) para garantizar la estabilidad numérica de las simulaciones. En cada paso de tiempo, se actualizan las fuerzas de contacto y se recalculan las aceleraciones, velocidades y posiciones de las partículas con el proceso de integración. Un ejemplo de código básico en YADE que muestra el esquema de simulación se muestra en el *Anexo 3*.

$$a_i = \frac{\sum F_i^{int} + \sum F_i^{ext}}{m_i} \quad (4.1)$$

$$\dot{w}_i = \frac{\sum M_i^{int} + \sum M_i^{ext}}{I_i} \quad (4.2)$$

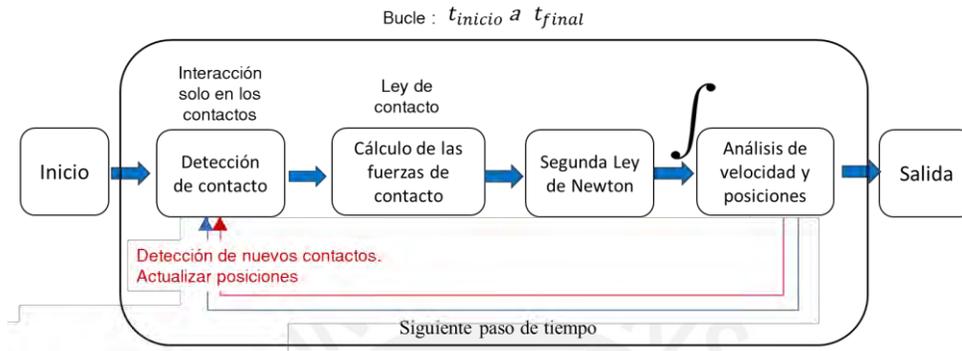


Figura 4.1. Esquema del método de elementos discretos (Adaptado de Daudon D.[50])

## 4.2 Elementos para la modelación en estructuras de mampostería

A pesar de que DEM se desarrolló para el campo de la mecánica de las rocas y suelos ([37], [45]), en ingeniería estructural se ha aplicado ampliamente para estudiar mampostería y sus mecanismos de falla[38]. La mampostería se puede representar por un conjunto de partículas circulares o bloques poligonales (o poliédricos)[38]. Las esferas se pueden combinar para crear una partícula compuesta o un clump, que permite representar geometrías más complejas (Figura 4.2). Las esferas pueden tener diferentes tamaños e incluso y superponerse. Además, la interacción entre las partículas puede ser rígida o flexible [51]. Los modelos de partículas son eficientes desde el punto de vista computacional porque la detección del contacto entre círculos o esferas es sencilla, ya que sólo requiere el cálculo de la distancia entre los centros de las partículas [38]. Los modelos poliédricos (Figura 4.3) de bloques rígidos son eficaces en el análisis dinámico de estructuras y monumentos compuestos por bloques de roca dura unidos de junta seca [52]. La modelación con poliedros, respecto a una modelación con esferas, consume mayor esfuerzo computacional. Sin embargo, los avances computacionales hacen que los modelos poliédricos sean más atractivos [38].

La literatura de DSRW utiliza DEM con enfoque bidimensional, 2D [53], o tridimensional, 3D [32]. Existen paquetes de software DEM de código abierto, como YADE [54], y softwares comerciales, como 3DEC, UDEC, y otros como LMGC90 que se utiliza para modelar la mecánica de los contactos [55]. YADE es adecuado para simular el modo de falla y el desplazamiento de DSRW debido a cargas laterales fuera del plano [56]. Varios paquetes numéricos de simulación por elementos finitos ofrecen ahora también extensiones que utilizan elementos discretos (Abaqus, Aster, entre otros).

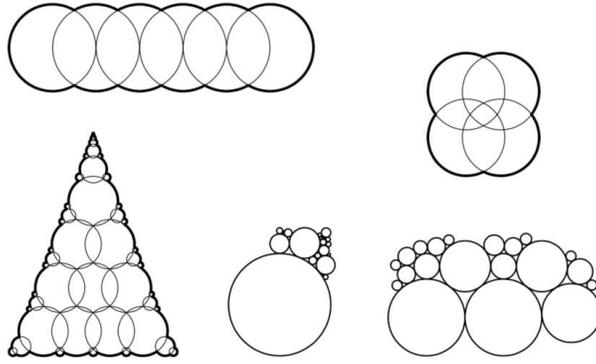


Figura 4.2. Diferentes configuraciones de clumps [51]

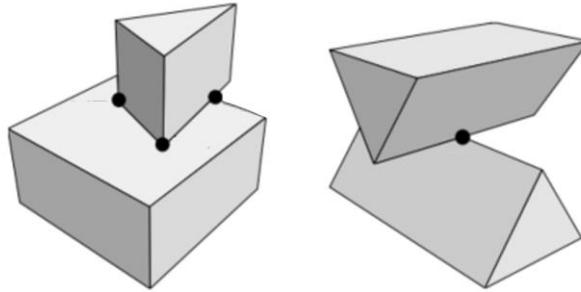


Figura 4.3 Bloques polihédricos [57]

### 4.3 Propiedades mecánicas de las juntas

El comportamiento constitutivo de los contactos está representado por las leyes de fuerza normal y tangencial en el plano de contacto, según el método desarrollado por Cundall [37]. De los métodos de solución disponibles, la integración explícita es la elegida con más frecuencia en DEM. Se requieren pequeños pasos de tiempo de integración para garantizar la estabilidad numérica y la validez de la solución [58]. El paso de tiempo crítico ( $\Delta t_{cr}$ ) se puede estimar como proporcional a  $\sqrt{\frac{m_{min}}{k_{max}}}$  (es decir,  $\Delta t_{cr} = n \sqrt{\frac{m_{min}}{k_{max}}}$ ), donde  $n$  es un valor constante de 0.1 o menos,  $m_{min}$  es la masa de la partícula más pequeña del sistema, y  $k_{max}$  es la máxima rigidez de contacto.

La ley constitutiva más utilizada en DEM y más sugerida por la literatura es la elástica-friccional lineal no cohesiva. "Las colisiones (interacciones entre partículas) deben detectarse en cada paso de tiempo, ya que las posiciones relativas de las partículas pueden cambiar debido a su movimiento (es decir, la rotación espacial y la velocidad de las esferas en el punto de contacto)"[5]. En cada paso, dado el desplazamiento normal ( $u_N$ )

y cortante ( $u_T$ ), se calculan la fuerza normal ( $F_N$ ) y la fuerza cortante de prueba ( $F_T^t$ ), que son proporcionales a los desplazamientos (Ecuación 4.3 y 4.4).

$$F_N = K_N u_N \quad (4.3)$$

$$F_T^t = K_T u_T \quad (4.4)$$

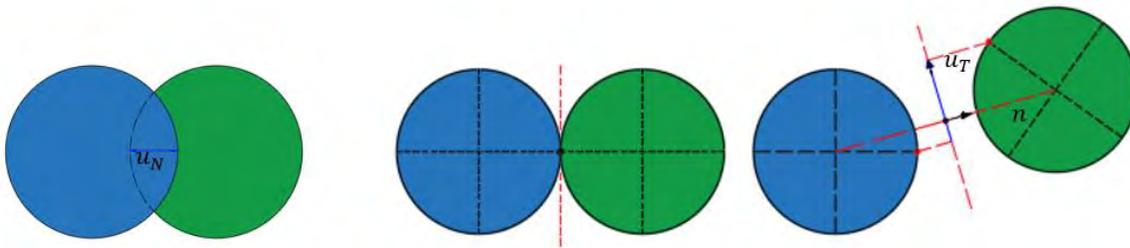
Donde  $K_N$  es la rigidez normal, y  $K_T$  es la rigidez a cortante, que generalmente es menor que  $K_N$ . La rigidez normal del contacto se refiere a la resistencia que ofrece una partícula a ser comprimida por la otra partícula en contacto. Por otro lado, la rigidez tangencial se refiere a la resistencia que ofrece una partícula a ser deslizada por la otra partícula en contacto. Si  $u_N > 0$ , el contacto se borra sin generar fuerzas. La fuerza cortante ( $F_T$ ) depende del ángulo de fricción ( $\phi$ ) (Ecuación 4.5), dependiendo si la fuerza cortante de prueba es mayor o menor que  $|F_N| \tan \phi$ .

$$F_T = F_T^t \frac{|F_N| \tan \phi}{|F_T^t|}, \text{ si } |F_T^t| > |F_N| \tan \phi \quad (4.5)$$

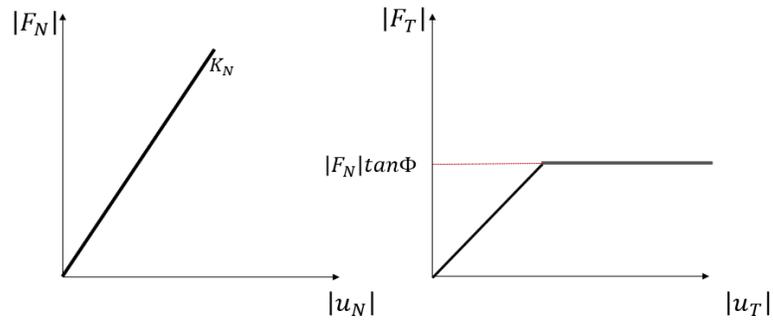
$$F_T = F_T^t, \text{ si } |F_T^t| \leq |F_N| \tan \phi$$

La Figura 4.4a muestra la interacción entre dos partículas, con el desplazamiento normal ( $u_N$ ) y cortante ( $u_T$ ), mientras que la Figura 4.4b muestra gráficas de las leyes constitutivas, propuestas originalmente por Cundall.

En la parte elástica de la gráfica  $F_N$  (Figura 4.4b), la fuerza cortante es proporcional al desplazamiento tangencial con pendiente igual a  $K_S$ . Cuando la fuerza cortante aumenta hasta  $|F_N| \tan \phi$ , las superficies comienzan a deslizarse y se inicia la parte plástica de la gráfica, donde la fuerza cortante se rige por la fuerza normal ( $F_N$ ) y el ángulo de fricción ( $\phi$ ). La fuerza cortante se mantiene constante mientras las superficies se deslizan entre sí, y aumenta si se aumenta la fuerza normal o el ángulo de fricción. Para una fuerza normal constante y a mayores ángulos de fricción es probable que los contactos mantengan un comportamiento elástico, sin disipación por deslizamiento.



(a)



(b)

Figura 4.4. Interacción entre esferas relacionadas con dos diferentes partículas/clumps: (a) desplazamiento cortante y normal; (b) leyes constitutivas

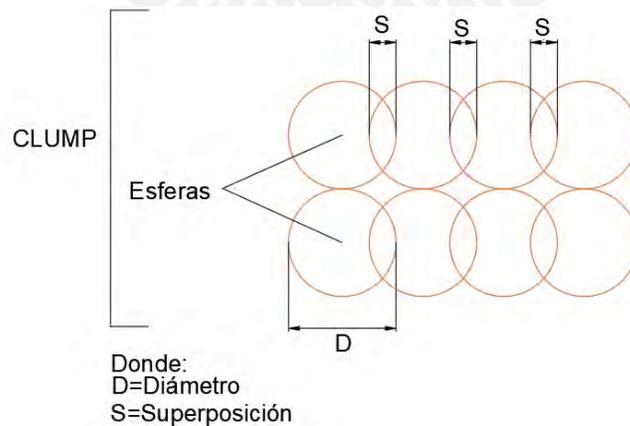
DEM permite modelar tanto problemas estáticos como dinámicos. En el caso de problemas estáticos, se utiliza un factor de amortiguamiento numérico para obtener una solución más rápida, disipando la energía cinética del conjunto. Sin embargo, en simulaciones dinámicas, este amortiguamiento debe representar el amortiguamiento del material.

Aunque la presencia de amortiguamiento mejora la concordancia entre los resultados numéricos y experimentales hacia el final de una simulación sísmica, un valor nulo de amortiguamiento proporciona resultados satisfactorios durante la fase de movimiento fuerte de la respuesta [59]

## 5 CAPÍTULO V: MODELACIÓN NUMÉRICA DEM DE PIRCAS: ENFOQUE PSEUDO-ESTÁTICO

La finalidad de este capítulo es presentar el modelo DEM genérico para una pirca típica y realizar una calibración preliminar de las propiedades mecánicas de las juntas en los modelos numéricos sometidos a cargas pseudo-estáticas. Se utilizó el software YADE [54], un paquete de código abierto enfocado en DEM desarrollado de manera participativa y que funciona en sistema operativo Linux. Las corridas se realizaron en un servidor con sistema operativo Ubuntu 16.04 LTS con 62,8 GB de RAM y un procesador de 2,2 GHz.

Con el fin de realizar un análisis paramétrico que permita estudiar de manera aislada y académica el efecto de la disposición de las piedras y dado que se trata de estructuras con piedras de geometría aleatoria, se decidió modelar los bloques de piedra con elementos simples y de bajo costo computacional. Se escogió el elemento clumps regular paralelepípedo (agrupación de esferas unidas rígidamente sin que se creen contactos entre ellas), *Figura 5.1*, que es versátil en cuanto a su geometría y tiene un costo computacional menor en comparación con otros tipos de partículas (poliedros regulares y poliedros irregulares). El uso de modelos más sofisticados, como los poliedros irregulares, puede introducir otras variables no deseadas en el análisis. También se descartó utilizar las herramientas disponibles para determinar la geometría exacta de los bloques (escaneo láser [60] y fotogrametría [61]). Con dicha geometría es posible modelar clumps irregulares que son de bajo costo computacional. Sin embargo, no se podría modelar el muro construido pues estas herramientas no permiten capturar los arreglos de las piedras al interior de los muros.



*Figura 5.1. Esquema de un clump regular (Vista 2D)*

Las propiedades dinámicas de los clumps se calculan a partir de las propiedades de sus miembros (esferas) (Figura 5.2). Durante la simulación, los miembros del clump se comportan como partículas independientes para la detección de colisiones y la resolución de contactos, pero se tratan de manera especial en la etapa de integración del movimiento. En lugar de integrar cada miembro por separado, las fuerzas/torques en las partículas se convierten en fuerzas/torques en el clump.

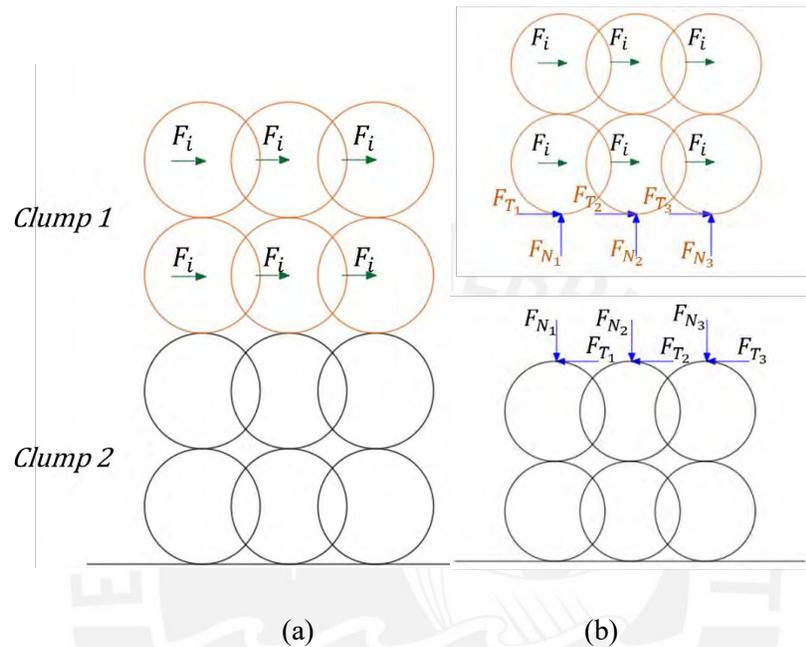


Figura 5.2. Esquema de fuerzas de contacto generadas en clump. a) Aplicación de fuerzas laterales en clump 2. b) Fuerzas normales y transversales generadas en los contactos de cada esfera de clump.

Primero, se analiza la geometría del clump para estudiar el efecto de la superposición de las esferas que lo conforman, ya que este parámetro influye en la rugosidad geométrica de las superficies de contacto entre dos bloques. El porcentaje de superposición de las esferas de los clumps, los ángulos de fricción y rigidez  $K_N$  se calibra con los ensayos experimentales de Ramos ([17]).

En segundo lugar, se presenta los modelos reales de los ensayos previos (Ita et al.[5]) que se usan para realizar una calibración fenomenológica de los parámetros de contacto elástico-friccionante homogenizados (rigidez  $K_N$  y ángulo de fricción  $\phi$ ). Los muros presentan juntas secas y no se consideró la cohesión, ni la adhesión entre bloques.

### 5.1 Calibración con ensayo de bloques

Un factor que considerar es el diámetro de las esferas y su superposición con otras esferas del mismo clump, ya que estos parámetros conforman la rugosidad física (rugosidad geométrica) del elemento discreto. En este

trabajo se consideraron esferas de 50 mm de diámetro; más eficiente en términos de tiempo computacional [56], ya que el tiempo de cálculo aumenta con un diámetro menor debido al número de esferas que forman el muro. Por ejemplo, para esferas de 10 mm de diámetro constituyendo cada bloque, el tiempo de cálculo fue de más de 24 h para ángulos de inclinación menores que el ángulo de colapso.

Los parámetros para calibrar son: porcentaje de superposición de las esferas de los clumps paralelepípedos regulares (con respecto al diámetro de las esferas), el ángulo de fricción y la rigidez normal. Es importante mencionar que esta calibración es preliminar. La calibración final del modelo de las pircas se realizará con los resultados de los ensayos experimentales pseudo-estáticos con especímenes de diferentes arreglos en su sección transversal y elevación longitudinal (denominaremos sección longitudinal) como se verá en los capítulos posteriores.

### 5.1.1 Parámetros iniciales

Los parámetros de contacto de rigidez y ángulo de fricción correspondieron al modelo de Cundall, como se muestra en la *Figura 4.4b*. Las propiedades de contacto se refieren a las interacciones entre los bloques del muro, y no se consideró la interacción entre el relleno y el muro. Para las propiedades mecánicas de los bloques y juntas, se partió de los valores obtenidos en los ensayos de calibración de Santa Cruz et al.[56]:  $K_N = 5.0 \times 10^7$  N/m,  $K_N/K_S = 2$ , y  $\phi = 35^\circ$ . En este trabajo se consideraron valores de  $K_N$  de 50%, 100%, y 150% de  $5.0 \times 10^7$  N/m, y valores de  $\phi$  de 57% y 85% de  $35^\circ$  (*Tabla 5.1*). Se asumió variabilidad en las propiedades mecánicas, ya que los parámetros obtenidos por Santa Cruz [56] consideraban modelos numéricos de muros a escala reducida de esquisto y con una geometría diferente a la de este trabajo, y sus modelos no consideran la superposición de las esferas que conforman los clumps.

*Tabla 5.1. Propiedades mecánicas de bloques y juntas.*

	<b>Parámetros</b>	<b>Valores</b>
<b>Bloques</b>	<b>Peso específico (kN/m<sup>3</sup>)</b>	27.67
	<b><math>K_N</math> (N/m)</b>	2.5, 5.0, 7.5 ( $\times 10^7$ )
<b>Juntas</b>	<b><math>K_N/K_S</math></b>	2
	<b><math>\phi</math> (°)</b>	20, 30

### 5.1.2 Superposición de las esferas de los clumps

En esta sección, se estudiaron los efectos de la superposición entre las esferas que forman los clumps paralelepípedos. La interpenetración o superposición de estas esferas influyen en la rugosidad física (geométrica) de los bloques, por lo cual se debe caracterizar para elegir el ángulo de la ley de contacto del clump que represente correctamente el ángulo experimental. Los bloques que formaban el muro tenían las mismas dimensiones ( $250 \times 125 \times 600$  mm). Se consideraron cuatro arreglos de esferas a lo largo del bloque: esferas sin superposición con un punto de contacto (1 punto); esferas sin superposición, con dos puntos de contacto (2 puntos); esferas con una superposición de 0,25 veces el diámetro (0.25D); y esferas con superposición de 0,5 veces el diámetro (0.5D) (Figura 5.3). Debido a que el muro a modelar es de piedra, no se consideró la deformación permanente entre clumps, su comportamiento es rígido.

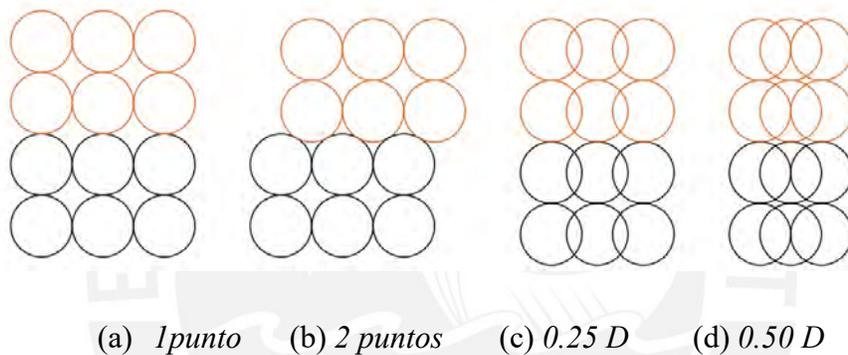


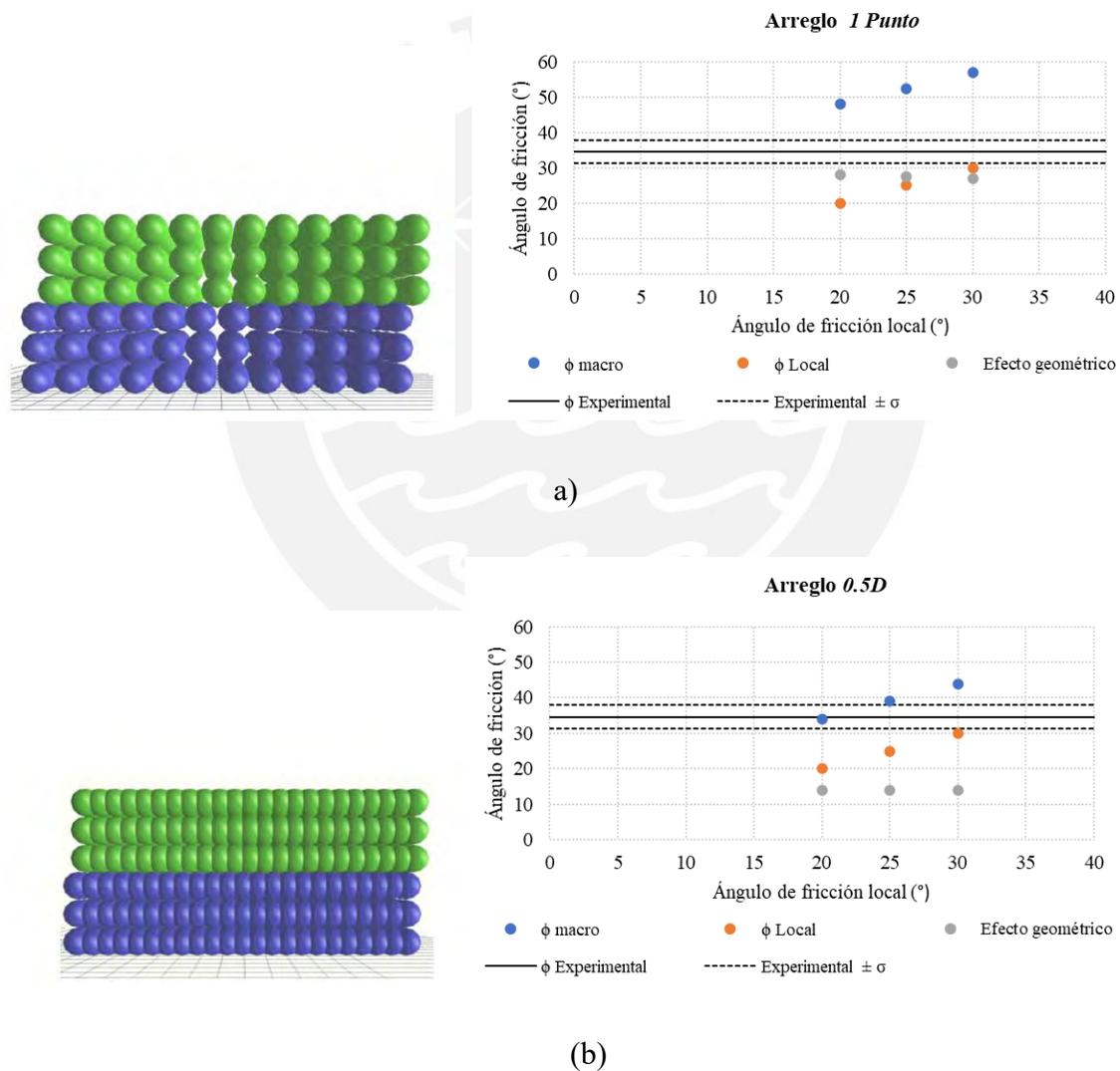
Figura 5.3. Configuración de esferas. a) 1 puntos de contacto (1 puntos). b) 2 puntos de contacto (2 puntos). c) Superposición de 0.25 veces el diámetro (0.25D) y d) Superposición de 0.50 veces el diámetro (0.50D)[5]

Es fundamental comprender el efecto la trabazón geométrica o *interlocking* de las esferas de contacto de los clumps que representan las superficies de contacto entre las piedras. Además, se tiene el ángulo de fricción  $\phi$  que se considera el ángulo de fricción local (esfera/esfera) debido a la ley de contacto (Tabla 5.1). Por lo tanto, el ángulo de fricción macro [53] de las interfaces (clump/clump) es mayor, porque tiene en cuenta los efectos tanto de la geometría como del ángulo de fricción local.

### 5.1.3 Calibración del ángulo de fricción

El valor experimental del ángulo de fricción entre las piedras de las pircas es de  $34,6^\circ$  [17]. Este valor se obtuvo como el promedio del ángulo de inicio de deslizamiento en un arreglo de dos bloques colocado uno encima de otro en posición horizontal. Se induce una fuerza cortante entre los bloques al inclinar el arreglo hasta lograr el deslizamiento relativo [58]. Se procede varias veces con el ensayo variando las posiciones de los bloques, lo que altera la superficie de contacto entre ellos.

Con base en este resultado experimental, se creó un modelo numérico de dos bloques de piedra, es decir, dos clumps, para determinar qué arreglo de esferas nos permitiría considerar un ángulo de fricción local como ángulo de referencia, en lugar del macro ángulo de la interfaz de la roca. La *Figura 5.4* muestra el modelo numérico y la comparación de los ángulos de fricción (macro, local, experimental y efecto geométrico) de dos configuraciones de esferas (1 punto y 0.5D). De los cuatro arreglos de esfera, el arreglo 0.5D (para ángulos de fricción "locales" o "numéricos" de 20°, 25° y 30°) mostró las menores diferencias entre el  $\phi$  macro y el  $\phi$  experimental. El efecto geométrico fue de unos 14° (*Figura 5.4b*), calculado como la resta del macro ángulo y el ángulo numérico local impuesto. Se encontró que un ángulo  $\phi$  local o numérico de 20° era suficiente para representar el comportamiento experimental y, por lo tanto,  $\phi$  debería parametrizarse cerca de 20°.



*Figura 5.4. Modelación numérica de 2 bloques (clumps) y comparación de ángulos de fricción (macro, local, experimental, efecto geométrico): (a) Arreglo 1 punto; (b) Arreglo 0.5D [5]*

## 5.2 Calibración con ensayos de pircas

Se escogió el muro denominado “especimen 5” de la campaña experimental realizada por Ita et al.[5] para la calibración del modelo. Se escogió este espécimen debido a que presentó un colapso uniforme a lo largo de su longitud. Las dimensiones del muro son: 4 m de largo, 0.60 m de ancho y 1.50 m de alto; de 6,6 toneladas de masa (Figura 5.5), estas dimensiones son características de los muros que se construyen en las laderas de la periferia de la ciudad de Lima. La aplicación de las cargas perpendiculares al plano se realizó de manera pseudo-estático por acción de la gravedad mediante una plataforma inclinable (Figura 5.5a). Para cada ángulo de inclinación  $\alpha$  de la mesa inclinable, el peso del muro ( $W$ ) se puede descomponer en dos direcciones: una fuerza  $F_h$  en la dirección fuera del plano proporcional a  $\text{sen } \alpha$  y una fuerza  $F_v$  proporcional a  $\text{cos } \alpha$  (ecuación 5.1), para diferentes ángulos de inclinación de la mesa hasta el ángulo de colapso.

$$F_h = W \text{sen}(\alpha); F_v = W \text{cos}(\alpha) \quad (5.1)$$



Figura 5.5 Modelo real, espécimen 5 (Adaptado de Ita et al.[5]). a) Modelamiento de cargas. b) Elevación longitudinal

Para el modelo numérico se consideró que todos los bloques eran del mismo tamaño (compuestos únicamente por through-stones) y se utilizó una superposición de esferas de  $0.5D$  en la dirección longitudinal. El muro presenta las mismas dimensiones que el muro experimental. Las dimensiones de los bloques en el modelo numérico son de aproximadamente  $250 \times 125$  mm, con ancho de 600 mm (Figura 30).

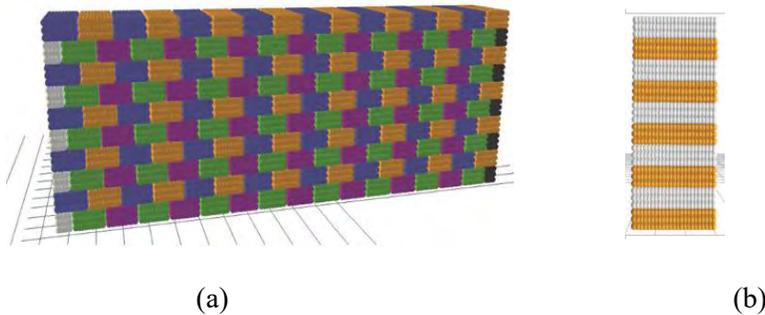
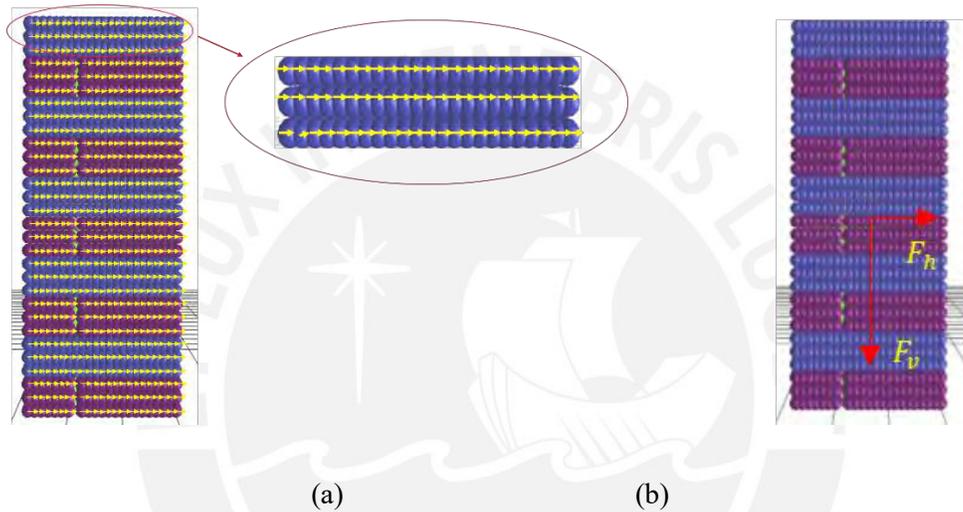


Figura 5.6. Modelo numérico de clump: (a) elevación longitudinal); (b) sección transversal

La inclinación de mesa se representó con la aplicación de fuerzas en las 2 direcciones (horizontal y vertical), de acuerdo con la ecuación 5.1, para diferentes ángulos de inclinación ( $5^\circ$ ,  $10^\circ$  y  $12^\circ$ ) hasta el ángulo de colapso (en incrementos de  $0,5^\circ$ ). Las fuerzas aplicadas se distribuyeron uniformemente en cada esfera de los clumps, que recibe una fuerza igual a  $F_h$  dividida por el número de esferas:  $F_{h_i}$ , como se muestra en la *Figura 5.7*. La misma distribución se realizó para la carga vertical.



*Figura 5.7 Modelamiento de cargas: Modelo numérico. a) Fuerza  $F_h$  en cada esfera ( $F_{h_i}$ ). b) Fuerza resultante en el muro*

Cada corrida del modelo consideró una ejecución pseudo-estática y, para este tipo de carga, se aplicó un valor de amortiguamiento numérico de 0,8 (similar a la definición de Cundall) para acelerar la convergencia al equilibrio del estado estático. El peso del modelo DEM coincidió con el de los muros ensayados por Ita et al.[5]. La porosidad del sistema varía entre 15% y 45%, en función de la superposición de las esferas del clump, frente al 35% estimado en las pruebas experimentales (*capítulo 8*). La simulación de equilibrio en estado estático finaliza automáticamente cuando la fuerza desequilibrada es inferior al 0,05% (relación entre la fuerza máxima de contacto y la fuerza máxima por cuerpo). Dependiendo de la superposición de las esferas en un clump, cada muro puede contener entre 28.000 y 99.000 esferas de 50 mm de diámetro.

La *Figura 5.8* muestra las curvas de capacidad del espécimen 5 (en línea negra) y de los modelos numéricos (para un arreglo de esferas 0.5D) para diferentes valores de la rigidez normal ( $K_N$ ). Se observó que una rigidez de  $K_N = 5 \times 10^7$  N/m (en línea verde) permitió modelar las pircas y obtener una curva de capacidad con la misma tendencia que la encontrada en el ensayo experimental de Ita et al.[5]. En este proceso de calibración,

no se tomó en cuenta los valores iniciales de la curva experimental debido a que el acomodamiento inicial de las piedras (adaptación del muro a la primera inclinación) provocaba que la rigidez inicial (generada por la inclinación de  $0^\circ$  a  $5^\circ$ ) sea baja y no se refleje en los modelos numéricos. Las curvas para  $\phi = 20^\circ$  o  $30^\circ$  se superponen excepto en el último desplazamiento.

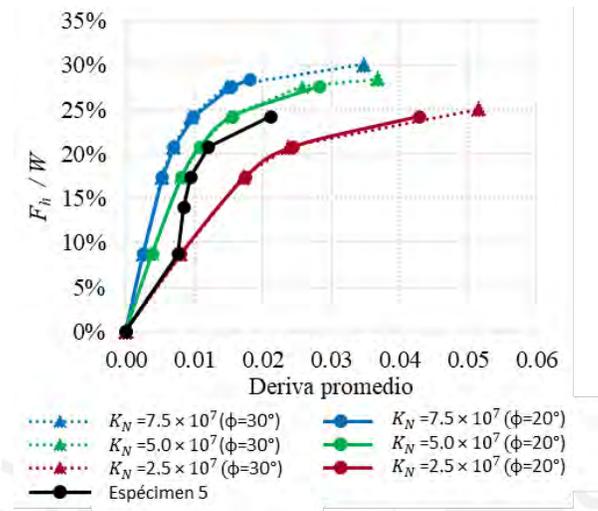


Figura 5.8. Curvas de capacidad para las pircas (arreglo 0.5D)[5]

### 5.2.1 Resultados de la calibración

De los resultados anteriores se desprende que los parámetros que representan mejor la curva de capacidad de las pircas son  $K_N = 5 \times 10^7$  N/m,  $\phi = 20^\circ$  como ángulo de fricción local (en lugar del ángulo macro de la interfaz de la roca que incluye el efecto de la fricción local y la geométrica), y el arreglo 0.5D. Además, se consideró la relación  $K_N/K_S$  de 2.

Las curvas de capacidad para los diferentes arreglos de esferas se muestran en la Figura 5.9. "El arreglo 0.5D tuvo la mayor resistencia y rigidez inicial, ya que contenía más puntos de contacto para la misma longitud de bloque. Este arreglo también proporcionó los resultados numéricos más similares a los de los ensayos experimentales"[5]. Respecto a los desplazamientos, los modelos numéricos mostraron un comportamiento más dúctil, ya que todos los bloques eran iguales (es decir, el muro se modeló conteniendo solo through-stones).

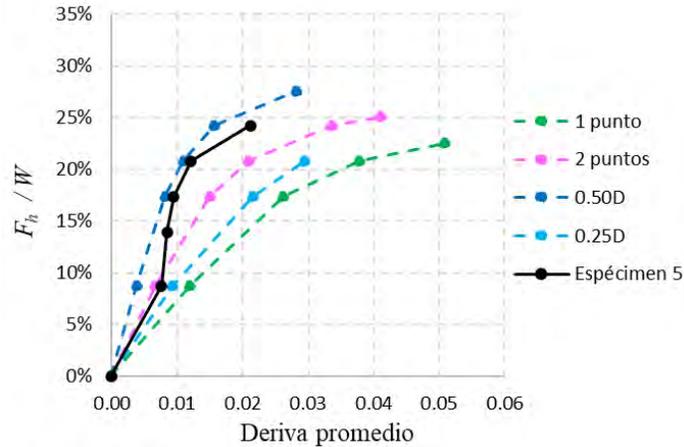


Figura 5.9. Curvas de capacidad para cuatro tipos de muro (un punto de contacto, dos puntos de contacto, 0.25D y 0.5D):  $\phi=20^\circ$  y  $K_N=5 \times 10^7$ [5]

La Tabla 5.2 muestra los tiempos de cálculo para los diferentes arreglos de esferas para  $\alpha \leq \alpha_{colapso}$ , donde  $\alpha$  es el ángulo de inclinación del modelo DEM y  $\alpha_{colapso}$  es su valor al colapso. "Cuanto mayor sea la superposición, mayor será el número de esferas y, por lo tanto, mayor será el tiempo de cálculo requerido. Aunque el tiempo de cálculo fue más largo para el arreglo de esfera 0.5D, se eligió este arreglo porque dio los resultados más similares a los valores experimentales"[5].

Tabla 5.2. Tiempos computacionales para los 4 arreglos de esferas

Tiempos de cálculo (min)				
Esquema de superposición				
	1 punto	2 puntos	0.25D	0.50D
No. de esferas	28,800	28,800	46,080	99,015
$\alpha < \alpha_{colapso}$	7 - 15 min	7 - 15 min	8 - 20 min	40 - 50 min
$\alpha = \alpha_{colapso}$	40 min	40 min	60 min	150-210 min

### 5.3 Discusión de resultados

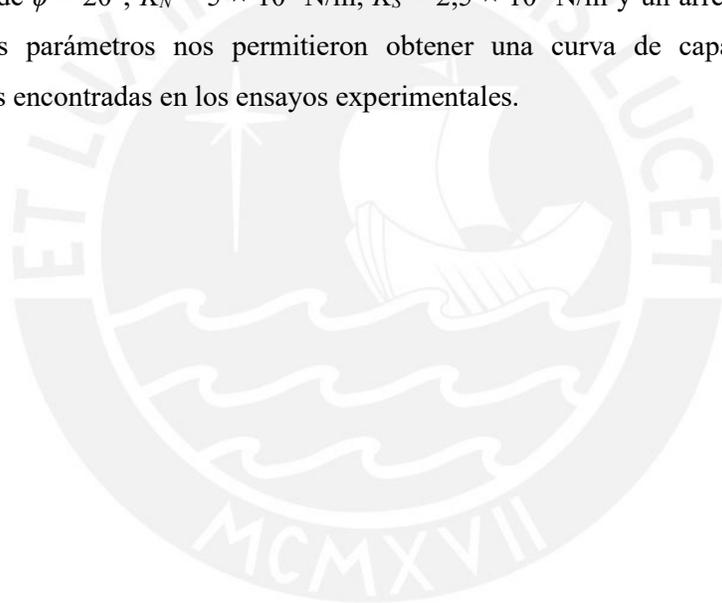
En las simulaciones numéricas, se tienen dos efectos que aportan para la representación de la fricción macro entre los bloques clumps: el efecto geométrico (usando una geometría de clump con esferas de 50 mm de radio y una superposición de 0,5 veces el diámetro) y el ángulo de fricción local (de la ley constitutiva - modelo de Cundall). Por lo tanto, el ángulo de fricción local no necesariamente debe coincidir con el ángulo

de fricción real entre dos bloques. Este hecho no es una limitación pues el objetivo del trabajo es obtener los parámetros del modelo del muro para estudiar su comportamiento global.

En esta etapa de calibración preliminar, se calibró el modelo DEM de una pirca típica con la curva de capacidad experimental de Ita et al.[5]. No se comparó la rigidez inicial de ambas curvas (numérica y experimental), ya que en la etapa experimental se apreció el acomodo inicial de las piedras por lo cual esta rigidez no era representativa del comportamiento global del muro. En futuros trabajos, se puede utilizar modelos más cercanos a la realidad, que permitan capturar el acomodo inicial de las piedras.

#### **5.4 Conclusiones del capítulo**

Se realizó la calibración de la geometría del clump y los parámetros de las fuerzas de contacto entre las partículas (rigidez y ángulo de fricción) en base a los resultados experimentales de Ita et al.[5]. La calibración indicó que los valores de  $\phi = 20^\circ$ ,  $K_N = 5 \times 10^7$  N/m,  $K_S = 2,5 \times 10^7$  N/m y un arreglo de esferas de 0.5D deben utilizarse. Estos parámetros nos permitieron obtener una curva de capacidad con el mismo comportamiento que las encontradas en los ensayos experimentales.



## 6 CAPÍTULO VI: ESTUDIO PRELIMINAR DE LA INFLUENCIA DE LA CONFIGURACIÓN DE MUROS EN SU DESEMPEÑO

### 6.1 Generales

En este capítulo se propone tres configuraciones teóricas y simples ( *Figura 6.1* ) que se asemejen a las pircas ensayadas en Ita et al.[5]. Para estudiar de manera preliminar y por separado el efecto de la traslape entre bloques en la sección transversal y el uso de through-stones en el desempeño de las pircas. Adicionalmente, se trata de verificar que los modelos sean capaces de representar los mecanismos de colapso observados en el estudio experimental de Ita et al.[5]: delaminación y volteo en bloque.

La investigación se centra en el efecto de la disposición de las piedras de los muros (longitudinal y transversal) sobre el desempeño del mismo, por lo tanto, las cargas laterales perpendiculares al plano como, por ejemplo: el empuje activo del relleno y las fuerzas sísmicas se consideran como una carga actuante distribuida en el muro. La interacción que ocurre en la cara del muro y el relleno se está despreciando. Esta consideración se justifica en que el material de relleno de las pircas es no tecnificado y con gran variabilidad y es una limitación del estudio.

Partiendo de los resultados de la calibración preliminar realizada el *capítulo 5*, se consideró un  $K_N = 5 \times 10^7$  N/m y un arreglo de esferas de 0,5D. Para estudiar el efecto del ángulo de fricción (que representa parcialmente la rugosidad de las rocas) y simular el efecto de deslizamiento observado para algunos elementos en los ensayos experimentales se consideró  $\phi = 7^\circ, 15^\circ, 20^\circ$ , y  $30^\circ$  para todos los bloques en el modelo numérico.

Para las tres configuraciones, se consideró un traslape de  $\frac{1}{2}$  bloque en la dirección longitudinal, como en las construcciones tradicionales. En el primer caso (*Figura 6.1a*), se consideró que todo el muro estaba compuesto por through-stones (bloques azules); este caso sirvió como caso límite (Caso 1). En el segundo caso (*Figura 6.1b*), no se usó through-stones, para investigar el efecto del traslape de bloques (Caso 2). Una longitud de traslape conecta todos los bloques negros a lo largo de toda la altura de la pared, lo que da como resultado que las dos hojas del muro funcionen de manera solidaria hasta que ocurra el deslizamiento relativo entre los bloques. El traslape entre las piedras en la dirección del ancho fue de  $\frac{1}{3}$  del ancho. En el tercer caso (*Figura 6.1c*), se consideró un arreglo con varios through-stones separados horizontalmente (750 mm) y verticalmente (600 mm) (Caso 3), sin traslape entre las piedras de traza (bloques negros y rojos), por lo que cada hoja de bloques trabajó de forma independiente una de la otra. Nótese que la separación longitudinal de los through-stones en los especímenes ensayados de 2 m aproximadamente es mayor que la separación

longitudinal en el modelo numérico. Esta diferencia no es relevante en esta etapa de la investigación, siendo que se trata de un caso teórico (tampoco hay efecto de trabazón, como en los muros reales).

El muro presenta las mismas dimensiones que el muro experimental: 4 m de largo, 0.60 m de ancho y 1.50 m de alto. Las dimensiones de los bloques en el modelo numérico son de aproximadamente  $250 \times 125$  mm, con ancho variable (300 mm o 600 mm). Las dimensiones exactas dependen de los bloques y la configuración de muro elegida.

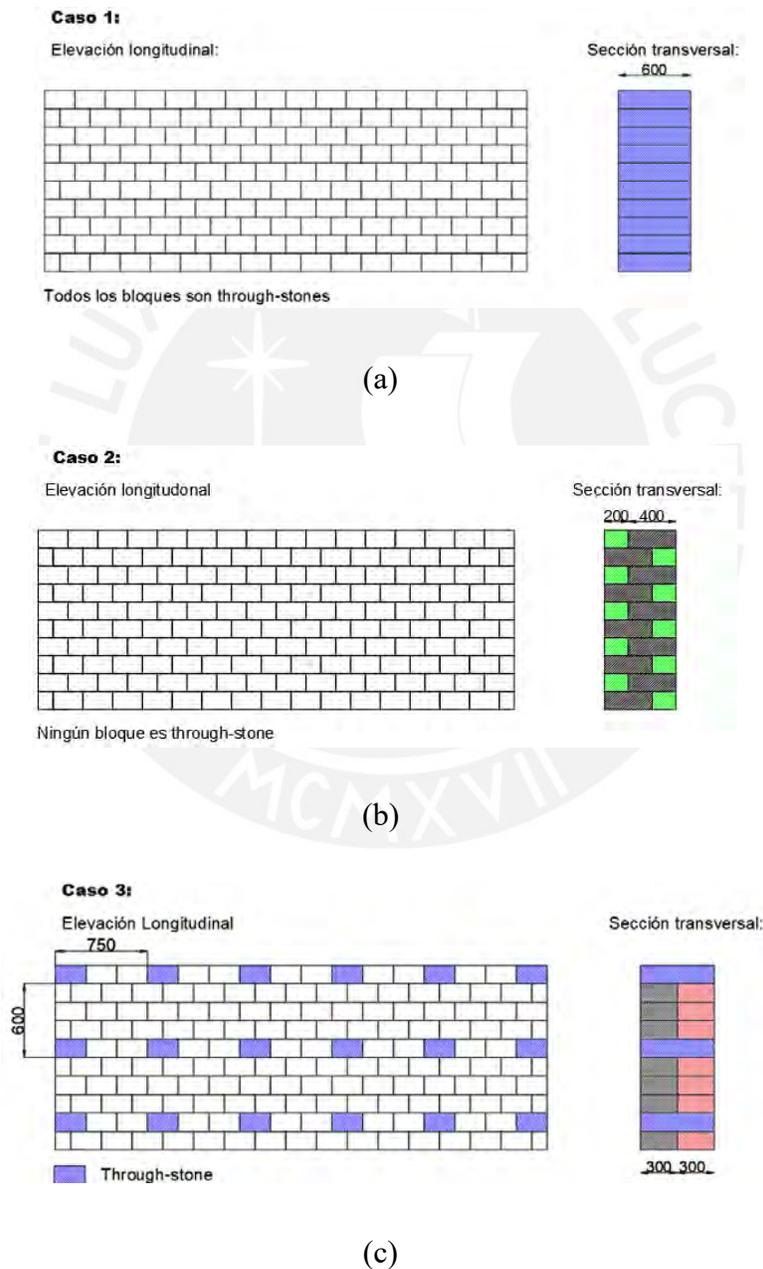
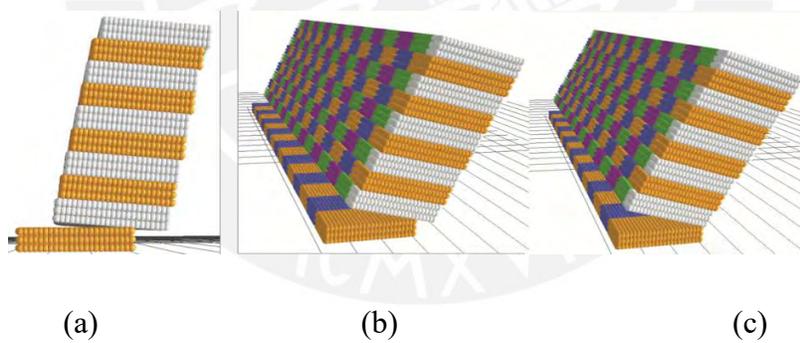


Figura 6.1. Modelos estudiados (4 m de largo, 0.60 m de ancho y 1.50 m de alto). (a) Caso 1; (b) Caso 2; c) Caso 3[5] (medidas en mm)

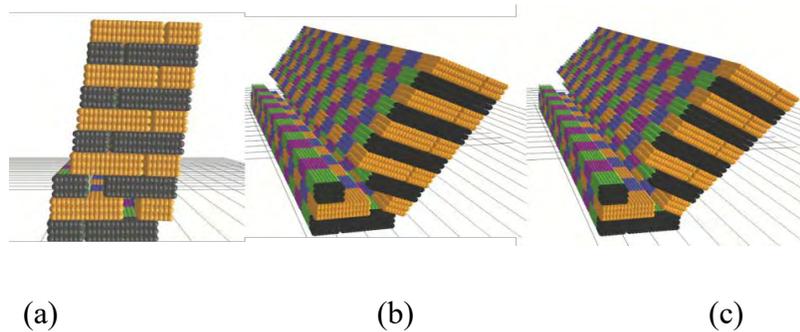
## 6.2 Mecanismos de colapso

Se desarrollaron modelos numéricos de los 3 casos considerando valores de  $\phi$  de  $7^\circ$ ,  $15^\circ$ ,  $20^\circ$ , y  $30^\circ$ , sus mecanismos de colapso se muestran en la *Figura 6.2* a *Figura 6.4*. Los comportamientos de los modelos para  $\phi = 20^\circ$  y  $30^\circ$  son similares por lo que solo se presenta uno de ellos. Los modelos son simétricos en la dirección longitudinal (*Figura 5.6*), por lo que no se generaron efectos 3D, es decir, los muros fallaron en bloque, a diferencia de lo observado en los ensayos experimentales de Ita et al.[5] en donde hubo fallas localizadas, colapsos parciales, diferentes comportamientos, efecto de confinamiento, efecto catenario en la parte superior, etc. En el Caso 1 y Caso 2 se observa falla por volteo en bloque (*Figura 6.2c* y *Figura 6.3c*), mientras que en el Caso 3 se observa delaminación y falla por volteo en bloque (*Figura 6.4*).

El efecto del cambio de  $\phi$  se observa en el movimiento relativo de los bloques. Para  $\phi = 15^\circ$ , se observó deslizamiento entre los bloques en los primeros momentos de la simulación. Sin embargo, este efecto no fue predominante: el mecanismo principal fue el efecto de volteo en bloque (*Figura 6.2b*, *Figura 6.3b*, y *Figura 6.4b*). En cambio, para  $\phi = 7^\circ$ , observamos que la falla se debe principalmente al deslizamiento, que posteriormente provoca el volteo del muro (*Figura 6.2a*, *Figura 6.3a*, y *Figura 6.4a*) por inestabilidad del bloque superior. En la etapa experimental, se observó deslizamiento en áreas donde las rocas eran muy pequeñas o donde había vacíos entre elementos adyacentes.



*Figura 6.2. Mecanismos de colapso para el Caso 1: (a)  $\phi = 7^\circ$ ; (b)  $\phi = 15^\circ$ ; (c)  $\phi = 20^\circ$*



*Figura 6.3. Mecanismos de colapso para el Caso 2: (a)  $\phi = 7^\circ$ ; (b)  $\phi = 15^\circ$ ; (c)  $\phi = 20^\circ$*

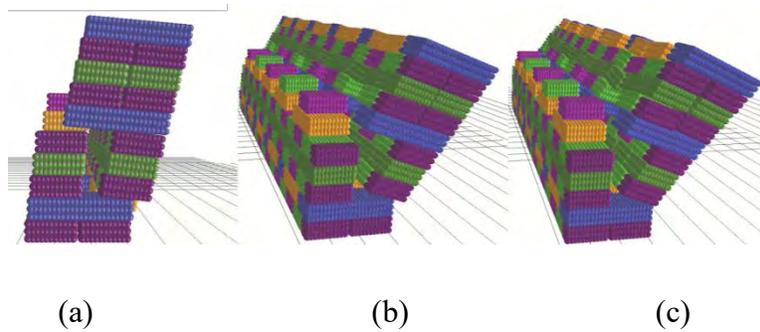


Figura 6.4. Mecanismos de colapso para el Caso 3: (a)  $\phi = 7^\circ$ ; (b)  $\phi = 15^\circ$ ; (c)  $\phi = 20^\circ$

### 6.2.1 Influencia del ángulo de fricción $\phi$ en el ángulo de colapso

La Figura 6.5 compara los ángulos de colapso y los modelos numéricos, para diferentes secciones de muro y ángulos de fricción. Como referencia se muestra el ángulo de colapso obtenido en el espécimen 5 del estudio experimental de Ita et al.[5]. Para  $\phi > 20^\circ$ , el ángulo de colapso permanece casi constante para los tres tipos de disposiciones de bloque. "El parámetro  $\phi$  influye en la fuerza cortante máxima de contacto (ecuación 4.5), de modo que para  $\phi > 20^\circ$ , las fuerzas cortantes generadas en los contactos mantienen un comportamiento elástico, sin disipación por deslizamiento"[5]. El colapso se produce por volteo en bloque del muro (Caso 1) o parte del muro (Casos 2 y 3). Resultados similares se obtuvieron para muros sin restricciones laterales a  $\phi > 30^\circ$  y con clumps sin traslape [56].

Los tres casos dan curvas de pendiente paralelas. Para los Casos 1 y 2, el ángulo de colapso es más similar al encontrado en las pruebas experimentales de Ita et al.[5], mientras que el Caso 3 tiene el ángulo de colapso más pequeño y la falla por es por delaminación. En un análisis dinámico posterior (capítulo 10), este tipo de secciones (juntas corridas) también generó el menor desempeño respecto a una sección que presenta traslape. Si bien las pruebas de calibración indican que el ángulo de fricción numérico local debe parametrizarse cercano a los  $20^\circ$ , es importante señalar que los arreglos constructivos en los casos de estudio influyen en el ángulo de colapso.

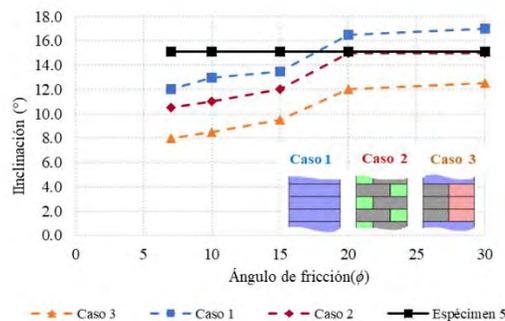


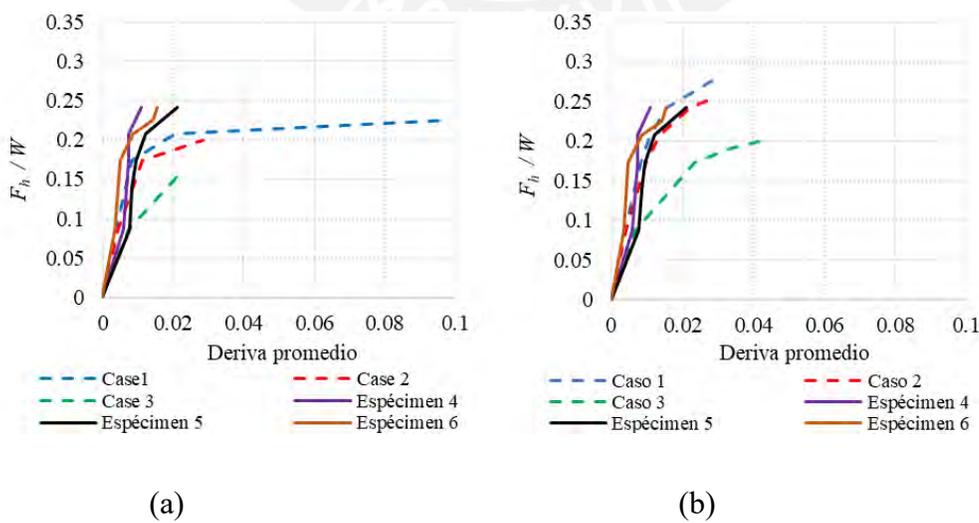
Figura 6.5. Efecto del ángulo de fricción numérico local sobre el ángulo de colapso ( $^\circ$ ) para los casos 1, 2 y 3

## 6.2.2 Influencia del traslape y los through-stones

La *Figura 6.6* muestra las curvas de capacidad obtenidas del modelado numérico (caso 1, 2 y 3), en función de la deriva promedio frente a la fuerza actuante fuera del plano en función del peso. La deriva se calculó como el desplazamiento en la parte central y superior del muro entre la altura del mismo. Además, se incluyen los resultados experimentales de Ita et al.[5] de sus especímenes de dimensiones similares a los modelos numéricos (especímenes 4, 5 y 6), no se disponía de otros ensayos experimentales de pircas hasta el momento. Para  $\phi = 15^\circ$ , se presentan derivas más significativas antes del colapso por deslizamiento (*Figura 6.6a*). Sin embargo, con  $\phi = 20^\circ$ , el muro se comporta como un bloque rígido, y no acepta mucho desplazamiento antes de colapsar por volteo en bloque (*Figura 6.6b*).

El Caso 1 presenta mayor resistencia que los Casos 2 y 3 para ambos valores de  $\phi$  ( $20^\circ$  y  $15^\circ$ ). Sin embargo, la diferencia entre los casos 1 y 2 no es significativa: las rigideces iniciales son similares y la resistencia del Caso 2 es 10% menor que la del Caso 1. Esto muestra que, a pesar de que el uso de through-stones es fundamental para lograr la máxima resistencia posible, se puede lograr un desempeño similar con un muro con un buen amarre en la sección transversal.

En comparación con el Caso 1 (para  $\phi = 20^\circ$ ), el Caso 3 tiene un 40% menos de rigidez inicial y un 25% menos de resistencia. Esto se debe a que los bloques de su sección transversal no trabajan juntos y provoca la delaminación de la sección transversal. Para observar un comportamiento solidario (amarre) de la sección transversal, se debe aumentar el traslape entre los bloques de la sección transversal. El efecto del arreglo de through-stones en el muro (variando separación horizontal y vertical) y el efecto del traslape se estudian en el *capítulo 7*.



*Figura 6.6. Curva de capacidad de las pircas (caso 1, caso 2, caso 3): (a)  $\phi = 15^\circ$ ; (b)  $\phi = 20^\circ$  [5]*

Los modelos numéricos presentan más ductilidad que los resultados experimentales para el Caso 1 y  $\phi = 15^\circ$ ; sin embargo, esto se basa en un caso de referencia de geometría académica. Su mayor ductilidad puede deberse a que se están considerando juntas discontinuas y no irregulares, lo que sobreestima los desplazamientos [56]. El comportamiento de las pircas es frágil, según los ensayos experimentales. Deben evitarse los muros con juntas continuas, debido a su menor resistencia. Las secciones superpuestas con un valor próximo a  $\frac{1}{3}$  del ancho pueden utilizarse para construir muros con una resistencia similar a la máxima posible (Caso1).

### 6.3 Discusión de resultados

Se utilizó DEM en las simulaciones numéricas (Casos 1, 2 y 3) para representar los muros de piedra seca como partículas con contactos de fricción elásticos lineales. Para representar el ángulo macro de fricción de los ensayos con bloques se puede usar un modelo clump regular con superposición de  $0.5D$  y ángulo de fricción  $\phi=20^\circ$ , aproximadamente. Para  $\phi > 20^\circ$ , las fuerzas cortantes generadas en los contactos mantienen un comportamiento elástico, sin disipación por deslizamiento. Una rigidez normal ( $K_N$ ) de  $5 \times 10^7$  N/m da una curva de capacidad con el mismo comportamiento que la encontrada en el ensayo experimental de Ita et al.[5]. "La rigidez cortante ( $K_S$ ) se fijó a la mitad de  $K_N$ . La influencia del parámetro  $K_N$  está relacionada con el inicio de la disipación por fricción durante el proceso de inclinación". Para un ángulo de fricción numérico constante  $\phi$ , cuanto menor sea el valor de  $K_N$ , más temprano será el inicio de la disipación y probablemente menor será el ángulo de colapso, ya que esto conduce a un desplazamiento local más significativo. No se consideró la distribución espacial de la fricción, lo que se busca es el comportamiento general del muro considerando un mismo ángulo de fricción.

Los tres casos sirvieron para estudiar por separado el uso de through-stones y el traslape entre piedras (de hojas diferentes), amarre de las piedras de traza, y se demostró su importancia en términos de mejorar la capacidad ante cargas fuera del plano. Nuestros modelos DEM numéricos mostraron que un muro solo con elementos traslapados (Caso 2) se puede comportar de manera similar a un muro compuesto solo de through-stones (Caso 1), y se evita la delaminación. Si bien estos dos casos dieron el mejor desempeño, se trata de casos académicos, poco realistas en cuanto no asemejan a los muros reales que están construidos con elementos completamente irregulares. Estos dos casos son casos extremos utilizados para fines académicos de comparación.

El caso 3 representó un arreglo con algunos through-stones separados horizontal y verticalmente. Las piedras de traza no se traslaparon en la sección transversal, para forzar el mecanismo de falla de delaminación. "Los resultados para este caso demostraron que la falla por delaminación se debe a un sistema de construcción

deficiente cuando las piedras transversales se colocan cada cuatro hileras como separación vertical"[5]. Por ejemplo, la resistencia del muro en el Caso 3 con  $\phi = 20^\circ$  fue un 24 % menor que en el Caso 1. Por lo tanto, deben evitarse los muros con through-stones muy espaciados y sin traslape de los elementos transversales. El uso de piedras traslapadas en la sección transversal evita la delaminación del muro y permite que se usen piedras grandes con varias dimensiones y formas. Para profundizar en ello, en el *Capítulo 7* se consideraron modelos numéricos con through-stones a diferentes espacios y con diferentes traslapes en su sección transversal, para encontrar la configuración óptima.

Las simulaciones numéricas reprodujeron los mecanismos de colapso observados en los ensayos experimentales de Ita et al.[5] y permitieron obtener curvas de capacidad. Los muros experimentales de 1,5 m resistieron el promedio 24% de su peso. Este comportamiento también se reprodujo en los modelos numéricos, con valores del 29% para el caso de referencia (Caso 1) y del 26% para los muros con piedras superpuestas (Caso 2).

#### **6.4 Conclusiones del capítulo**

Se utilizaron modelos numéricos de elementos discretos, calibrados en base a ensayos experimentales de Ita et al.[5]. Un análisis paramétrico indicó que los valores de  $\phi = 20^\circ$ ,  $K_N = 5 \times 10^7$  N/m y  $K_S = 2,5 \times 10^7$  N/m deben utilizarse para la calibración preliminar. Estos parámetros nos permitieron obtener una curva de capacidad con el mismo comportamiento que las encontradas en los ensayos experimentales.

Los resultados numéricos mostraron que se debe evitar una sección transversal sin traslape (arreglo débil), ya que produce una falla por delaminación. De acuerdo con nuestros modelos numéricos, el uso de piedras que se traslapan en al menos un tercio en todo el espesor de la pared permite que todo el ancho de la pared trabaje en conjunto. En este caso ya no se aprecia delaminación y se observa un mecanismo de colapso diferente (volteo en bloque). Este mecanismo de colapso da una mayor capacidad, ya que el ancho del muro no se separa, por lo que la sección completa contribuye a la resistencia al colapso.

Los resultados verificaron que un modelo numérico con DEM basado en el algoritmo de YADE fue capaz de representar los mecanismos de colapso vistos en pruebas experimentales, y demuestran que el proceso de construcción (disposición de las piedras y traslape) afecta el comportamiento de las pircas.

Es posible mejorar la técnica actual de construcción al garantizar la utilización sistemática de through-stones y una adecuada superposición entre las piedras. El caso 2 indica que un muro con bloques traslapados al menos un tercio en todo su espesor tiene una capacidad similar a la de un muro con solo through-stones (caso 1). Es necesario realizar más estudios para encontrar la disposición óptima (configuración transversal y

longitudinal) para mejorar el desempeño actual de las pircas. En el *capítulo 7*, se estudia el efecto de 70 configuraciones de muro con distintas cantidades de through-stones y longitudes de traslape.

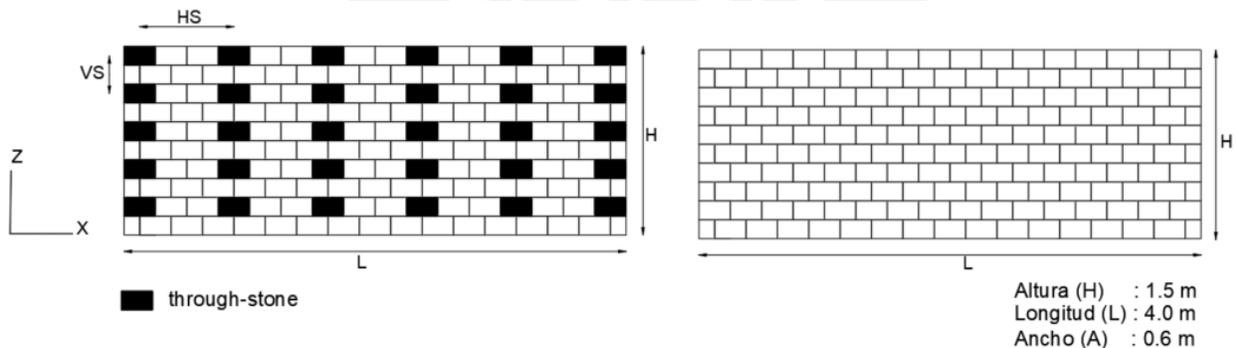


## 7 CAPÍTULO VII: ESTUDIO NUMÉRICO DE LA INFLUENCIA DE LA CONFIGURACIÓN DE MUROS EN SU DESEMPEÑO

Del capítulo anterior se concluyó que la disposición de los through-stones y el traslape de piedras (de hojas diferentes) puede mejorar considerablemente el comportamiento fuera del plano de las pircas. "Dado que estudios experimentales extensos no serían posibles, los modelos numéricos pueden ayudar en un análisis de los efectos específicos de diversas configuraciones"[5]. Por lo anterior en este capítulo se plantearon diversas disposiciones de through-stones (separaciones horizontales y verticales) partiendo de los requisitos existentes en otros países.

### 7.1 Generalidades

Se estudiaron numéricamente setenta configuraciones de muros, variando la separación vertical (VS) y separación horizontal (HS) de los through-stones y el traslape de las piedras de la sección transversal. Las medidas del muro elegido son 4 m de largo, 0,60 m de ancho y 1,50 m de alto. Se consideraron dos tipos de muro: el muro Tipo 1 que presenta distintas posiciones de los through-stones y el Tipo 2 que no considera este elemento de amarre (solo traslape entre las piedras de la sección transversal); de esta manera, se ha buscado estudiar por separado ambos efectos. El modelo del muro se compone de bloques de 250 mm x 150 mm de sección transversal con una longitud variable (100 mm a 600 mm) que depende de la configuración elegida. La *Figura 7.1* muestra las elevaciones longitudinales consideradas; en este trabajo, estas elevaciones se denominan: secciones longitudinales.



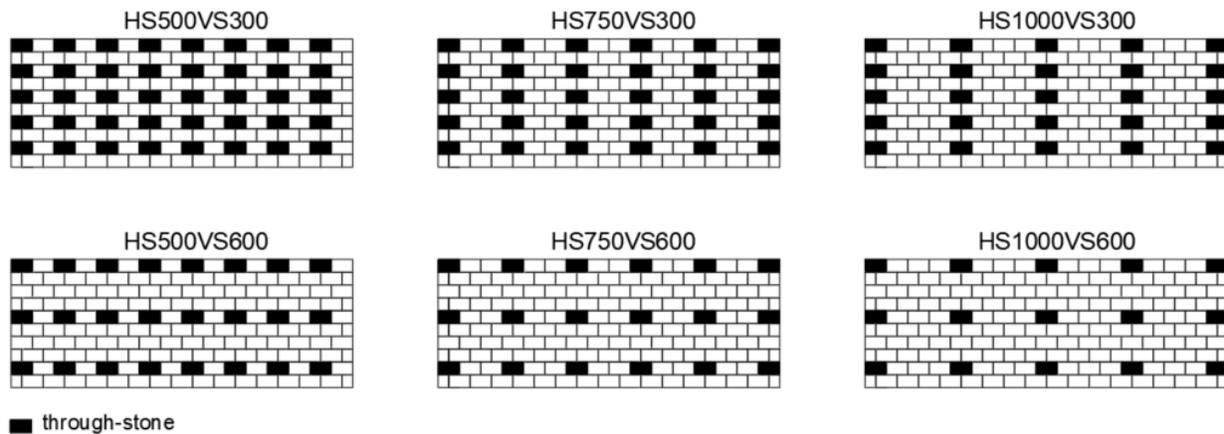
*Figura 7.1. Secciones longitudinales [62]. a) Muro tipo 1. b) Muro tipo 2*

### 7.2 Muro tipo 1: diferentes disposiciones de los through-stones

El muro tipo 1 presenta 60 configuraciones de muro: diez secciones longitudinales (LS) y seis secciones transversales (CS).

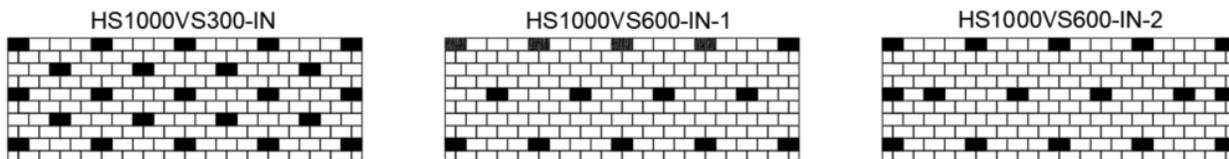
### 7.2.1 Secciones Longitudinales

En las secciones longitudinales, el principal parámetro para su configuración es la separación horizontal (HS) y la separación vertical (VS) de los through-stones; en la *Figura 7.2* se presenta algunas configuraciones. Se ha usado la denominación "HSaVSb", donde "a" representa la separación horizontal y "b" la separación vertical en milímetros. Se consideraron dos separaciones verticales (300 mm y 600 mm). Del estudio numérico realizado en el capítulo anterior se desprende que la primera separación permitiría que el muro trabajara homogéneamente (fallo por volteo en bloque), y la segunda generaría una falla por delaminación. Por otro lado, se consideraron varias separaciones horizontales (500 mm, 750 mm, 1000 mm y 1250 mm) para estudiar su influencia en el comportamiento del muro. Se consideró algunas separaciones que cumplan con las recomendaciones de normas de otros países: HS=500mm para cumplir con las recomendaciones de Schacher y Ali [43] (al menos cada 600 mm a lo largo de la longitud) y HS=750mm para cumplir las especificaciones de DSWA (un espaciamiento horizontal máximo de 900 mm). Por otro lado, se consideró algunas separaciones que no cumplan para estudiar su influencia en el comportamiento del muro: HS=1000mm y 1250mm.



*Figura 7.2. Secciones longitudinales de algunas configuraciones*

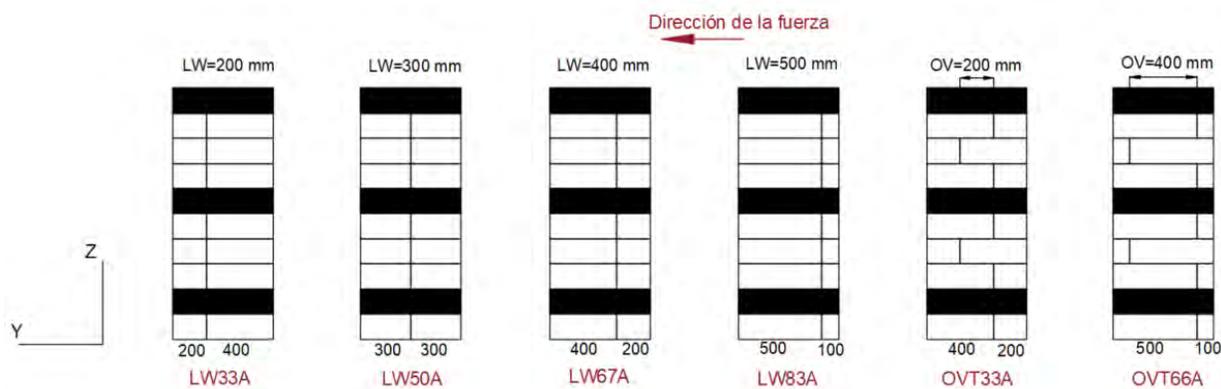
Adicionalmente, cuando la disposición de through-stones sea intercalada en altura, se añadirá la denominación "-IN". Por ejemplo, la *Figura 7.3* muestra las secciones longitudinales intercaladas.



*Figura 7.3. Tipo 1: Secciones longitudinales intercaladas [62]*

## 7.2.2 Secciones transversales

Se estudiaron seis tipos de secciones transversales, cuatro con piedras alineadas (sin traslape entre la sección transversal) y dos con piedras traslapadas en la sección transversal. La *Figura 7.4* muestra un corte transversal donde se ubican los through-stones para  $VS=600$  mm. Las secciones no traslapadas consideran distintas medidas de ancho de hoja (LW), con el mismo patrón en altura, situadas en el sentido de la carga. La denominación de estos tramos es "LWcA", donde "c" representa el porcentaje del ancho de hoja respecto al ancho de la sección transversal (A). Por otro lado, para las dos secciones transversales con traslape (OV); el nombre es "OVTdA", donde "d" representa el porcentaje de OV respecto a A.



*Figura 7.4. Tipo 1: Secciones transversales donde se ubican los through-stones ( $VS=600$  mm)[62]*

## 7.3 Muro tipo 2: sin through-stones (solo traslape)

El muro tipo 2 presentó diez configuraciones de muro sin through-stones: un tipo de sección longitudinal (LS) y diez secciones transversales (CS). La sección longitudinal se denomina "NOHSVS"

### 7.3.1 Secciones Longitudinales

En la *Figura 7.1b* se muestra la sección longitudinal considerada, los bloques están traslapado hasta la mitad de su largo en la dirección longitudinal.

### 7.3.2 Secciones transversales

Se consideraron diez configuraciones. Las secciones transversales se denominan "OVeA" donde "e" representa el porcentaje de OV respecto a A. Las primeras cuatro secciones consideran variación en el traslape (*Figura 7.5*). El arreglo OV33A-INV presenta un arreglo invertido a la sección OV33A, por lo que se agregó la terminación "-INV". Las secciones indicadas presentan una junta constante por hilada a lo largo del muro

(Figura 7.6a). Asimismo, se consideraron dos secciones similares a las secciones OV33A y OV66A, con juntas intercaladas por hilada a lo largo del muro (Figura 7.6b). Debido al traslape generado a lo largo del muro, se agrega la terminación "-OVL" (OV33A-OVL y OV66A-OVL); estos muros presentan asimetría en los extremos laterales ((Figura 7.7 y Figura 7.8)).

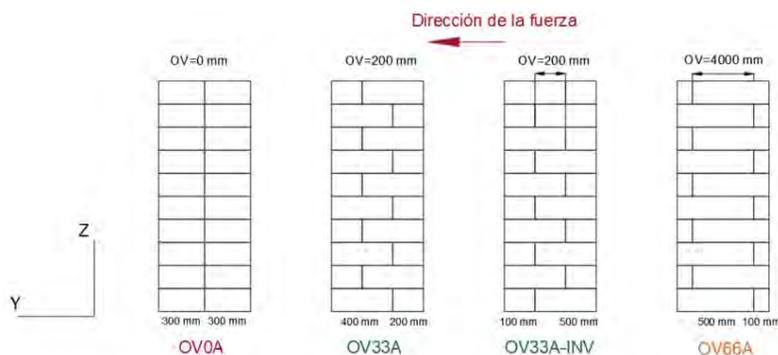


Figura 7.5. Secciones transversales consideradas: OV0A, OV33A, OV33A-INV y OV66A [62]

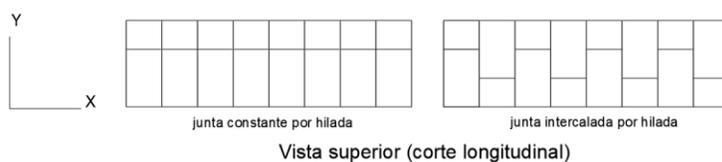


Figura 7.6. Vista superior por hilada (corte longitudinal): a) junta constante por hilada. b) junta intercalada por hilada [62]

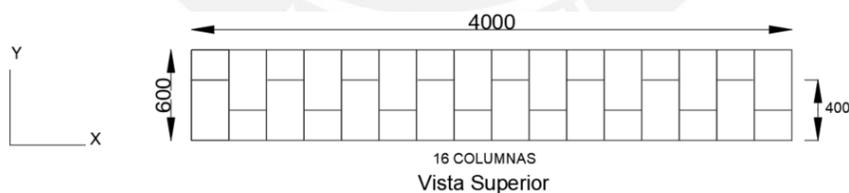


Figura 7.7. Vista superior de la sección OV33A-OVL (corte longitudinal)

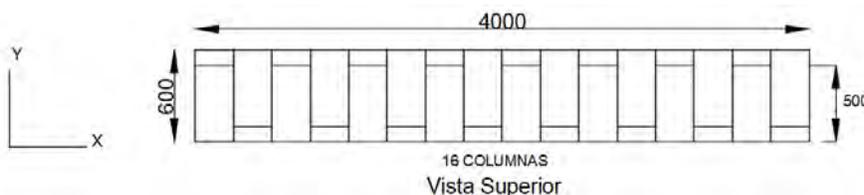
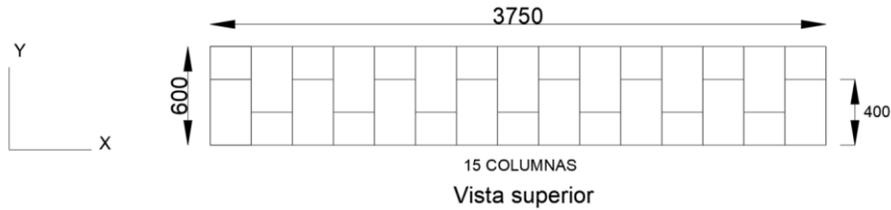
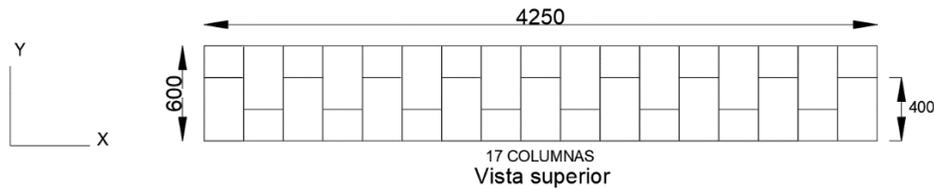


Figura 7.8. Vista superior de la sección OV66A-OVL (corte longitudinal)

Por otro lado, se consideraron muros con asimetría en los extremos partiendo de la sección simétrica OV33A-OVL (16 columnas): se agrega la terminación "-SYM" (OV33A-OVL-SYM-1 y OV33A-OVL-SYM-2). En el primer caso, *Figura 7.9*, se eliminó una columna de bloques al final (15 columnas), y en el segundo caso, se agregó una columna (17 columnas) (*Figura 7.10*).

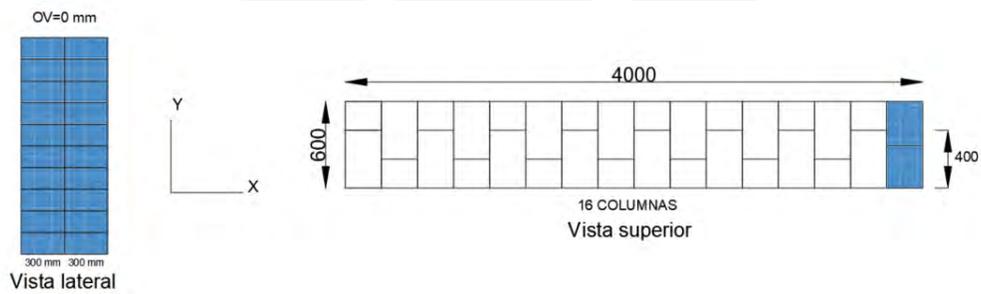


*Figura 7.9. Vista superior de la sección OV33A-OVL-SYM-1 (corte longitudinal)*



*Figura 7.10. Vista superior de la sección OV33A-OVL-SYM-2 (corte longitudinal)*

Finalmente, se consideraron dos secciones para estudiar el efecto de la falta de traslape en el borde y parte central del muro: OV33A-OVL-EDGE (*Figura 7.11*) y OV33A-OVL-CENTRAL (*Figura 7.12*). Para ello se sustituyó una columna de bloques sin traslape en el muro de sección OV33A-OVL (en el centro o en el borde).



*Figura 7.11. Vista lateral y superior de la sección OV33A-OVL-EDGE (corte longitudinal)*

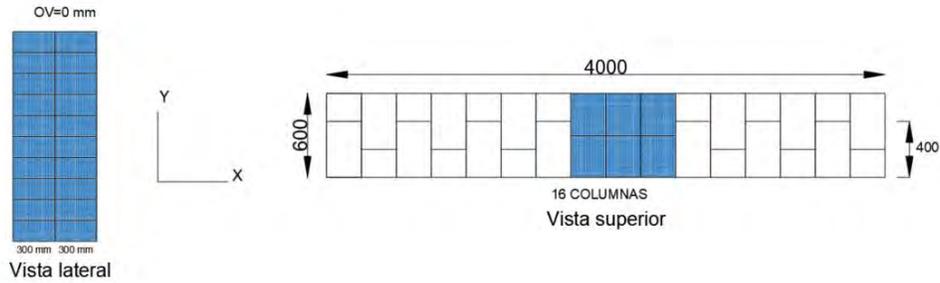


Figura 7.12. Vista lateral y superior de la sección OV33A-OVL-CENTER (corte longitudinal)

## 7.4 Modelo numérico

Para las simulaciones pseudo-estáticas se consideró los parámetros obtenidos en la calibración preliminar (Tabla 7.1): una rigidez normal de  $5 \times 10^7$  N/m, un ángulo local o numérico de  $\phi = 20^\circ$  como ángulo de referencia (en lugar del ángulo macro de la interfaz de la roca como se explica en el capítulo 5), y el arreglo de esferas 0.5D para los clumps. La aplicación de las cargas fue pseudo-estática, similar a lo realizado en el estudio numérico del capítulo 6.

Tabla 7.1. Propiedades mecánicas de bloques y juntas para el cálculo numérico

	Parámetros	Valor
Bloques	Peso específico (kN/m <sup>3</sup> )	27.67
	$K_N$ (N/m)	$5.0 \times 10^7$
Juntas	$K_N/K_S$	2
	$\phi$ (°)	20

## 7.5 Resultados para muros con through-stones (tipo 1)

En esta sección se presentan los resultados obtenidos para las configuraciones tipo 1.

### 7.5.1 Influencia de la separación vertical

La Tabla 7.2 muestra cómo la separación vertical (VS) de los through-stones influye en las configuraciones con separaciones horizontales (HS) de 500 mm, 750 mm y 1000 mm. Se puede observar que reducir la VS de 600 mm a 300 mm puede aumentar la resistencia hasta un 33%. Es importante tener en cuenta que la magnitud del aumento dependerá de la sección transversal y del valor de HS seleccionado. En las secciones transversales con anchos de hojas (LW) más grandes, es decir, mayor resistencia, la dependencia de VS es menor, lo que resulta en un aumento de resistencia pequeño (6% en promedio). Por otro lado, un HS más

pequeño da lugar a muros más resistentes con un coeficiente de variación más bajo en comparación con las configuraciones con mayor HS.

Tabla 7.2. Aumento de resistencia de SV300 respecto a SV600 (%)

	<i>Separación horizontal (HS)</i>			<i>Promedio</i>
	500mm	750mm	1000mm	
LW33A	17	25	33	25
LW50A	16	8	13	12
LW67A	15	12	8	12
LW83A	7	7	3	6
<b>Promedio</b>	14	13	15	
CV %	34%	63%	89%	

### 7.5.2 Influencia del ancho de hoja

La fuerza lateral resistida por el muro en función a su peso ( $F_{l}/W$ ) se obtuvo para diferentes ancho de hoja (LW) de las secciones longitudinales con VS=300 mm, como se muestra en la *Figura 7.13*. Mayores LW resultan en una mayor resistencia debido a que el análisis es pseudo-estático y el ancho del bloque en la dirección de la carga es proporcional al traslape y rugosidad.

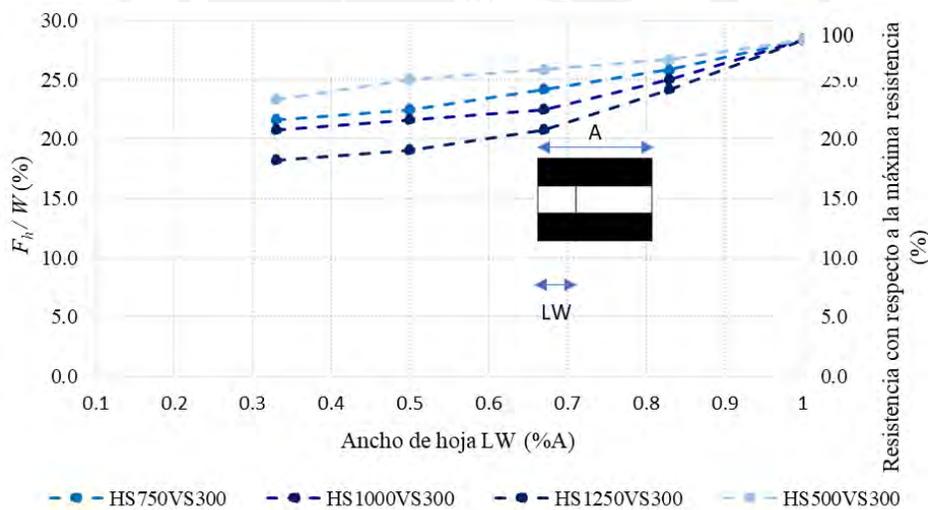


Figura 7.13.  $F_{l}/W$  (%) Influencia del ancho de hoja

### 7.5.3 Influencia de la separación horizontal

La *Figura 7.14a* y la *Figura 7.14b* muestran la fuerza lateral resistida por el muro ( $F_{l}/W$ ), para separaciones verticales de 300 mm y 600 mm, respectivamente. En general, la sección con traslape OVT33A presenta un valor de resistencia constante para las distintas separaciones horizontales. Sin embargo, el efecto de la

separación horizontal se vuelve importante cuando la sección transversal no se superpone (*Figura 7.14b*). Para estos casos, cuanto mayor es la separación horizontal, se observa reducción en la resistencia.

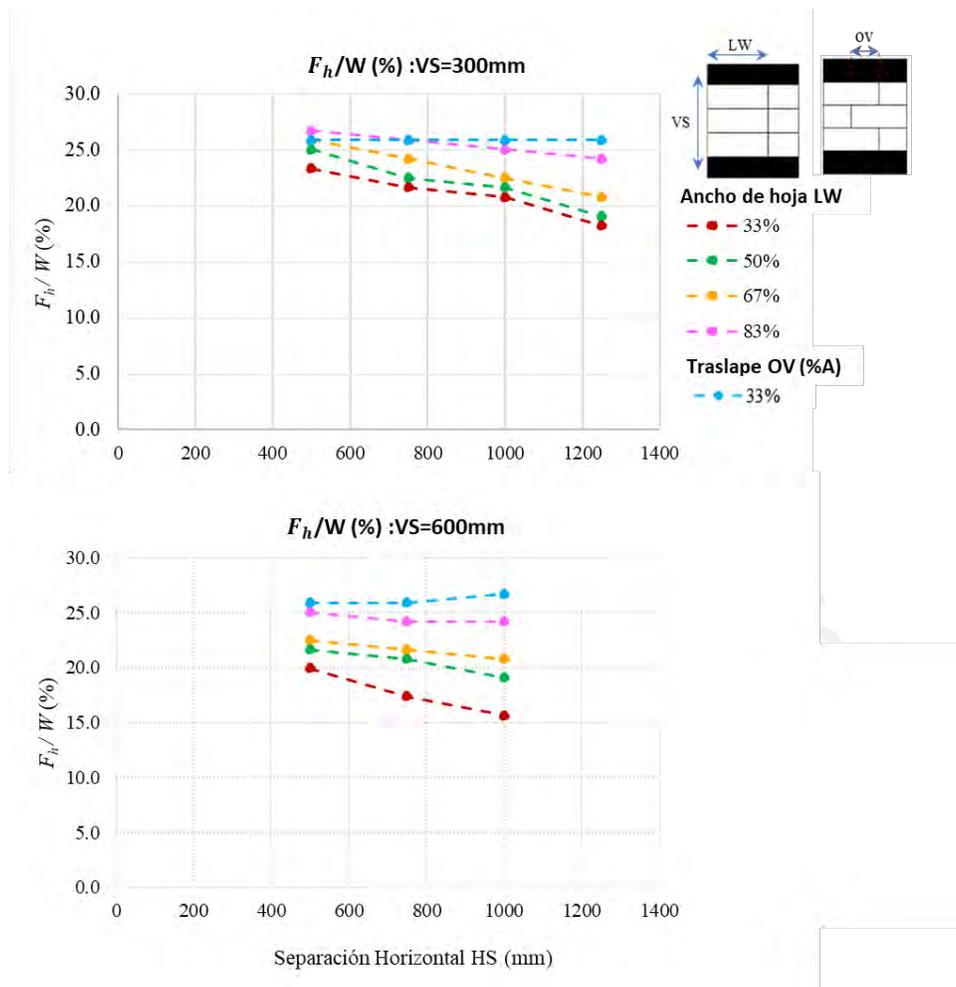


Figura 7.14.  $F_h/W$  (%) para diferentes separaciones horizontales. a)  $SV=300mm$  y b)  $SV=600mm$  [62]

#### 7.5.4 Influencia del traslape

En la *Figura 34a* se compara la fuerza lateral resistida por el muro ( $F_h/W$ ), obtenida para una configuración con sección transversal CT33A y la máxima obtenida en las secciones transversales no superpuestas (LW83A). Se muestra que, en general, la fuerza lateral más significativa se obtiene con una sección transversal traslapada. Sin embargo, en algunas secciones longitudinales no se observa este comportamiento; la sección con traslape da resultados iguales o ligeramente inferiores (alrededor del 3%). Estas secciones presentan el volumen más significativo de through-stones (entre el 19 y el 25% del muro), por lo que el efecto de traslape es insignificante.

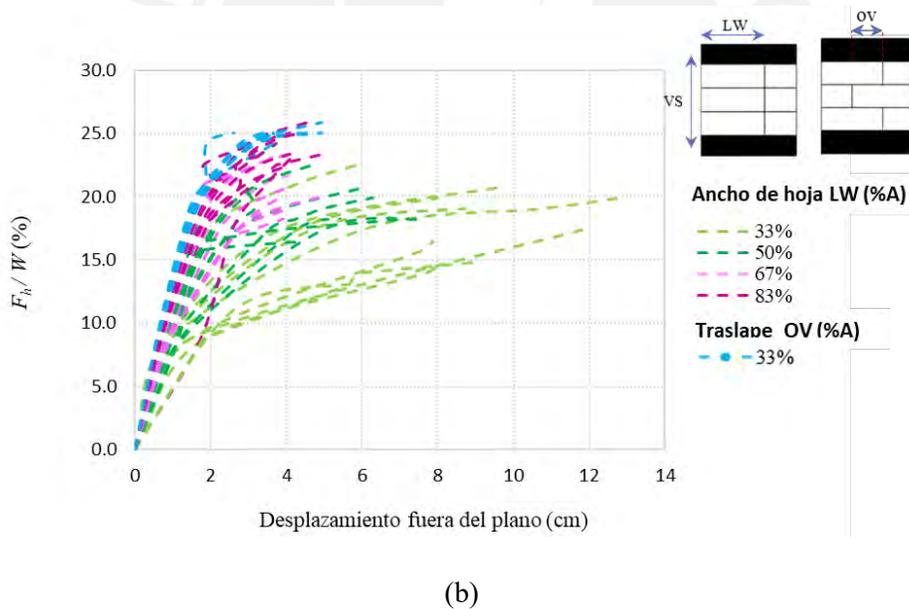
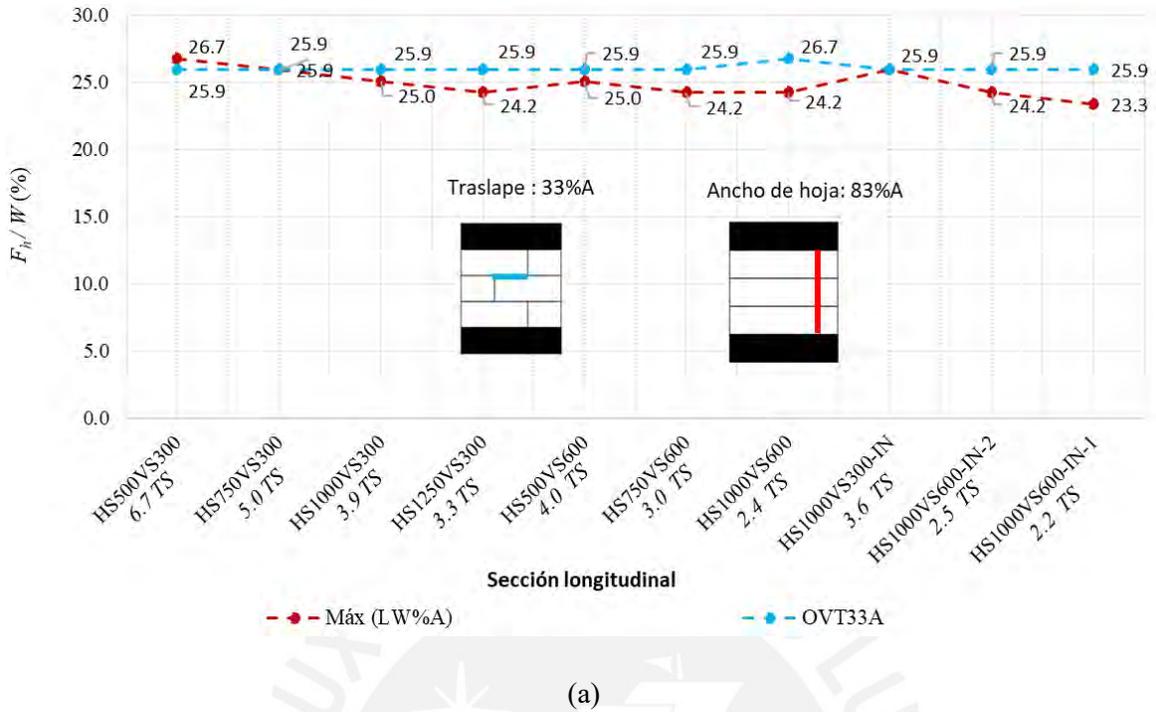


Figura 7.15. a)  $F_h/W$  (%) para secciones longitudinales Tipo 1 (TS=Through-stones por metro cuadrado) b) Curva de capacidad para diferentes secciones transversales (todas las disposiciones)[62]

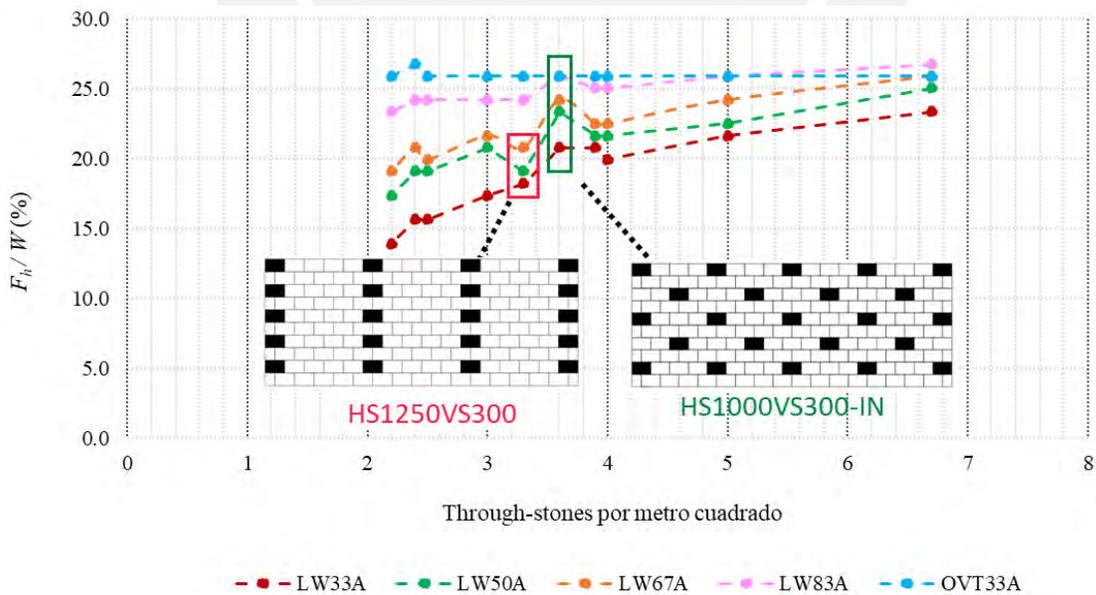
La Figura 7.15b muestra las curvas de capacidad para las diferentes secciones transversales. Las curvas de capacidad para OVT33A (secciones transversales con traslape, curvas celestes) son muy similares en rigidez y tendencia para las distintas secciones longitudinales debido a que el traslape permite que los bloques del muro se comporten como un solo elemento (bloques amarrados). Por el contrario, para otras secciones transversales (LW33A, LW50A, LW63A, LW83A), la capacidad y rigidez del muro va a depender de la

configuración de la sección longitudinal (número de through-stones por  $m^2$ ) y de la disposición de bloques (traslape entre bloques o juntas corridas).

### 7.5.5 Influencia de la cantidad de through-stones

La *Figura 7.16* muestra la fuerza lateral resistida por el muro ( $F_h/W$ ) versus la cantidad de through-stones para las secciones transversales de las diferentes configuraciones. Un muro con 6.4 through-stones por metro cuadrado permite un rango de fuerza lateral ( $F_h/W$ ) entre 23% y 27%, hay menos incertidumbre en el comportamiento. La disposición más eficiente es la que tiene una sección transversal traslapada. Por ejemplo, una sección longitudinal de 3.5 y 6 de through-stones por metro cuadrado tienen la misma resistencia si su sección transversal es OVT33A. Por otro lado, a medida que el muro presente menos through-stones, los resultados tendrán una mayor variedad de valores dependiendo de la sección considerada. Por ejemplo, un muro con 2.2 through-stones por metro cuadrado (HS1000VS600-IN-1) puede obtener una resistencia ( $F_h/W$ ) entre el 14% (LW33A) y el 26% (OV33A) que es casi el doble.

Por otro lado, en la *Figura 7.16* se muestran picos (cuadrado verde y rojo) que provocan que la resistencia disminuya para una separación horizontal importante (125 mm) o aumente por la intercalación de los through-stones. El intercalado de los bloques a lo largo de la altura del muro en algunos casos puede incrementar o disminuir la resistencia lateral del muro hasta en un 10% respecto a una configuración con una posición de through-stones constante en altura en secciones transversales no traslapadas.



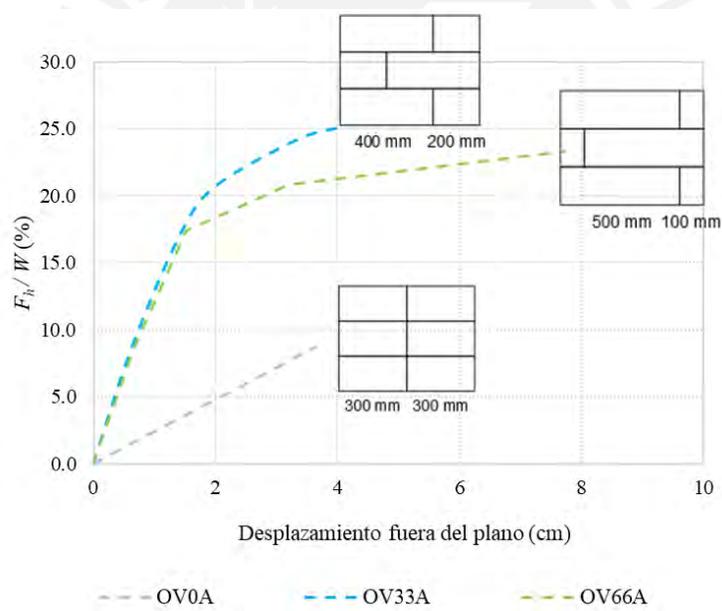
*Figura 7.16. Efecto de through-stones por metro cuadrado [62]*

## 7.6 Resultados para muros sin through-stones tipo 2

Esta sección presenta los resultados obtenidos para las configuraciones de muros sin through-stones.

### 7.6.1 Influencia del traslape

La *Figura 7.17* muestra la curva de capacidad para el muro tipo 2; fuerza lateral resistida por el muro ( $F_h/W$ ) versus desplazamiento fuera del plano, para secciones con diferente traslape. Se confirma la debilidad de los muros con planos vertical de fragilidad (juntas corridas). Se muestra que el traslape de la sección transversal aumenta su resistencia y rigidez en más del 100% respecto a un muro sin traslape. Esto se debe a que el muro funciona como 2 muros paralelos de mitad de ancho, con el doble de esbeltez (altura/ancho) que los muros de secciones traslapadas. En cuanto a los tramos que presentan traslape, se obtiene que el tramo OV66A presenta una resistencia un 7% menor respecto al tramo OV33A. Esto se debe a la presencia de bloques de pequeño espesor (aproximadamente el 20% del ancho del bloque), lo que hace que se deslicen y contribuyan al colapso del muro.



*Figura 7.17. Muro tipo 2: Curva de capacidad*

La *Figura 7.18a* muestra la fuerza lateral resistida por el muro ( $F_h/W$ ) para secciones traslapadas con y sin juntas continuas en las hiladas a lo largo del muro. Se obtiene que las resistencias son similares, y no se aprecia influencia de la junta continua. La sección transversal con traslape cero tiene una resistencia baja porque no hay traslape; la pared se comporta como dos hojas separadas. Por otro lado, la *Figura 7.18b* muestra la curva de capacidad para dos secciones transversales con juntas continuas e intercaladas. Aunque se

obtuvieron resistencias similares (Figura 7.18a), se observa un comportamiento más dúctil para la sección con junta intercalada longitudinal.

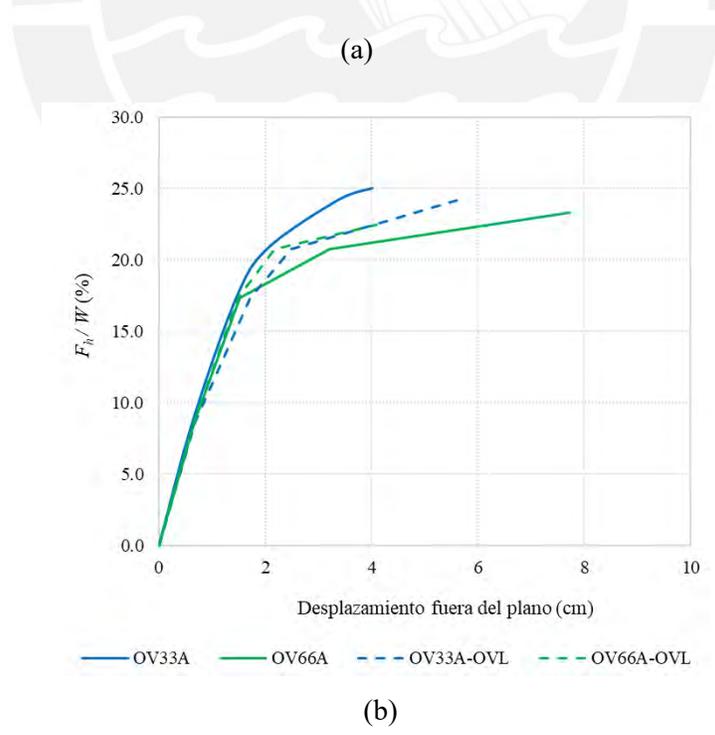
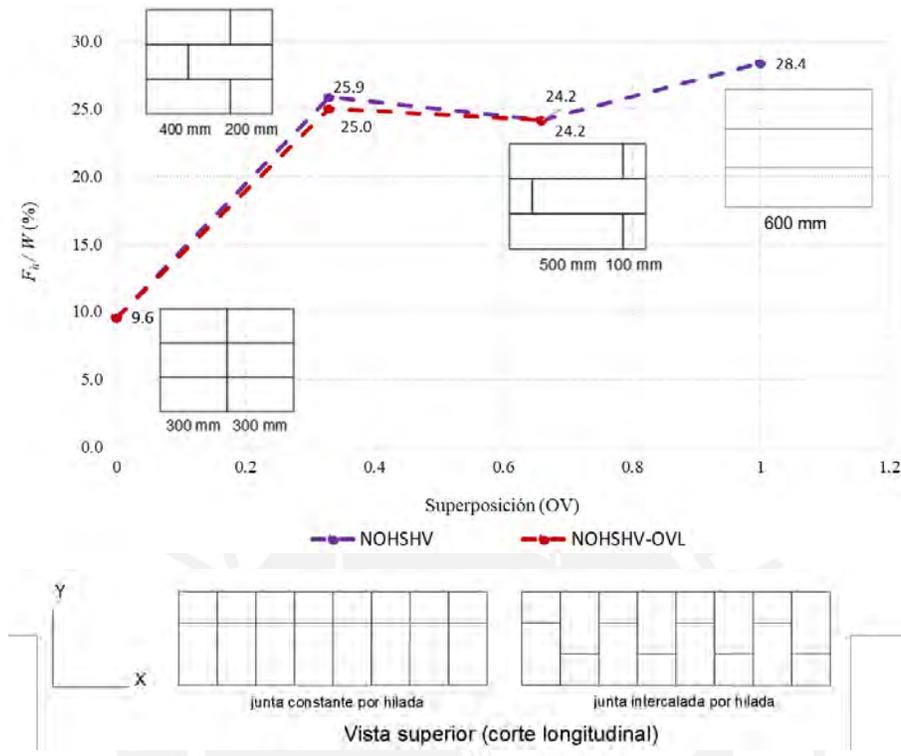


Figura 7.18. Tipo 2: Fuerza lateral ( $F_h/W$ ), sección longitudinal Tipo 2. a) Efecto de junta continua en hilada. B) Curva de capacidad [62]

## 7.7 Influencia de considerar ángulo de fricción variable

Para estudiar el efecto del ángulo de fricción variable  $\phi$  se consideró que cada bloque del muro (clump) presenta valores aleatorios de este parámetro. Se consideró 3 configuraciones para realizar este estudio: (1) muro con solo through-stones (CONHSVS); (2) con through-stones as HS=750mm y VS=300mm (HS750VS300), sección transversal con 33% de traslape (OVT33A), 5 through-stones por m<sup>2</sup>; y (3) con through-stones as HS=750mm y VS=600mm (HS750VS600), sección transversal con 66% de traslape (OVT66A), 3 through-stones por m<sup>2</sup>. Se está realizando un estudio preliminar, por lo cual se consideró 3 casos aleatorios de ángulos de fricción variable por cada configuración. En el capítulo 5 se obtuvo que cuando todos los bloques del muro presentan el mismo ángulo de fricción, este debe mantenerse cerca de 20°. Para los valores aleatorios, se usó una distribución de probabilidades (distribución normal) para una media de 30° y 15° y una desviación estándar de 3° (Figura 7.19). Esto con el fin de obtener ángulos de fricción (en su mayoría) mayores y menores a 20°.

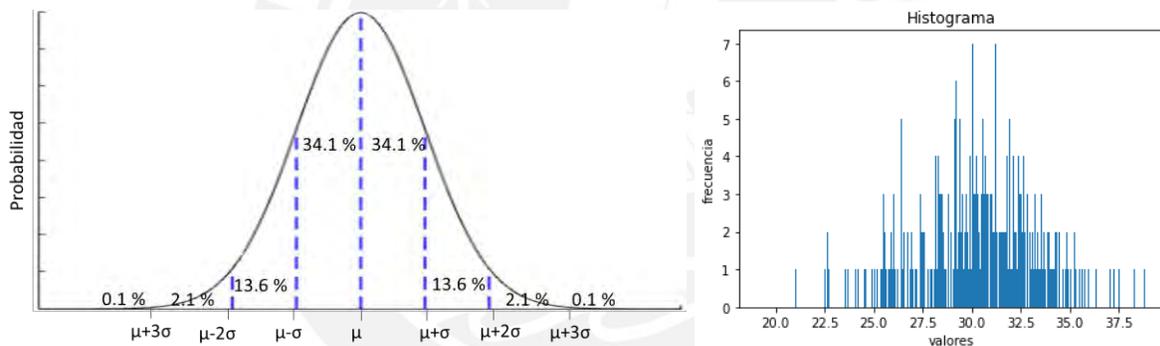


Figura 7.19 Distribución Normal. a) Distribución de probabilidad alrededor de la media. b) Ejemplo de valores aleatorios de  $\phi$  (media=30, desviación estándar ( $s$ )=3)

En la Figura 7.20 y Figura 7.21 se muestran las resistencias laterales fuera del plano ( $F_h/W$ ) para el  $\phi$  constante y  $\phi$  variable, para las 3 configuraciones. Para  $\phi=30^\circ$  (media), para la sección con separación vertical de through-stones de 600 mm se puede presentar un caso donde la resistencia disminuya en un 34% y el resto se mantiene constante (Figura 7.20). El considerar ángulos de fricción variable en el muro permitió observar cambios en el mecanismo de colapso. Para un  $\phi=30^\circ$  (constante) se observa una falla por volteo en bloque desde la tercera hilada (Figura 7.22a). Por otro lado, el considerar un ángulo variable de 21° a 39° puede generar deslizamientos desde la segunda hilada que inician el colapso, disminución de la resistencia (Figura 7.22b). Por otro lado, para una  $\phi=15^\circ$  (media) no se apreció una disminución en la resistencia en los casos presentados, al contrario, se presenta un incremento en la resistencia de hasta 30% (Figura 7.21). Esto se debe a que cambios en  $\phi$  de 15° hasta 20° aumentan la resistencia, lo cual guarda relación con lo obtenido en la

Figura 6.5. Si se desean tener conclusiones más precisas es necesario en un estudio a futuro con una mayor cantidad de casos aleatorios.

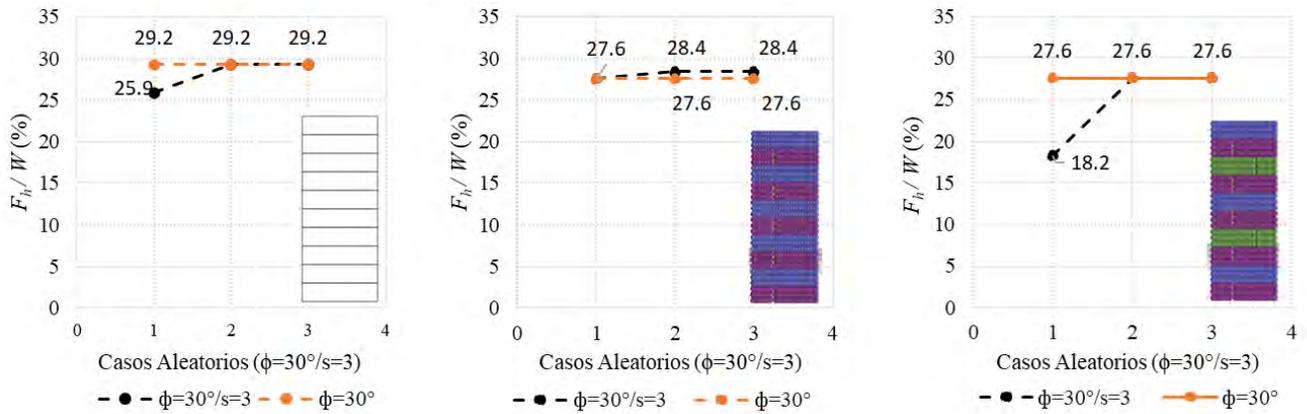


Figura 7.20.  $F_h/W$  (Media=30,  $s=3$ ). a) Sección CONHSVS, solo through-stones. b) Sección HS750VS300 (OVT33A), 5 through-stones por  $m^2$ . c) Sección HS750VS600 (OVT33A), 3 through-stones por  $m^2$

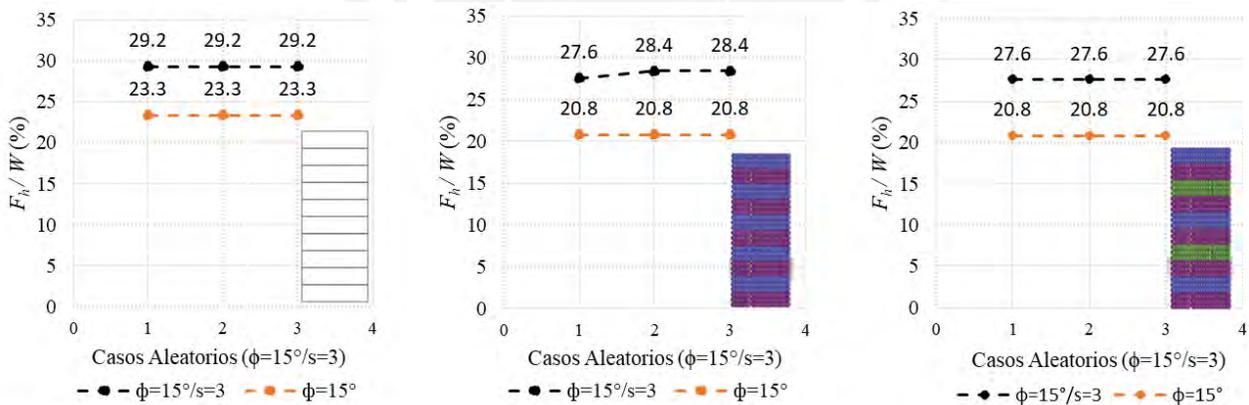


Figura 7.21.  $F_h/W$  (Media=15,  $s=3$ ). a) Sección CONHSVS, solo through-stones. b) Sección HS750VS300 (OVT33A), 5 through-stones por  $m^2$ . c) Sección HS750VS600 (OVT33A), 3 through-stones por  $m^2$

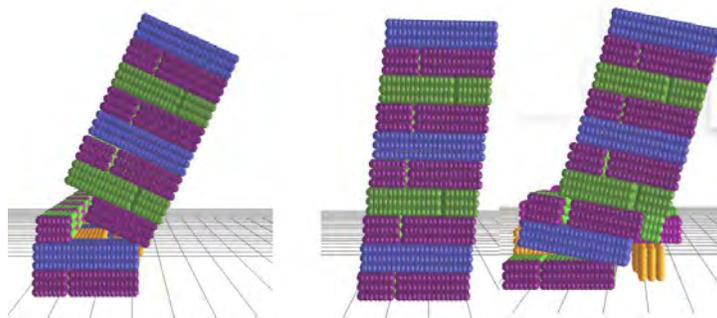


Figura 7.22. Mecanismo de colapso. a)  $\phi=30^\circ$  (constante). b)  $\phi=30^\circ$  (media) y desviación estándar ( $s$ )=3

## 7.8 Comparación de resultados: Muros con y sin through-stones (Tipo 1 y 2)

La Figura 7.23 muestra la fuerza lateral resistida por el muro ( $F_h/W$ ) para muros tipo 1 (línea discontinua) y 2 (línea sólida) para secciones transversales que se superponen 0%, 33% y 66% del ancho del muro. Los muros obtienen la mayor resistencia con through-stones. Sin embargo, las secciones con solo traslape de sus bloques pueden lograr resultados similares a algunas configuraciones que presentan through-stones.

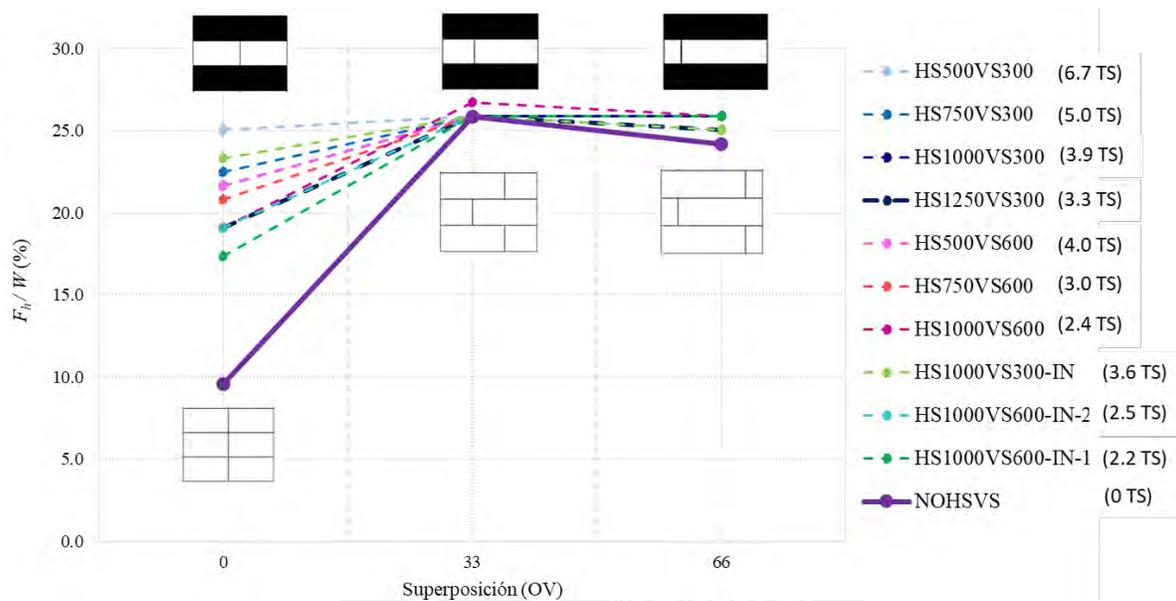


Figura 7.23. Fuerza lateral ( $F_h/W$ ), TS=Through-stones por metro cuadrado [62]

## 7.9 Discusión de resultados

Se ha realizado un estudio paramétrico con el fin de revisar el efecto de las variables de separación horizontal y vertical de through-stones y traslape en un muro idealizado con dimensiones similares a las construcciones típicas en las laderas de Lima. Las cargas aplicadas son uniformemente distribuidas en la dirección perpendicular al plano. Se trata de un ejercicio académico para entender los diferentes mecanismos de estabilidad o en su defecto, de falla. Se ha logrado el objetivo, aunque, los resultados no pueden aplicarse directamente a las pircas.

Algunas de las limitaciones son: (i) no se consideró la distribución real de la carga ejercida por relleno y se descartó la influencia de su fricción; (ii) Los modelos de los muros tienen bordes libres y son simétricos con respecto al eje axial en la dirección vertical; por lo tanto, la falla por flexión horizontal de los muros ([63], [64]) no ha podido ser representada; (iii) los modelos numéricos de los bloques de piedra eran regulares y uniformes, sus juntas eran regularmente discontinuas o continuas, y el efecto de trabazón irregular debido a la geometría real y tamaños de los bloques no se tuvo en cuenta; y (iv) La carga tuvo aplicación pseudo-estática fuera del plano. El caso de cargas dinámicas, como los sismos, se analizará en el capítulo 9 (análisis

numérico dinámico de las pircas). En estudios futuros, estos temas deben ser considerados para representar las pircas de manera más realista.

## 7.10 Conclusiones del capítulo

Los modelos numéricos nos permitieron investigar setenta configuraciones distintas de muros, que no habría sido factible realizar en campañas experimentales. Además, se pudo simular los mecanismos de colapso observados en los ensayos experimentales de Ita et al.[5] (fallo por delaminación y vuelco de bloques).

Los resultados numéricos mostraron el impacto de la configuración del muro en su comportamiento y desempeño fuera del plano. Se estudiaron muros con y sin through-stones (tipo 1 y 2, respectivamente). Con ambas opciones se pueden tener resistencias máximas similares. No obstante, estos resultados son teóricos y es necesario comprobar la viabilidad de la construcción en el campo. Además, es fundamental evitar piedras de muy pequeño ancho que generan deslizamientos y contribuyen al colapso de los muros. En el caso extremo de una disposición sin traslape ni through-stones, se ha determinado que la resistencia del muro es la menor posible, por lo que se recomienda evitar este tipo de disposiciones. Estas recomendaciones se corroborarán en la campaña experimental descrita en el *capítulo 8*.

Respecto a los muros tipo 1, se muestra que, en general, la mayor resistencia lateral se obtiene con una sección traslapada. Sin embargo, para las configuraciones que presentan el volumen de through-stones más importante respecto al volumen del muro (por ejemplo, el 25%), el efecto de traslape no es significativo. El impacto de la separación horizontal de los through-stones se vuelve esencial cuando la sección transversal no se superpone. A mayor número de through-stones, menor variabilidad se obtiene en los resultados producto de la sección transversal. Por ejemplo, un muro con un 4 % de through-stones proporciona una resistencia lateral entre el 14 % y el 24 % del peso, lo que demuestra una gran incertidumbre y un comportamiento sísmico más peligroso. Es importante colocar las through-stones con cuidado para crear una especie de malla regular y óptima. Por otro lado, un muro con un 13% de through-stones permite obtener una resistencia lateral entre 23% y 27% del peso y se reduce la incertidumbre.

Respecto a los muros tipo 2, las secciones con juntas continuas o intercaladas por hiladas (corte longitudinal) presentan resistencias similares. Sin embargo, se observa un comportamiento más dúctil para la sección de junta intercalada debido al traslape generado.

Por otro lado, el traslape longitudinal también debe ser estudiado. Todos nuestros modelos numéricos consideraron un traslape de  $\frac{1}{2}$  de cada piedra en la dirección longitudinal e hiladas con la misma altura por defecto. Por tanto, el colapso obtenido en cada caso fue simétrico, a la misma altura, lo que no se produjo en los ensayos experimentales.

El considerar un  $\phi$  variable en los bloques del muro, definido por una distribución normal, respecto a considerar un  $\phi$  constante, generó cambios en el mecanismo de colapso. Un  $\phi$  variable permitió observar el efecto de deslizamiento que contribuyó al colapso, similar a lo presentado en ensayos experimentales, a diferencia de considerar un  $\phi$  constante que generó un colapso en bloque. Por otro lado, con un  $\phi$  variable se obtuvo resistencias laterales mayores o menores hasta en un 30% aproximadamente, respecto a considerar un  $\phi$  constante. Por lo cual, se debería estudiar a futuro más casos aleatorios para llegar a conclusiones más precisas.



## 8 CAPÍTULO VIII: ESTUDIO EXPERIMENTAL DE LA INFLUENCIA DE LA CONFIGURACIÓN DE UNA PIRCA

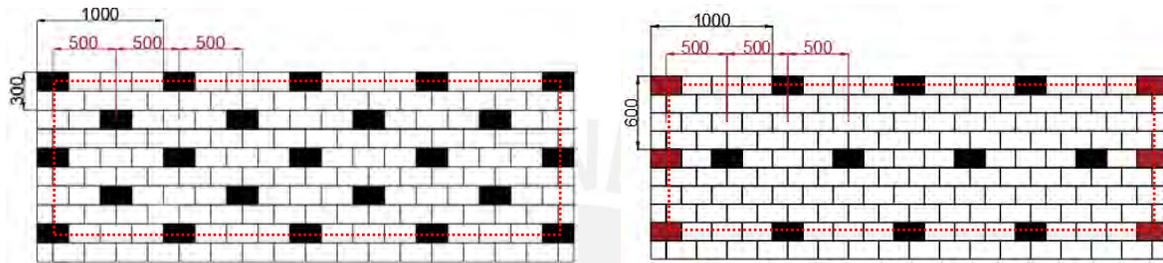
En este capítulo se presentan los resultados obtenidos en la campaña experimental realizada en el año 2022 como parte de este proyecto de tesis. Se eligieron tres configuraciones de muros a partir de las configuraciones numéricas estudiadas y se construyeron tres especímenes por cada configuración con el fin de validar los resultados del modelo numérico (*capítulo 7*) y obtener sus parámetros calibrados. Los ensayos permitieron obtener la resistencia lateral fuera del plano (ángulo de colapso), deformaciones relativas de algunos puntos de control, y los mecanismos de colapso. Además, se realizó ensayos de vibración ambiental. Por otro lado, también se realizó la estimación de la aceleración sísmica de colapso del muro, para lo cual se utilizó el método de Mononobe-Okabe [65].

Los resultados experimentales de esta campaña fueron comparados con los ensayos experimentales de Ita et al. [5]. En ambos estudios se construyó muros con las mismas dimensiones, se utilizó el mismo protocolo de ensayo para llevar al colapso a los especímenes y se contrató a los mismos constructores locales. La diferencia es que en la primera campaña los especímenes fueron construidos sin asistencia técnica de acuerdo con la práctica local, mientras que en esta segunda campaña se incorporaron las mejoras en la disposición de las piedras y se supervisó todo el proceso constructivo. Se espera que los especímenes construidos en este proyecto (con las configuraciones escogidas o “mejoradas”) tengan un mejor desempeño ante las cargas perpendiculares al plano.

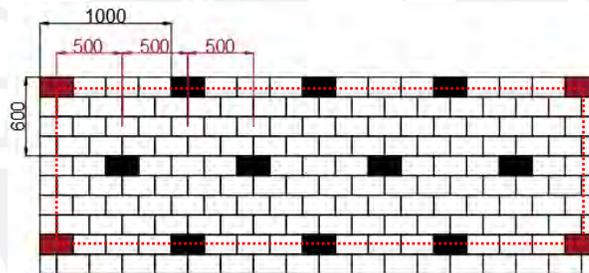
### 8.1 Elección de configuraciones para el ensayo

La selección de las configuraciones a ensayar se determinó basándose en las conclusiones del estudio numérico, que demostró que la cantidad y la disposición de los through-stones afectan el desempeño del muro, por lo que éstos fueron los principales factores que se tuvieron en cuenta al construir los muros. Se inició eligiendo una sección longitudinal con 23 through-stones (HS1000VS300-IN) y otra con 16 (HS1000VS600-IN-2), como se muestra en la *Figura 8.1a y b*. Se espera que a mayor cantidad de through-stones se presente menor variabilidad en los resultados y viceversa (de acuerdo con lo obtenido en el *capítulo 7*). Ambas configuraciones se diferencian en la separación vertical (VS) lo que permitió evaluar la importancia del espaciado vertical y observar si con una separación vertical de 600 mm se producen fallas por delaminación similares a las observadas en el estudio experimental de Ita et al.[5]. Por otro lado, si bien en cada hilada los through-stones están separados 1000 mm con el arreglo intercalado la separación es cada 500 mm, en ambas configuraciones (*Figura 8.1*). Por lo cual, ambas separaciones de los through-stones cumplen con los requisitos existentes en otros países, separación a lo largo de la altura y la longitud de al menos 600mm

(Figura 8.2). La tercera configuración elegida fue HS1000VS600-IN-1 que considera 2 through-stones en el borde lateral (Figura 8.1c). La sección HS1000VS600-IN-2 es similar a la sección HS1000VS600-IN-1 con la diferencia que presenta 3 through-stones laterales. El through-stone a media altura, en los bordes, se colocó para reducir las separaciones verticales de 1.2 m en los bordes, simulando una especie de confinamiento en los bordes. Esto permitió estudiar el impacto del amarre en los bordes laterales del muro debido al número de through-stones presentes. Las secciones HS1000VS300-IN, HS1000VS600-IN-2 y HS1000VS600-IN-1 se denominan configuración 1, 2 y 3, respectivamente (Figura 8.1).



(a) Configuración 1: HS1000VS300-IN (b) Configuración 2: HS1000VS600-IN-2



(c) Configuración 3: HS1000VS600-IN-1

Figura 8.1. Secciones longitudinales elegidas para los ensayos experimentales. a) 23 through-stones. b) 16 through-stones. c) 14 through-stones

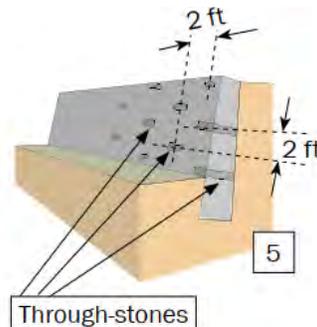


Figura 8.2 Requisitos de Through-stones. Separaciones de 2ft (600mm)[43]

## 8.2 Equipo de ensayo

Se usó una mesa inclinable para pruebas estáticas que dispone de una plataforma metálica de 4 metros de longitud y 2 metros de ancho. Esta plataforma gira con respecto a un eje sobre uno de sus bordes longitudinales (*Figura 8.3*). La base presenta dos pistones hidráulicos de 15 toneladas para el sistema de elevación. "El ángulo máximo de rotación es 45 grados y la velocidad de rotación es menos de 5 grados por minuto para minimizar los efectos dinámicos"[5]. La plataforma tiene un tope (un tubo soldado en la dirección longitudinal del equipo) para eliminar la falla por deslizamiento de la primera hilada.

Cada espécimen se construyó sobre la plataforma inclinable con su eje longitudinal paralelo al eje de rotación de la plataforma. Para cada ángulo de inclinación  $\alpha$ , el peso del muro ( $W$ ) se puede descomponer en dos direcciones: una fuerza  $F_h$  en la dirección fuera del plano proporcional a  $\sin \alpha$  y una fuerza  $F_v$  proporcional a  $\cos \alpha$  (*Figura 8.3*, *Ecuación 5.1*). En la *Figura 8.4* se muestra la zona de trabajo donde se realizaron los ensayos.

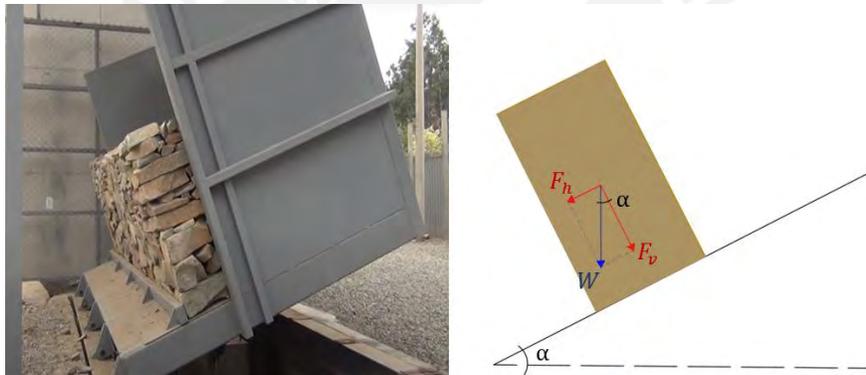


Figura 8.3. Fotografía del equipo y esquema de fuerzas generadas en el muro [5]



Figura 8.4. Vista del lugar de ensayo. Se muestra la mesa inclinable y la estación total

## 8.3 Caracterización

### 8.3.1 Construcción de las pircas (configuración mejorada)

Las tres configuraciones elegidas para las pruebas pseudo-estáticas se denominaron *configuraciones mejoradas* debido a que se ha tomado en cuenta los resultados numéricos del capítulo 7 y las recomendaciones internacionales para proponer mejoras en la disposición de los bloques (en específico, la cantidad de through-stones considerada es mayor en más del 100 % que la utilizada en los ensayos experimentales de Ita et al.[5]). Se construyeron tres especímenes por cada configuración. La *Figura 8.5* muestra las configuraciones seleccionadas, la primera hilada es restringida por el tope, por lo cual se considera la disposición de los through-stones desde la segunda hilada. Los through-stones fueron el principal factor que se tuvo en cuenta al construir las pircas; la disposición de estos elementos determinó el diseño del muro.



*Figura 8.5. Configuraciones consideradas para los ensayos experimentales*

Durante la construcción de las pircas (*Figura 8.6*) se supervisó la construcción para seguir con los siguientes lineamientos: (a) colocar bloques de mayor tamaño en las caras frontal y posterior del muro y piedras más pequeñas entre ellas (*Figura 8.6a*), (b) colocar through-stones de acuerdo con la distribución consideradas (*Figura 8.6b*), (c) colocar bloques tanto longitudinalmente y transversalmente de manera que las piedras se mantengan unidas (traslape); evitar juntas corridas (*Figura 8.6c*), (d) en caso de que los bloques no encajen en el espacio deseado se usó una comba para tallar la piedra (*Figura 8.6d*), (e) para garantizar la estabilidad al final de la construcción de un muro, a menudo es necesario insertar pequeños fragmentos de piedra, denominados cuñas, que se ajustan con comba (*Figura 8.6e*).



(a)

(b)

(c)



(d)

(e)

*Figura 8.6. Procedimiento constructivo seguido*

Además, siguiendo la práctica mejorada, se construyó un espécimen de tamaño  $L = 1,0$  m,  $h = 0,7$  y  $b = 0,5$  m y se estimó que el porcentaje de vacíos es 35 % (Figura 7.3). Este valor es similar a los valores encontrados en [17] para muros que fueron construidos con una técnica local, por lo cual se verifica que el porcentaje de vacíos de la técnica local y mejorada es similar.



*Figura 8.7 Muro de 1 metro de largo*

## 8.4 Espécimen

Los nueve especímenes midieron 4.0 metros de largo, 0.60 metros de ancho y 1.5 metros de alto; es importante indicar que los muros no presentaron un ancho constante, el ancho en la base fue de 0.70 m y el ancho superior de 0.50 a 0.60 m (pendientes de hasta 3°). No se impusieron restricciones en los extremos laterales del muro (*Figura 8.8*), la distancia promedio de separación de los bordes laterales del muro a la mesa de inclinación fue de 5cm.



*Figura 8.8. Bordes laterales de los muros, sin restricciones*

Las piedras utilizadas en este proyecto procedían del distrito de Pachacamac y Villa María del Triunfo (*Figura 8.9*). Para la habitación de la roca y la construcción del muro se emplearon los mismos maestros pirqueros que habían participado en la campaña experimental de Ita et al.[5]. De antemano, se les instruyó a los maestros sobre la importancia del traslape de las piedras y el uso de through-stones (*Figura 8.10*). Se supervisó y dirigió a los maestros para cumplir con los lineamientos de la construcción mejorada (*Figura 8.11*). La construcción de un muro demora 2 días y su ensayo 1 día, es decir, la campaña tomó 3 días por muro ensayado.



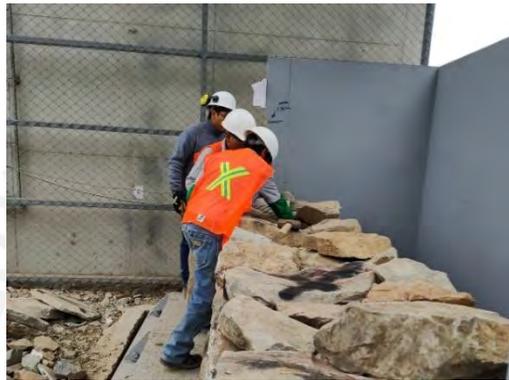
(a)

(b)

*Figura 8.9. Procedencia de las piedras a) Distrito de Puente Piedra (comunidad de Guayabo) b) Villa María del triunfo*



*Figura 8.10. Capacitación a los maestros pirqueros*



*Figura 8.11. Supervisión de los maestros respecto a la posición de los through-stones.*

En el proceso constructivo se evidenció lo complicado que es habilitar, manipular y colocar los through-stones en la hilada superior del muro. Por ejemplo, en la *Figura 8.12* se muestra que es necesario de al menos 4 personas para colocar estos elementos, que pesan aproximadamente 32 kg. Se entiende el por qué la técnica de construcción actual usa pocos elementos de amarre.



*Figura 8.12. Colocación de through-stones en la hilada superior*

Uno de los tres especímenes de la configuración 1 tuvo un problema técnico durante su ensayo por fallas en la mesa inclinable, por lo cual solo se cuenta con dos especímenes para esta disposición de piedras. En las

Figura 8.13 - Figura 8.15 se muestran los 8 especímenes ensayados, se colocó una marca en cruz para señalar la posición de los through-stones. Los especímenes de la configuración 1 (especímen 4 y 8) se muestran en la Figura 8.13, presentan 23 through-stones cada uno.



(a) *Especímen 4 (los through-stones se muestran marcados con una cruz amarilla)*



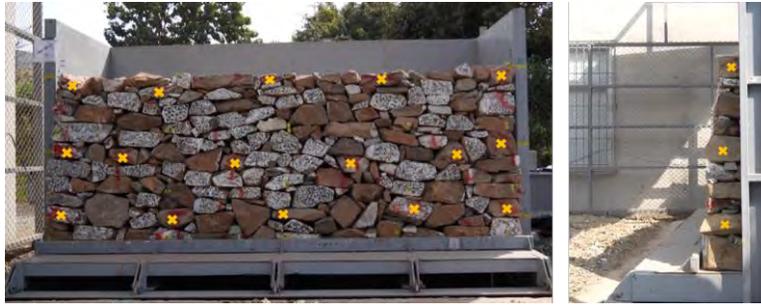
(b) *Especímen 8 (los through-stones se muestran marcados con una cruz amarilla)*

*Figura 8.13. Especímenes de configuración 1: Vista longitudinal y lateral*

Los especímenes de configuración 2 (especímen 2, 5 y 9) se muestran en la Figura 8.14. Esta configuración presenta 16 through-stones, tres elementos de amarre en los extremos laterales del muro.



(a) *Especímen 2 (los through-stones se muestran marcados con una cruz roja)*



(b) *Espécimen 5 (los through-stones se muestran marcados con una cruz amarilla)*



(c) *Espécimen 9 (los through-stones se muestran marcados con una cruz amarilla)*

*Figura 8.14. Especímenes de configuración 2: Vista longitudinal y lateral*

Los especímenes de configuración 3 (especímen 3, 6 y 10) se muestran en la *Figura 8.15*. Esta configuración es similar con a la configuración 2, con la diferencia que presenta solo dos through-stones en los extremos laterales del muro (14 through-stones).



(a) *Espécimen 3 (los through-stones se muestran marcados con una cruz roja)*



(b)Especimen 6 (los through-stones se muestran marcados con una cruz amarilla)



(c)Especimen 10 (los through-stones se muestran marcados con una cruz amarilla)

Figura 8.15. Especímenes de configuración 3: Vista longitudinal y lateral

### 8.5 Estimación de la resistencia lateral

Las pircas presentan elementos discretos, por lo cual no se comportan como un elemento continuo al momento de realizar los ensayos experimentales. Por lo tanto, para estimar la resistencia lateral se utilizó un modelo analítico sencillo (análisis en 2D) que considera que la sección transversal del muro está formada por bloques, similar al modelo desarrollado por Párraga (2022).[66]. Este modelo considera planos de falla en la sección transversal del muro, generando así la división de la sección en macrobloques (Figura 8.16). Los macrobloques se consideran elementos rígidos, y al descomponer el peso del macrobloque en los ejes del plano girado se obtiene una fuerza resultante vertical ( $V$ ) y otra horizontal ( $H$ ) en función del ángulo de giro (ecuaciones 8.1-8.2). El ángulo de colapso se define como el ángulo de colapso por volteo. En este contexto, se considera un factor de seguridad por volteo ( $Fr$ ) igual a 1, tal como se muestra en la ecuación 8.3. De la ecuación 8.4 se obtiene el ángulo de colapso.

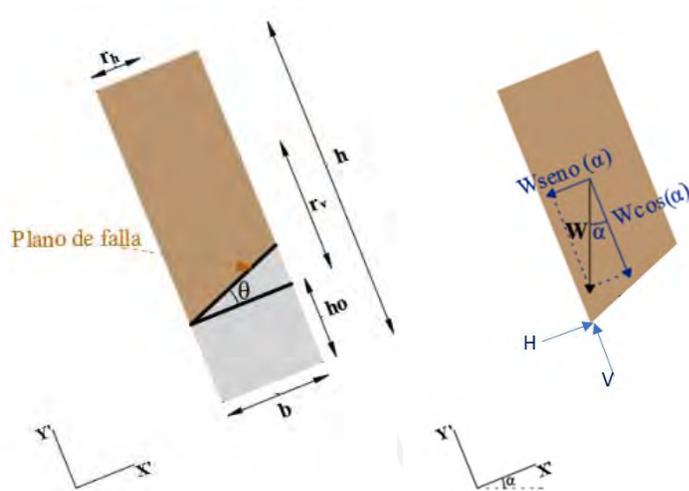


Figura 8.16. Modelo analítico de macrobloques. A) Geometría. B) Diagrama de cuerpo libre del bloque a colapsar [66]

Ecuaciones:

$$H = W * \text{seno}(\alpha) \quad (8.1)$$

$$V = W * \text{cos}(\alpha) \quad (8.2)$$

$$F_r = \frac{M_{est}}{M_{act}} = \frac{V * r_h}{H * r_v} \quad (8.3)$$

$$\alpha_{colapso} = \text{atan} \left( \frac{r_h}{r_v} \right) \quad (8.4)$$

Donde:

$F_H$  = Fuerza resultante horizontal.

$F_V$  = Fuerza resultante vertical.

$W$  = Peso de la pirca.

$\alpha$  = Ángulo de inclinación

$F_r$  = Factor de seguridad por volteo.

$M_{est}$  = Momento estabilizante.

$M_{act}$  = Momento actuante.

$\alpha_{colapso}$  = Ángulo de colapso.

$h_o$  = Altura de falla.

$h$  = Altura total de pirca.

$b =$  Ancho de pirca.

$r_h =$  Distancia horizontal al centroide.

$r_v =$  Distancia vertical al centroide.

Se consideró dos modelos de macrobloques con diferentes distancias horizontales al centroide ( $r_h$ ), como se muestra en la Figura 8.17. El primer caso consideró que toda la sección transversal se mantiene unida, por lo que el ancho del bloque a colapsar es 0.6m, es decir,  $r_h$  es 0.30m (Figura 8.17a). En el segundo caso, se consideró una falla por delaminación a la mitad del ancho del muro (figura 2b), es decir,  $r_h$  es 0.15m. Asimismo, se tomó en cuenta que la altura de falla se presenta luego de la primera hilada ( $h_0=0.15m$ ). Siguiendo la ecuación 8.2, se obtiene que la resistencia lateral puede estar entre el 20 y el 40% del peso (Tabla 8.1). Por lo tanto, se puede obtener un valor promedio de 30%.

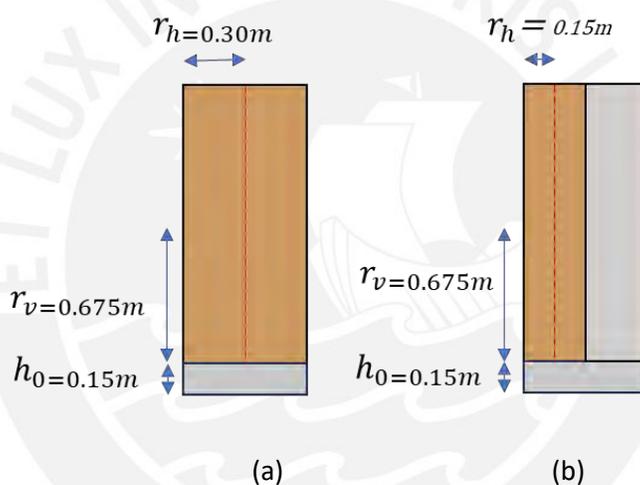


Figura 8.17. Modelo analítico de macrobloques elegido

Tabla 8.1. Ángulo de colapso analítico

Caso	$h_0$ (m)	$r_h$ (m)	$r_v$ (m)	Ángulo analítico de colapso ( $^\circ$ )	Resistencia lateral $F_h$ (%W)
A1	0.15	0.3	0.675	24	41
A2	0.15	0.15	0.675	13	22

## 8.6 Ensayo pseudo-estático

El ensayo consistió en inclinar la plataforma del equipo por fases. La plataforma se inclinó 5, 10, 12 grados en las primeras tres fases y luego en incrementos de 1 grado hasta el colapso. El equipo se detiene

automáticamente al momento del colapso y el ángulo de colapso queda registrado en el control de mando del equipo.

Al inicio del ensayo y luego de cada fase, se miden las coordenadas de los puntos de control sobre la cara exterior del muro, distribuidos a lo largo del muro (Figura 8.18), para esto se usó una estación total. Se estimó la deriva correspondiente a los cinco puntos ubicados en la parte superior de cada muro como se muestra en la Figura 8.19. Se debe considerar que al momento de inclinar la mesa las medidas tomadas consideran el muro inclinado, por lo cual, se debe corregir los datos considerando que el muro se ubique a una posición vertical. Luego de obtener la posición inicial y final del muro, en vertical, se podrá calcular de deriva que presenta cada punto de control.

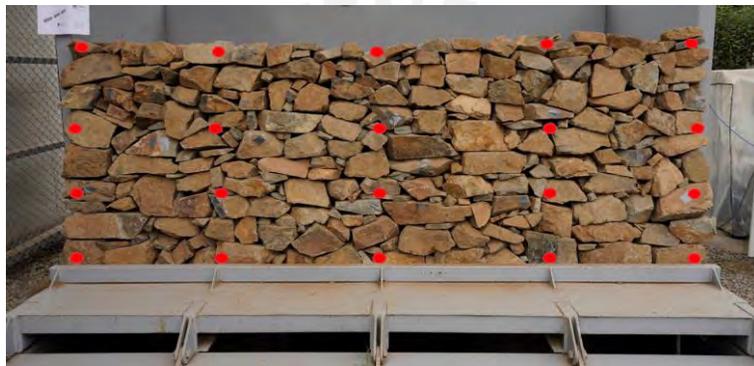


Figura 8.18. Vista general de los Puntos de control (5 columnas de datos, 20 datos)

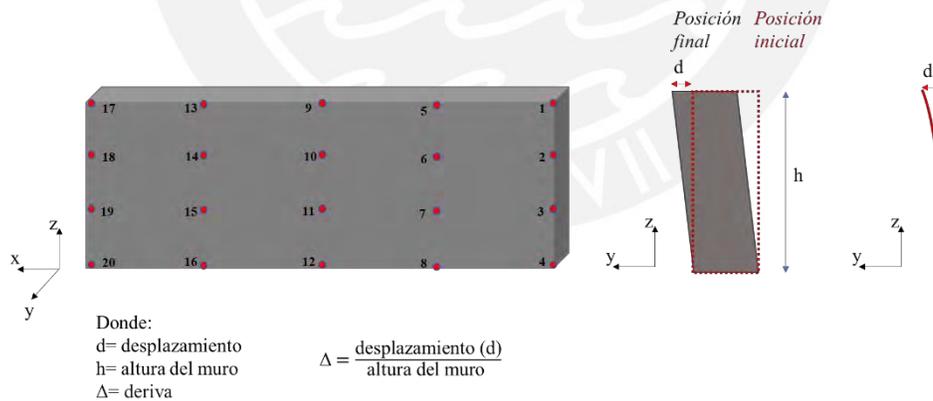


Figura 8.19. Esquema de resultados obtenidos con la estación total

## 8.7 Resultados de los ensayos pseudo-estáticos

### 8.7.1 Mecanismos de colapso

Se observaron cuatro tipos de colapso: (i) Delaminación parcial o total de la sección transversal y volteo de la sección delaminada; (ii) Deslizamiento de una sección por delaminación parcial o total; (iii) Volteo de toda la sección del muro; y (iv) Deslizamiento parcial o total de la sección transversal. Los primeros 3 tipos de colapso también se obtuvieron en los ensayos experimentales de Ita et al.[5]. Los mecanismos de colapso dependen de la disposición de los bloques en la sección transversal. El efecto de delaminación se produce por la falta de elementos de amarre y traslape, lo cual genera que la cara posterior y frontal del muro se separen. Por otro lado, los muros amarrados (por el traslape o through-stones) presentan un comportamiento más rígido. En la falla tipo 1 (*Figura 8.20*) las caras posterior y frontal del muro se separan y se presenta el posterior volteo de las caras en la línea de volteo. En la falla tipo 2 (*Figura 8.21*) se produce el deslizamiento de la cara frontal del muro en la sección que delamina. En la falla tipo 3 (*Figura 8.22*) se produce el volteo de toda la sección del muro y en la falla tipo 4 (*Figura 8.23*) se producen diferentes planos de deslizamiento lo cual genera el colapso del muro.



*Figura 8.20. Colapso tipo 1 (Delaminación parcial o total de la sección transversal y volteo de la sección delaminada): Secuencia de colapso del espécimen 3*



Figura 8.21. Colapso tipo 2 (Deslizamiento de una sección por delaminación parcial o total): Secuencia de colapso del espécimen 2



Figura 8.22. Colapso tipo 3 (Volteo de toda la sección del muro): Secuencia de colapso del espécimen 8

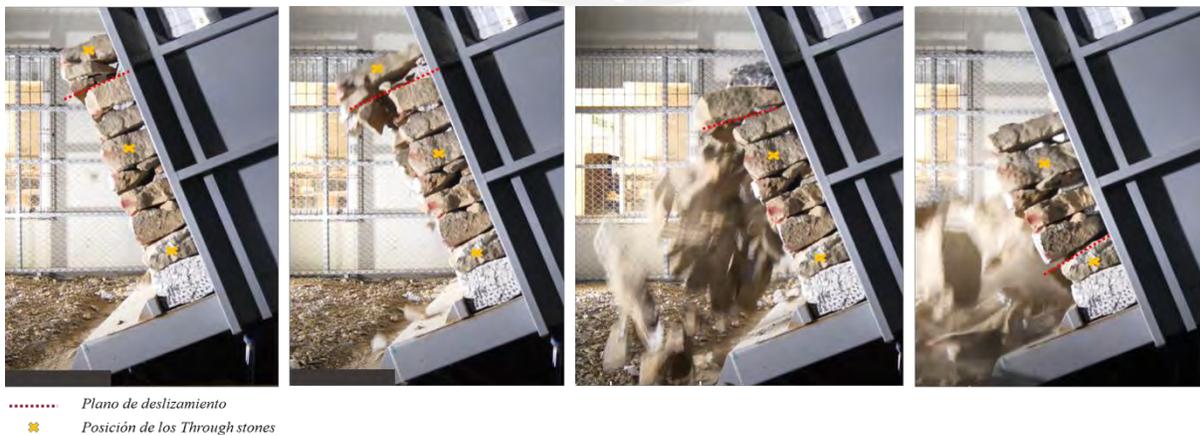


Figura 8.23. Colapso tipo 4 (Deslizamiento parcial o total de la sección transversal): Secuencia de colapso del espécimen 4

### 8.7.2 Resistencia lateral fuera del plano

Las *Tabla 8.2-Tabla 8.4* muestran los resultados obtenidos para los muros de configuraciones 1, 2 y 3, lo cual incluye los ángulos de inclinación de daño inicial y colapso, deriva y tipo de falla para cada espécimen. Los muros comenzaron a sufrir daños, caracterizados por un ruido fuerte (crujido) debido al acomodo de una gran cantidad de rocas a lo largo del muro, para fuerzas laterales promedio ( $F_h/W$ ) de 36%, 32% y 29% del peso para los muros de configuración 1, 2 y 3, respectivamente. La deriva máxima promedio relacionada con este daño inicial fue de  $2.82 \times 10^{-2}$ ,  $3.89 \times 10^{-2}$  y  $3.38 \times 10^{-2}$  para los muros de configuración 1, 2 y 3, respectivamente. Estos valores corresponden a niveles moderados de daño a las paredes rocosas del puerto (del 1,5% al 5%)[67]. Aunque este daño puede ser reparable, se deben realizar más estudios. En cada caso, el colapso se inició en un sector del muro y se extendió al resto del mismo, como se observó en ensayos realizados para muros con bordes laterales libres ([5], [56]). La deriva máxima promedio relacionada con el colapso fue de  $2.82 \times 10^{-2}$  para el muro de configuración 1,  $7.93 \times 10^{-2}$  para el muro de configuración 2 y  $4.55 \times 10^{-2}$  para el muro de configuración 3, con un coeficiente de variación de 35%, 66%, y 55%, respectivamente. Por otro lado, para cada espécimen, hay una deriva media y máxima; estos valores son diferentes porque el mecanismo de colapso no es uniforme a lo largo del muro (varía en los extremos y en el centro). El colapso ocurrió en los muros bajo una fuerza lateral promedio de 37%, 35% y 34% del peso para las configuraciones 1, 2 y 3, respectivamente. La carga de colapso fue de 5% a 15 % mayor que la carga de inicio del daño, lo que indica que se trata de una estructura frágil. Es decir, si bien las configuraciones presentan mayor capacidad, siguen siendo frágiles.

Los muros tienen diferentes secciones transversales y longitudinales según las irregularidades y el proceso de construcción (las diversas formas en que se colocan las piedras). Estos parámetros (la irregularidad y el proceso de construcción) afectan los resultados experimentales, como se puede ver en los valores promedio y los coeficientes de variación obtenidos.

*Tabla 8.2. Resultados para espécimen de configuración 1*

Configuración 1								
	Daño Inicial			Colapso				
	Ángulo (°)	Fh /W (%)	deriva máx $\times 10^{-2}$	Ángulo (°)	Fh /W (%)	Falla	deriva máx $\times 10^{-2}$	deriva promedio $\times 10^{-2}$ (CV)
<b>4</b>	20	34%	3.52	21	36%	4	3.52	<b>2.85</b> (17%)
<b>8</b>	22	37%	2.12	23	39%	3	2.12	<b>1.88</b> (11%)
<i>Promedio</i>		36%	2.82	22	<b>37%</b>		2.82	
<i>CV %</i>		6%			6%		35%	

Tabla 8.3. Resultados para espécimen de configuración 2

Configuración 2								
	Daño Inicial			Colapso				
	Ángulo (°)	Fh /W (%)	deriva máx $\times 10^{-2}$	Ángulo (°)	Fh /W (%)	Falla	deriva máx $\times 10^{-2}$	deriva promedio $\times 10^{-2}$ (CV)
<b>2</b>	21	<b>36%</b>	6.94	23	39%	2	9.82	<b>8.83</b> (10%)
<b>5</b>	17	<b>29%</b>	1.45	19	33%	2	2.05	<b>1.46</b> (36%)
<b>9</b>	18	<b>31%</b>	3.26	20	34%	2	11.94	<b>7.47</b> (53%)
<i>Promedio</i>		32%	3.89	20.7	<b>35%</b>		7.93	
CV %		11%			10%		66%	

Tabla 8.4. Resultados para espécimen de configuración 3

Configuración 3								
	Daño Inicial			Colapso				
	Ángulo (°)	Fh /W (%)	deriva máx $\times 10^{-2}$	Ángulo (°)	Fh /W (%)	Falla	deriva máx $\times 10^{-2}$	deriva promedio $\times 10^{-2}$ (CV)
<b>3</b>	18	31%	5.04	22.4	38%	1	3.86	<b>3.86</b> (- %)
<b>6</b>	17	29%	2.63	20	34%	2	7.33	<b>5.32</b> (53 %)
<b>10</b>	16	28%	2.47	17	29%	2	2.47	<b>1.90</b> (20%)
<i>Promedio</i>		29%	3.38	19.8	<b>34%</b>		4.55	
CV %		6%			13%		55%	

En la Tabla 8.5 se comparan las resistencias laterales experimentales ( $F_h$ ) con el valor analítico promedio, donde se puede observar que este último es conservador y que se obtienen variaciones de hasta un 19% en relación a los resultados experimentales.

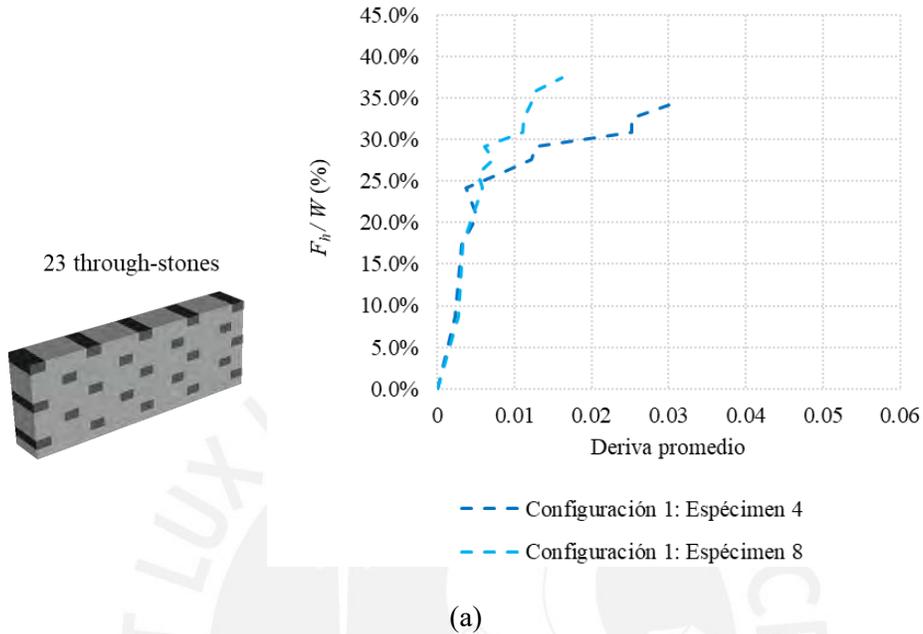
Tabla 8.5 Comparación de  $F_h$  analítica y experimental

$F_h$ experimental de colapso (°)	$F_h$ analítico promedio de colapso (°)	Variación (%)
37	30	19
35	30	14
34	30	12

### 8.7.3 Curva de capacidad

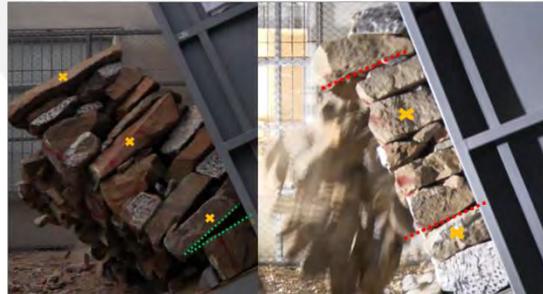
Se presentan las curvas de capacidad de los especímenes de las configuraciones mejoradas en función de la deriva (promedio de cinco puntos de control distribuidos a lo largo del muro) versus la fuerza actuante fuera del plano en función del peso  $F_h/w$  (%). La Figura 8.24a muestra las curvas de capacidad del muro de configuración 1. Las fallas en estos casos se debieron a dos mecanismos de colapso (Figura 8.24b): volteo en bloque (curva celeste, espécimen 8) y deslizamiento (curva azul, espécimen 4). El espécimen 8 fue el más resistente (39% del peso) debido a existe un buen amarre de las piedras (debido a la cantidad de through-stones) y el muro trabaja como un bloque rígido. Por otro lado, en el espécimen 4 se presentaron varios planos

de deslizamiento debido a que se presentaron pocos puntos de contacto entre algunas rocas. Podemos ver que no se presenta el efecto de delaminación por la presencia de through-stones a separación vertical de 300mm. La rigidez inicial es similar en ambos ensayos, indicando un proceso de construcción repetible.



*Especimen 8: Falla Tipo 3  
(Volteo de toda la sección del muro)*

*Especimen 4: Falla Tipo 4  
(Deslizamiento parcial o total de la sección transversal)*

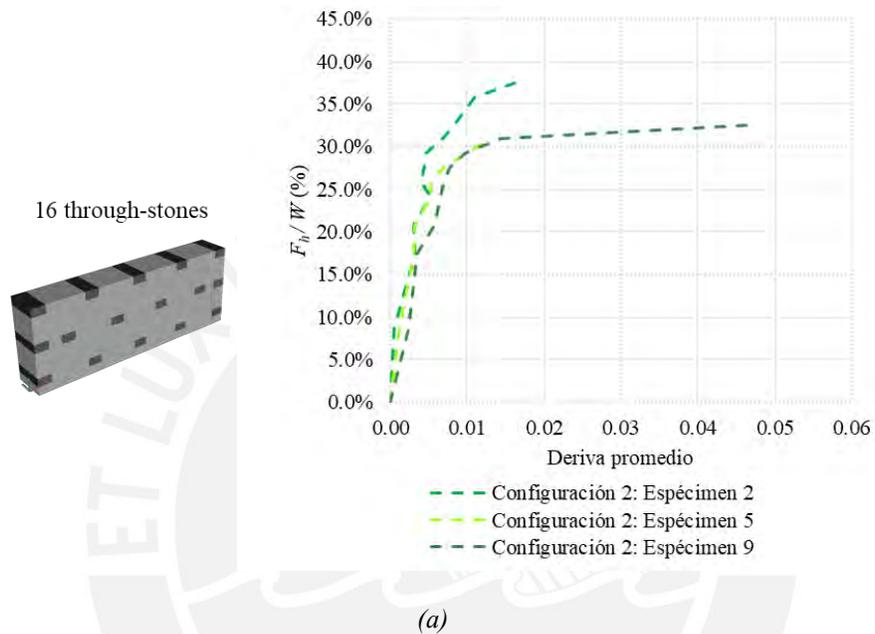


(b)

Figura 8.24. Especímenes de la configuración 1. a) Curva de capacidad. b) Mecanismos de colapso.

La Figura 8.25a muestra las curvas de capacidad del muro de configuración 2. Las fallas en estos casos se debieron a un mecanismo de colapso: deslizamiento de una sección por delaminación (especímen 2,5 y 9), Figura 8.25b. El espécimen 2 fue el más resistente (39% del peso), esto debido a que la delaminación se inició en la parte superior del muro, a diferencia del espécimen 9 donde la delaminación se presentó en la parte inferior del muro. La deriva del espécimen 9 es aproximadamente tres veces mayor que la de los otros especímenes. Esto se debe a que uno de los lados del muro presentó menor amarre en sus elementos (lo que

lo hace más débil) y, por lo tanto, se produjeron mayores movimientos en esa zona. Como resultado, se observan mayores acomodados en el muro y un promedio de deriva más alto en comparación con los otros especímenes. Por otro lado, en el espécimen 5 presentó el comportamiento más débil y frágil (falta de traslape en la sección transversal) debido a que para este ensayo se contó con una cantidad limitada de piedras. Por lo cual, es importante contar con una gran cantidad de piedras antes de la construcción para evitar que, por una cantidad insuficiente de piedras para escoger, no se pueda traslapar (amarrar) el muro adecuadamente.



Especimen 2:

Especimen 9:

Especimen 5:

Falla Tipo 2 (Deslizamiento de una sección por delaminación parcial o total)

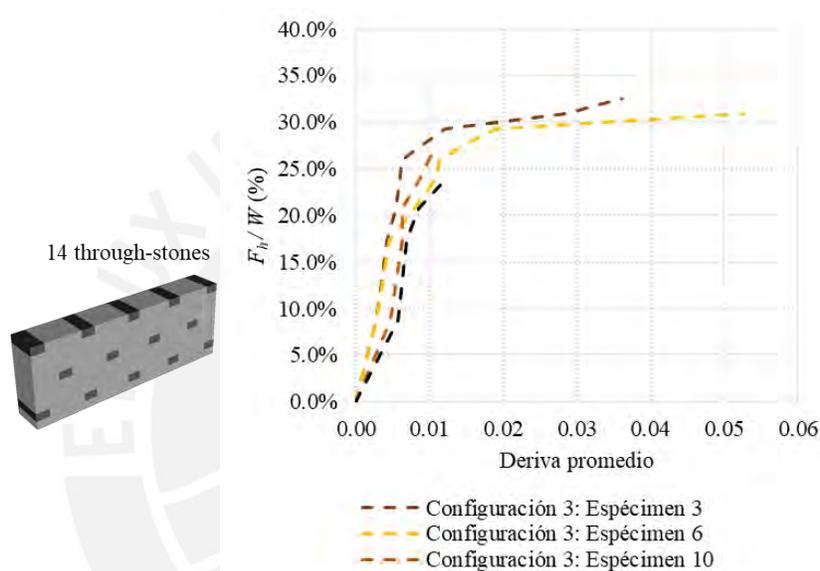


(b)

Figura 8.25. Especímenes de la configuración 2. a) Curva de capacidad. b) Mecanismos de colapso.

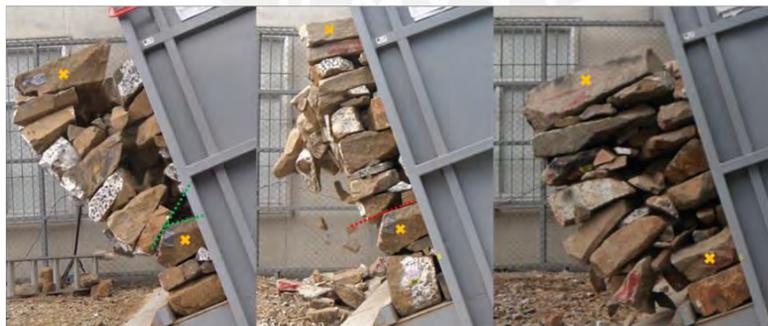
La Figura 8.26a muestra las curvas de capacidad del muro de configuración 3. Las fallas en estos casos se debieron a dos mecanismos de colapso: delaminación y volteo de la sección delaminada (curva marrón, espécimen 3); y deslizamiento de una sección por delaminación (curvas naranjas, espécimen 8 y 10), Figura 8.26b. El espécimen 3 fue el más resistente (38% del peso), sin embargo, para una fuerza lateral actuante del

33% del peso ya se producía el colapso del 30% del muro. De la misma forma, el espécimen 6 presenta una fuerza lateral de colapso del 34% del peso, pero para una fuerza lateral del 31% del peso se presenta un colapso del 15% del volumen del muro. De esta forma podemos ver el impacto que genera no tener un buen amarre en los bordes laterales del muro. En cuanto a las derivas, se puede observar que los especímenes 3 y 6 presentan derivas 3 y 5 veces mayores, respectivamente, en comparación con el espécimen 10. La razón de esta diferencia radica en que el espécimen 10 experimentó un colapso total para un valor de  $F_h/w$  igual al 31%, mientras que los otros especímenes experimentaron colapsos parciales. Esto permitió que, para mayores fuerzas laterales, los puntos de control que no colapsaron continuaran desplazándose.



(a)

Especímen 3: Falla Tipo 1    Especímen 6: Falla tipo 2    Especímen 10: Falla tipo 2



(b)

Figura 8.26. Especímenes de la configuración 2. a) Curva de capacidad. b) Mecanismos de colapso.

Es importante mencionar que en los especímenes se observó un efecto de colapso en 3D, por lo cual, las secciones a lo largo del muro presentaron comportamientos diferentes. En algunos casos un lado del muro

presentó una buena unión en su sección transversal, por lo cual, esta zona presentó menores derivas respecto al otro extremo del muro. Sin embargo, por el traslape longitudinal en el muro se presentó un efecto catenario que genera que el lado más débil del muro jale al resto y se produzca el colapso de todo el muro.

Se ha observado que, en las curvas de capacidad presentadas, la rigidez de la pirca cambia en tres momentos distintos principalmente. En la Figura 8.27 se muestran las rigideces que se presentan, junto con sus límites en términos de derivas. La primera inclinación, que va de  $0^\circ$  a  $5^\circ$ , genera una rigidez inicial (o rigidez de acomodo) llamada  $K_1$ , debido a que se produce un acomodo en las piedras en esta etapa. Después de la inclinación de  $5^\circ$ , se encuentra una zona elástica denominada  $K_2$ , que se considera más representativa como rigidez del muro para realizar cálculos. Por último, se observa una rigidez que marca el inicio del daño, llamada  $K_3$  y que es la rigidez degradada. Después de  $K_3$ , se produce el colapso del muro o deslizamientos en secciones del mismo (aparente ductilidad) antes de colapsar. Sin embargo, en los especímenes de la configuración 1 (Figura 8.24a) se aprecia un aumento en la resistencia antes del colapso. Esto se presentó debido a que luego de  $K_3$  se produce un desplazamiento en bloque de la pirca, luego de lo cual los bloques se acomodan y regresan una rigidez similar a  $K_3$  antes de colapsar.

La Tabla 8.6 muestra los límites en los cuales las rigideces cambian en función de las derivas y  $F_h/W$  (%), los cuales se han obtenido como promedio de los resultados de cada configuración mejorada. Se observa que los mayores coeficientes de variación (35%) se presentan para los límites de deriva de  $K_1$ . En contraste, los límites de resistencia obtenidos presentan coeficientes de variación de hasta 3%, lo que indica que se han obtenido valores similares para las distintas configuraciones mejoradas.

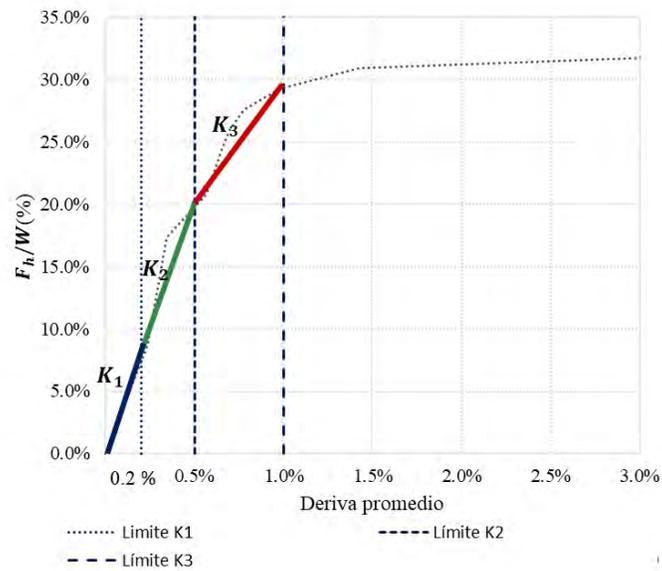


Figura 8.27 Esquema de rigideces en curva de capacidad (límite de derivas)

Tabla 8.6. Límites de rigideces

	Deriva (%)			F <sub>h</sub> /W (%)		
	Promedio	Desviación estándar	Coefficiente de variación	Promedio	Desviación estándar	Coefficiente de variación
<b>K<sub>1</sub> (inicial)</b>	0.2	0.08	35	0.09	0.00005	0.1
<b>K<sub>2</sub> (Elástica)</b>	0.5	0.06	12	0.20	0.00539	2.6
<b>K<sub>3</sub> (Degradada)</b>	1.1	0.16	15	0.30	0.00992	3.4

La Tabla 8.7 presenta una comparación entre K<sub>1</sub>, K<sub>2</sub> y K<sub>3</sub>. En la mayoría de los casos, se observa que K<sub>2</sub> es mayor que K<sub>1</sub>, lo que se debe a que el acomodo de las piedras contribuye a mejorar la trabazón del muro. K<sub>2</sub> puede llegar a ser hasta el doble de K<sub>1</sub>. Sin embargo, en algunos especímenes (especímenes 2 y 5) se observa lo contrario, ya que K<sub>2</sub> presenta un valor menor a K<sub>1</sub>. Esto se interpreta como que la unión generada por las piedras en el proceso de construcción fue muy buena, lo que resultó en que al generar la primera inclinación no se produjo un cambio significativo en la posición de las piedras del muro. Por último, si se compara la variación de K<sub>3</sub> respecto a K<sub>2</sub>, se obtiene una disminución entre el 40% y el 80% respecto a K<sub>2</sub>.

Tabla 8.7 Comparación entre  $K_1$ ,  $K_2$  y  $K_3$

Configuración	Espécimen	$K_1$ (MN/m)	$K_2$ (MN/m)	$K_3$ (MN/m)	Variación $K_3$ respecto $K_2$ (%)	Variación $K_2$ respecto $K_1$ (%)
Configuración 1	4	1.7	1.8	0.5	-73	8
	8	1.4	2.7	0.7	-76	97
Configuración 2	2	7.5	2.0	1.2	-41	-73
	5	3.4	2.5	0.6	-74	-27
	9	1.6	1.6	0.9	-42	1
Configuración 3	3	1.3	2.0	0.6	-72	49
	6	1.3	2.1	0.4	-79	54
	10	0.8	3.1	0.6	-80	275

### 8.8 Comparación del estudio experimental: configuración actual y mejorada

En esta sección se comparan las resistencias laterales fuera del plano de las configuraciones estudiadas (configuración 1, 2 y 3); además se incluye los muros de 1.5 m de los ensayos de Ita et al. [5], denominados configuración 0 o *configuración actual*. En la *Figura 8.28* se muestra las configuraciones a comparar: su número y disposición de through-stones. La configuración actual presenta 6 through-stones aproximadamente, no se realizó un control de la cantidad y posición, por lo cual la imagen es referencial.

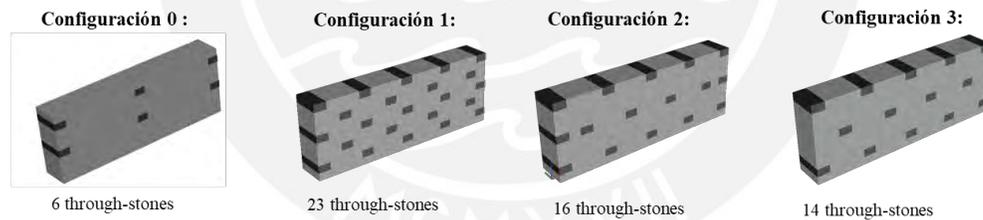


Figura 8.28. Configuración 0 (actual) y configuraciones 1, 2 y 3 (mejoradas)

En la *Figura 8.29a* se muestran las curvas de capacidad promedio de las distintas configuraciones, para las cuales se consideró el promedio de las curvas de sus especímenes. En algunas configuraciones, se aprecia un retroceso en el desplazamiento registrado en la zona de la  $K_3$ . Este retroceso se pudo generar por el giro o acomodo de alguna piedra, lo que provocó que la estación total registrara un retroceso en la lectura de los puntos de control. Asimismo, se observa un aumento significativo en la resistencia en la curva de la configuración 1. Este aumento se debe al desplazamiento en bloque de una sección de la pirca (ductilidad aparente), lo que genera el reacomodo de las piedras de la pirca.

Por otro lado, la diferencia entre  $K_1$  (rigidez inicial) y  $K_2$  (rigidez elástica) es de hasta cuatro veces para la configuración 0, lo cual puede deberse a la poca cantidad de through-stones presentes en su configuración.

En contraste, en las configuraciones mejoradas se ha reportado un aumento de hasta dos veces en la rigidez inicial. En cuanto a las derivas, se ha observado que para las configuraciones 1, 2 y 3, las derivas han sido menores al 3% antes del colapso.

El gráfico de barras de la *Figura 8.29b* ilustra la variación de la resistencia lateral para diferentes configuraciones de muro. La configuración 0, 1, 2 y 3 presentan resistencias laterales al colapso ( $F_h/W$ ), considerando un colapso a lo largo del muro, de 25%, 37%, 35% y 34%, respectivamente. La configuración 3 (líneas rojas discontinuas), representa la resistencia lateral promedio ( $F_h/W=31\%$ ) considerando el colapso parcial y no el global de los muros. Por ejemplo, solamente para los especímenes 6 y 3 se presentó el colapso parcial del 15% y 33% del volumen del muro antes del colapso global, respectivamente. Esto subraya la importancia de tener through-stones para amarrar los bordes laterales, ya que sólo dos through-stones marcan una gran diferencia, para la configuración 2 y la 3.

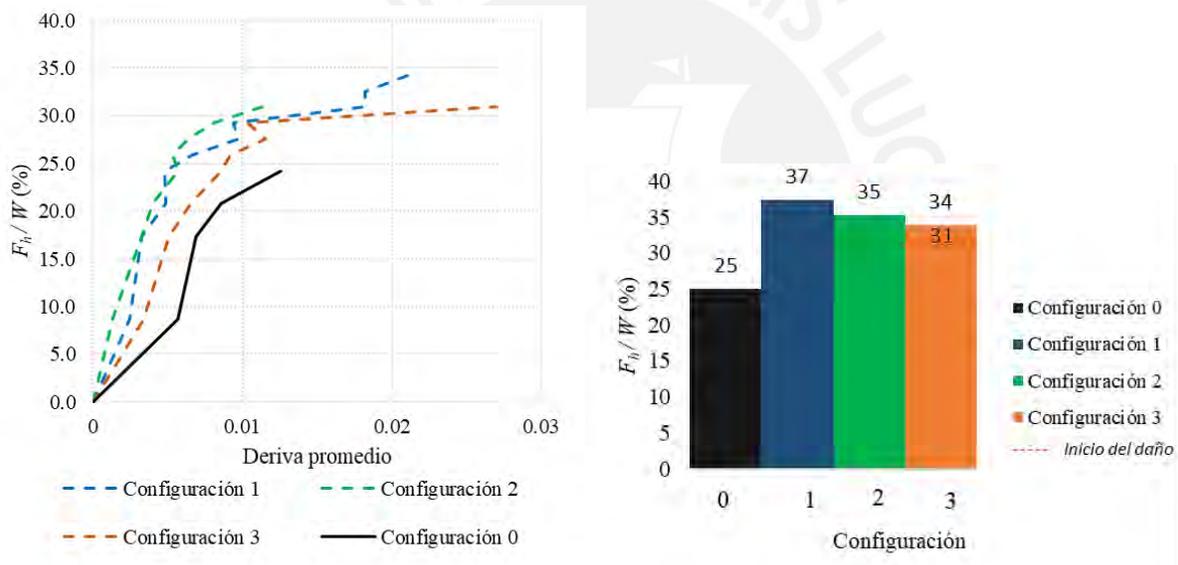


Figura 8.29. Configuraciones 0,1,2 y 3. a) Curvas de capacidad. b) Resistencias laterales al colapso

La *Tabla 8.8* muestra las resistencias laterales promedio ( $F_h/W$ ) de las cuatro configuraciones y el incremento de resistencias de las configuraciones mejoradas respecto a la configuración actual. Las configuraciones 1, 2 y 3 mostraron aumentos de resistencia del 50%, 41% y 35% respectivamente.

Tabla 8.8. Incremento de resistencia lateral

Ensayos experimentales		
Configuración	$F_h/W$ promedio (%)	Incremento (%)
0	25%	
1	37%	50%
2	35%	41%
3	34%	35%

A pesar de que la configuración 1 presentó los mejores resultados, es necesario tener en cuenta la cantidad de through-stones que necesitan ser habilitados antes de iniciar la construcción. Los muros de la configuración 1 necesitan casi tres veces más through-stones que los de la configuración 0, y las configuraciones 2 y 3 necesitan una vez y media más. Por lo cual, el esfuerzo para construir los muros con la técnica mejorada es mucho mayor con respecto al esfuerzo necesario para construir con la técnica actual.

La diferencia entre las configuraciones 2 y 3 es mínima lo cual nos hace pensar que el efecto de colocar las through-stones a manera de confinamiento no representa mayor aumento en resistencia al menos para la relación de aspecto analizada. Entre estas dos configuraciones la configuración 2 será la más recomendable.

Entre la configuración 1 y 2, la configuración 2 sería la más recomendable dado que la configuración 1 es difícil de reproducir por la necesidad de mayor esfuerzo para la construcción y la diferencia de resistencia es solo 6%. En resumen, de las configuraciones estudiadas, la configuración 2 sería la más adecuada.

## 8.9 Comparación del estudio experimental y numérico: configuración mejorada

Las conclusiones obtenidas en el análisis numérico pseudo-estático se han corroborado en cuanto a tendencias, pero no se ha igualado la magnitud de los resultados experimentales. Para ello, esta sección se realizará la calibración final de los modelos numéricos de las configuraciones mejoradas, con el fin de comparar mejor los resultados numéricos y experimentales.

### 8.9.1 Calibración de parámetros de la interface

Para los modelos numéricos, las secciones longitudinales estudiadas son las presentadas en la *Figura 8.1* (configuración 1, configuración 2 y configuración 3). Por otro lado, el parámetro que define las secciones transversales es el traslape (OV): OV0A, OV33A y OV66A (*Figura 8.30*).

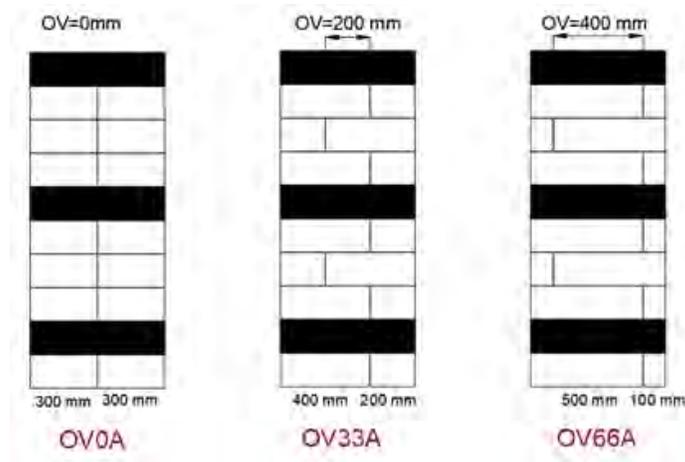


Figura 8.30. Secciones transversales (OV0A, OV33A, OV66A)

Para las propiedades mecánicas de los bloques y juntas, se partió de los valores obtenidos en la calibración preliminar:  $K_N = 5.0 \times 10^7$  N/m,  $K_N/K_S = 2$ , y  $\phi = 20^\circ$ . En la Figura 8.31 se observa que, para estas propiedades, las curvas de capacidad numéricas (curvas colores) no representan lo obtenido experimentalmente (curva negra). Es necesario incrementar la rigidez y capacidad de los modelos numéricos, debido a que la técnica mejorada genera que los muros presenten un mayor amarre.

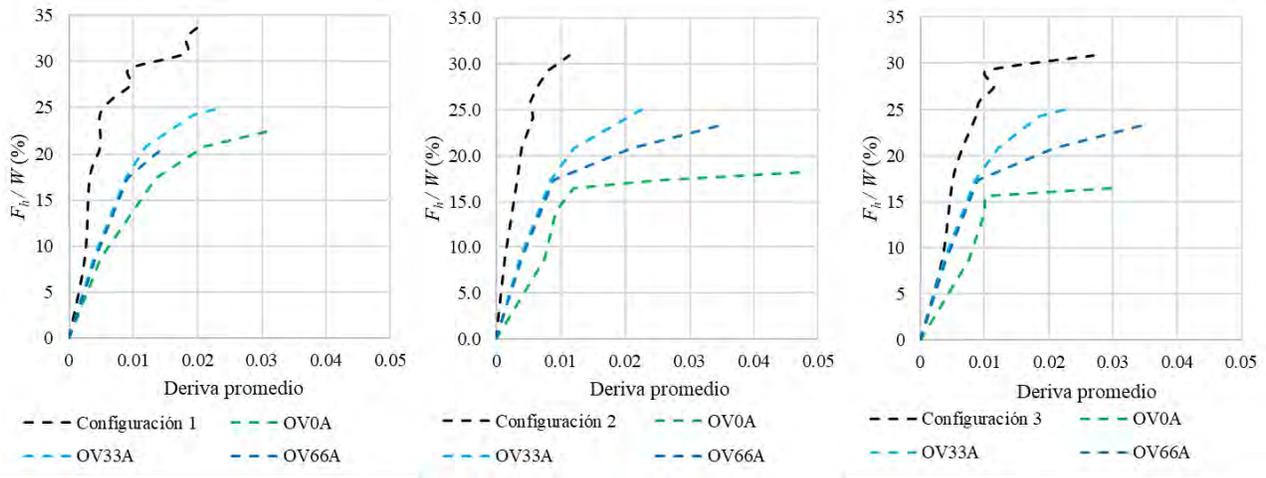


Figura 8.31. Curva de capacidad para  $K_N = 5 \times 10^7$  N/m. a) Configuración 1. b) Configuración 2. c) Configuración 3.

La rigidez normal se calibró utilizando la sección transversal OV33A, que presenta un comportamiento más próximo al observado en los ensayos experimentales. Se utilizaron dos valores  $K_N$  de 200% y 300% de  $5,0 \times 10^7$  N/m, manteniendo constantes las demás propiedades (Tabla 8.9).

En la Figura 8.32 se muestran las curvas de capacidad obtenidas para la configuración 2 y 3 (OV33A) considerando  $K_N$  de 5, 10 y  $15 \times 10^7$  N/m. Se observa que un  $K_N$  de  $10 \times 10^7$  N/m permitió obtener una curva

de capacidad con la misma tendencia que la encontrada en el ensayo experimental, con resultados conservadores para la rigidez del muro y resistencia lateral fuera del plano. Por otro lado, considerar un  $K_N$  de  $15 \times 10^7$  N/m genera que el muro presente un comportamiento muy rígido para la configuración 3. En este proceso de calibración no se tuvo en cuenta la rigidez inicial ( $K_1$ ) de las curvas numérica y experimental, como se hizo en la calibración preliminar.

Tabla 8.9. Propiedades consideradas para la calibración

Propiedades de la interface	
Ángulo de fricción $\phi$ ( $^\circ$ ):	20
Rigidez Normal $K_N$ (N/m):	$10 \times 10^7$ y $15 \times 10^7$
$K_N/K_S$	2

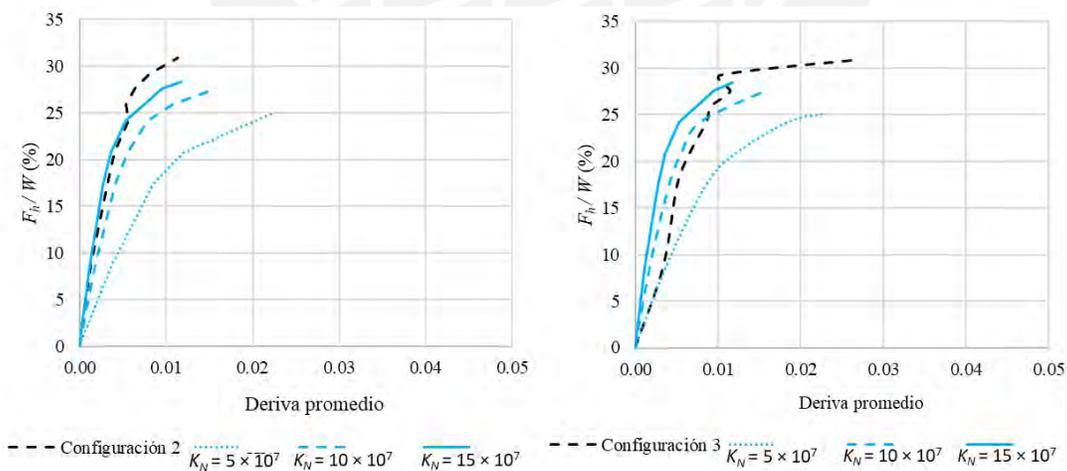


Figura 8.32. Curva de capacidad. a) Configuración 2 (OV33A). b) Configuración 3 (OV33A)

Las curvas de capacidad de las distintas configuraciones se muestran en la Figura 8.33. La sección OV33A pudo representar los resultados de las pruebas experimentales, con una predicción conservadora del cortante

máximo. Sin embargo, no se pudo representar la ductilidad medida experimentalmente. La *Tabla 8.10* muestra las propiedades de la interfaz consideradas para las configuraciones mejoradas.

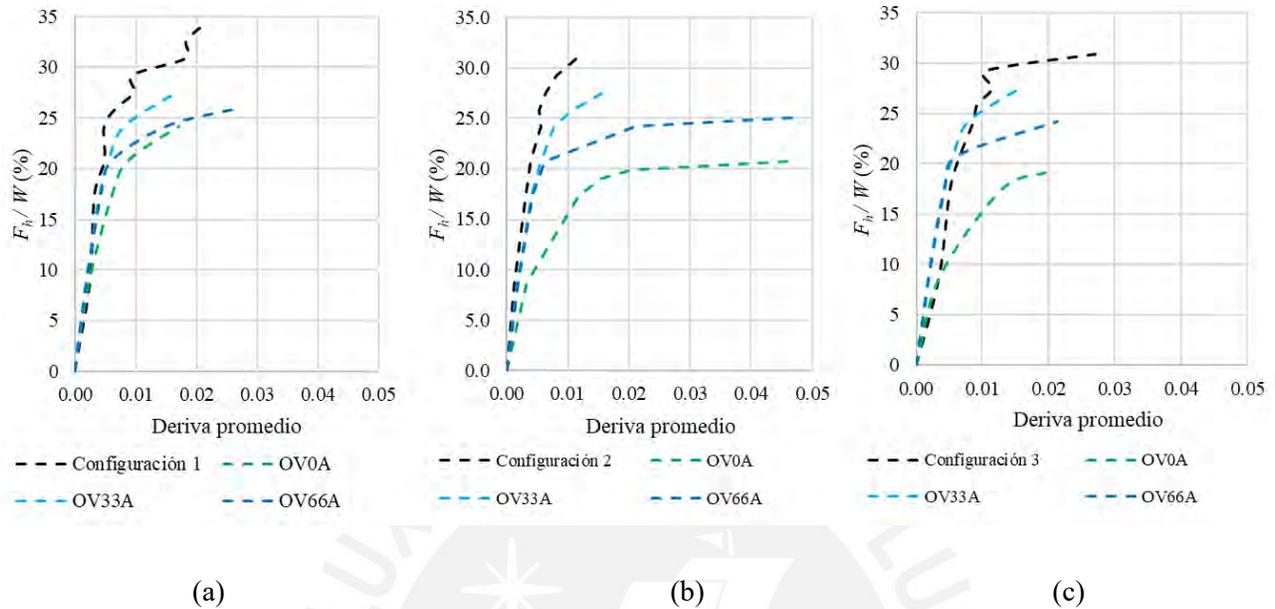


Figura 8.33. Curva de capacidad para  $K_N = 10 \times 10^7$  N/m. a) Configuración 1. b) Configuración 2. c) Configuración 3

Tabla 8.10. Propiedades mecánicas de bloques y juntas.

---

Propiedades de la interface

---

Ángulo de fricción  $\phi$  (°): 20

Rigidez Normal  $K_N$  (N/m):  $10 \times 10^7$

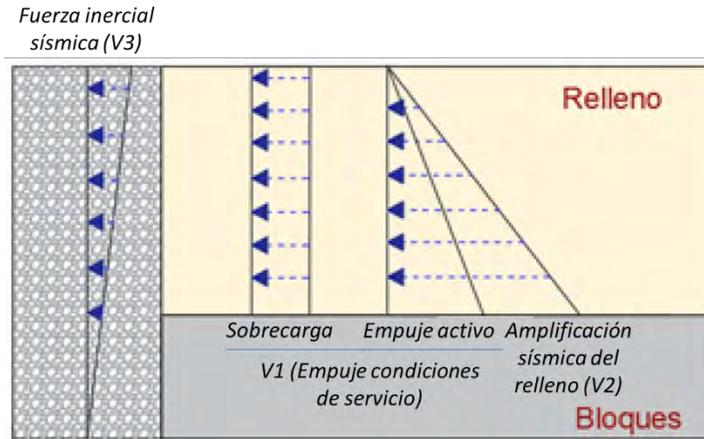
Rigidez Tangencial  $K_s$  (N/m):  $5 \times 10^7$

---

### 8.10 Análisis analítico sísmico estático

De los ensayos experimentales se obtuvo la resistencia lateral fuera del plano de las pircas en función del peso ( $F_h/W$ ). En esta sección, se estimó la fuerza actuante ( $V_{actuante}$ ) por sismo teórica mediante un análisis pseudo-estático. Para esto se asumió un relleno y una sobrecarga; el empuje del relleno en condiciones de

servicio (V1), la amplificación sísmica del relleno (V2) y la fuerza de inercia sísmica del muro (V3) se tuvieron en cuenta como cargas fuera del plano ( *Figura 8.34*), *ecuación 8.6*. Las dos primeras cargas se deben al relleno. El empuje en condiciones de servicio (V1) será calculado según la teoría de Coulomb. La amplificación del empuje debido al sismo (V2) se calculará según Mononobe-Okabe ([65], [68])y la fuerza inercial sísmica de la pircas (V3) se estimará de acuerdo a Saragoni[69].



*Figura 8.34. Fuerzas que actúan en la pircas (adaptado de Ramos [17])*

$$V_{actuante} = V_1 + V_2 + V_3 \quad (8.6)$$

La estimación de la  $V_{actuante}$  requiere información sobre las propiedades del relleno, como el peso específico y el ángulo de fricción. El relleno fue asumido como arena o material granular no cohesivo [17]; por lo tanto, se tomó  $17 \text{ KN/m}^3$  y  $30^\circ$  como densidad y ángulo de fricción respectivamente. La altura del relleno se consideró de 1 metro debido a que según lo visto en el proceso constructivo la base del relleno está compuesta por grandes bloques compactados que generarían empujes despreciables [14]. El peso específico de las pircas fue de  $17.99 \text{ KN/m}^3$ , considerando un porcentaje de vacíos 35%. La estimación de la sobrecarga se realizó en función del material de construcción (mayoría de viviendas son de madera prefabricada) y la carga viva, la sobrecarga total fue de  $2.06 \text{ KN/m}$  [17].

En la *Tabla 8.11* se muestra a manera de ejemplo las fuerzas actuantes parciales ( $V_1$ ,  $V_2$  y  $V_3$ ), en función del peso, que actúan en las pircas de configuración 1 para su resistencia lateral obtenida en los ensayos experimentales. El empuje activo por condiciones de servicio alcanza los mayores porcentajes con 20.5% que representa aproximadamente el 60 % de su capacidad. También se presenta la aceleración de colapso de cada espécimen de la configuración.

Tabla 8.11 Fuerzas resultantes que actúan en la pirca (en función del peso del muro)

Configuración	Espécimen	Ángulo de colapso (°)	Aceleración de colapso (g)	V1: Empuje activo condiciones de servicio	V2: Amplificación sísmica del relleno (M-O)	V3: Fuerza inercial sísmica (saragoni)	Total colapso
1	4	20	0.415	20.50%	3.00%	12.50%	36%
	8	22	0.495	20.50%	3.70%	14.90%	39%

En la *Tabla 8.12* se muestra el resumen de las aceleraciones que ocasionarían el colapso en cada uno de los especímenes de las configuraciones 0,1,2 y 3. En los especímenes de configuración 0 y 3 se observa una gran variabilidad entre sus valores de aceleración de colapso, lo cual se refleja en su coeficiente de variación con respecto al resto de configuraciones. Se verifica que mejorar la configuración de los muros genera incrementos en aceleraciones de colapso de hasta 50%, 70% y 100% para las configuraciones 3,2 y 1; respecto a la configuración 0.

Tabla 8.12 Aceleración de colapso de la configuración actual y mejorada

Configuración	Espécimen	Aceleración de colapso (g)	Media (g)	Desviación estándar (g)	C.V.
0	4	0.167	0.23	0.081	36%
	5	0.194			
	6	0.318			
1	4	0.415	0.46	0.057	12%
	8	0.495			
2	2	0.495	0.40	0.083	21%
	5	0.34			
	9	0.365			
3	3	0.47	0.36	0.118	33%
	6	0.365			
	10	0.235			

Del análisis de amenaza sísmica realizado por Zanelli [14], que siguió la metodología del *Probabilistic Seismic Hazard Analysis* (PSHA), se conoce que el PGA del nivel de sismo frecuente, ocasional, raro, y muy raro es de 0.22, 0.27, 0.51 y 0.61g, respectivamente, para una zona similar a la zona de estudio (asentamientos humanos en la zona este de Lima), considerando una amplificación por topografía de 1.2. En la *Tabla 8.13* se han considerado aceleraciones comprendidas entre 0.22 g y 0.61g para calcular el valor de la fuerza actuante ( $V_{actuante}$ ) y el factor de seguridad correspondiente ( $F_S = V_{Resistente} / V_{actuante}$ ) para cada una de las configuraciones estudiadas. La fuerza resistente ( $V_{Resistente}$ ,  $V_r$ ) se tomó como el valor promedio de los valores experimentales (*Tabla 8.8*). Se aprecia que las pircas de configuración actual no resisten sismos frecuentes. Además, ninguna pirca mejorada resiste un sismo raro (periodo de retorno de 473 años). Para un

sismo ocasional, las configuraciones mejoradas presentan un factor de seguridad de 1.15 en promedio, lo cual no es recomendable al ser incierto el comportamiento de los muros.

Tabla 8.13 Factores de seguridad: Fuerza actuante versus Fuerza resistente

		Factor de Seguridad			
		Configuración			
PGA (g)	V actuante =V1+V2+V3	0 Vr= 25	1 Vr= 37	2 Vr= 35	3 Vr= 34
0.125	25	<b>1.00</b>	1.48	1.40	1.36
0.22 (frecuente)	29	0.88	1.30	1.23	1.19
0.27 (Ocasional)	30	0.82	1.22	1.15	1.12
0.365	34	0.74	1.09	1.03	<b>1.00</b>
0.395	35	0.71	1.06	<b>1.00</b>	0.97
0.44	37	0.68	<b>1.00</b>	0.95	0.92
0.51 (Raro)	40	0.63	0.93	0.88	0.86
0.61 (Muy raro)	44	0.57	0.85	0.80	0.78

Valores en % del peso del muro

Debido a que  $V_{actuante}$  presenta varias incertidumbres (sobrecarga, peso específico del relleno, etc.), se llevó a cabo un análisis de sensibilidad variando las condiciones del relleno. La Figura 8.35, Figura 8.36 y Figura 8.37 muestran los factores de seguridad obtenidos para los cuatro arreglos en un escenario sísmico frecuente, considerando variaciones en el ángulo de fricción del relleno, la sobrecarga y el peso específico.

La Figura 8.35 muestra los diferentes factores de seguridad obtenidos para diferentes calidades de suelo ( $\phi = 45^\circ$ , suelo selecto;  $\phi = 30^\circ$ , buen suelo; y  $\phi = 15^\circ$ , mal suelo) [70]. Se puede observar que la configuración 0 presenta un factor de seguridad mayor a uno si se utiliza material de relleno selecto. Por otro lado, las configuraciones mejoradas son seguras para suelos selectos y buenos. Es importante destacar que mejorar la calidad del suelo puede aumentar el factor de seguridad en más del 100% en comparación con un suelo de baja calidad. Se observa que el empuje en condiciones de servicio ( $V_1$ ) y el empuje sísmico ( $V_2$ ) se incrementan a medida que se reduce el ángulo de fricción, mientras que la fuerza inercial sísmica de la "pirca" ( $V_3$ ) permanece invariable debido a que no está influenciada por las propiedades del relleno.

La Figura 8.36 muestra los factores de seguridad obtenidos para dos sobrecargas diferentes. Se consideraron el 100% y el 200% de 2.06 KN/m. Se observó una disminución del 14% del factor de seguridad debido al aumento de la sobrecarga, lo que indica que el ángulo de fricción del suelo es un factor más crítico a considerar. El empuje en condiciones de servicio ( $V_1$ ) aumenta a medida que aumenta la sobrecarga. En contraste, el empuje sísmico ( $V_2$ ) y la fuerza inercial sísmica de la pirca ( $V_3$ ) no se ven afectados por la sobrecarga, ya que no dependen de ella.

La Figura 8.37 muestra los factores de seguridad obtenidos para diferentes pesos específicos del suelo ( $\gamma$ ), considerando un rango de valores que incluyen los pesos específicos de los materiales de relleno sueltos y densos ( $12 \text{ kN/m}^3$  a  $22 \text{ kN/m}^3$ )[71]. Se observa que, para un muro de configuración actual, el factor de seguridad aumenta hasta un 50% a medida que disminuye el peso específico del suelo. Se obtiene un factor de seguridad mayor que uno solo para las configuraciones mejoradas. El empuje en condiciones de servicio ( $V_1$ ) y el empuje sísmico ( $V_2$ ) aumentan a medida que aumenta el peso específico del suelo. Al mismo tiempo, la fuerza inercial sísmica de la pirca ( $V_3$ ) no depende de este parámetro.

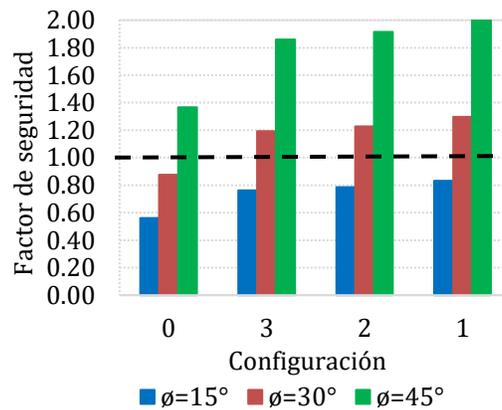


Figura 8.35. Factor seguridad: suelo seleccionado ( $\phi=45^\circ$ ), suelo bueno ( $\phi=30^\circ$ ) y suelo pobre ( $\phi=15^\circ$ ); sobrecarga= $2.06 \text{ kN/m}$  y peso específico= $17 \text{ kN/m}^3$

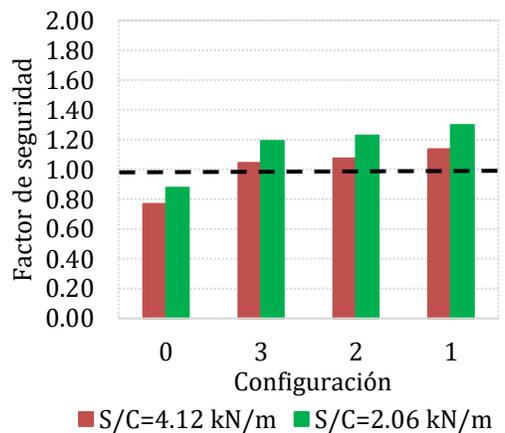


Figura 8.36. Factor de seguridad: sobrecarga de  $2.06 \text{ kN/m}$  y  $4.12 \text{ kN/m}$  ( $\phi = 30^\circ$  y peso específico= $17 \text{ kN/m}^3$ )

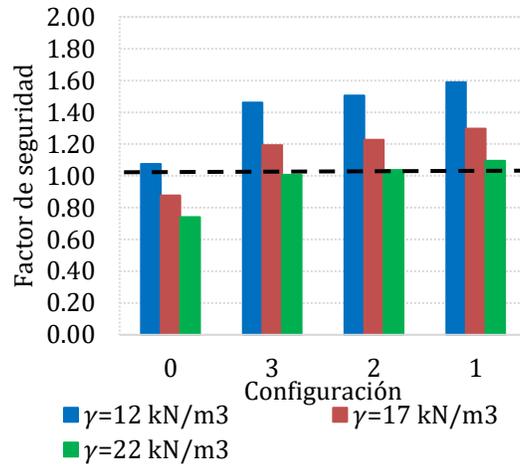


Figura 8.37. Factor de seguridad: peso específico del suelo (sobrecarga=2,06 kN/m y  $\varphi = 30^\circ$ )

## 8.11 Curva de fragilidad y daño

Las curvas de fragilidad representan la probabilidad de alcanzar o exceder un estado de daño límite específico, dada una respuesta estructural ante una acción sísmica (FEMA, 1999)[72]. A partir de estas curvas de fragilidad se pueden construir las funciones de daño esperado, útiles para realizar la evaluación del riesgo sísmico. La función de daño esperado es una expresión matemática que permite relacionar el daño estructural generado con respecto a un parámetro de intensidad determinado, que en este trabajo es la aceleración máxima del terreno (PGA).

Del estudio de Zanelli (2019) en viviendas de ladera se desprende que principalmente se cuentan con tres sistemas estructurales: madera, mampostería simple y sistemas no tecnificados, que representan el 44%, 34% y 22% de las viviendas, respectivamente [14]. En el Informe Técnico ERN-CAPRA-T1-3, estudiado en Guatemala, se presentan las definiciones de los sistemas estructurales considerados [73]. El sistema de madera se compone de un sistema estructural principal de madera (vigas, columnas, losas), paredes de madera u otro material, cubierta de techo ligero (calamina) y viviendas de uno o dos pisos. El sistema de mampostería simple está constituido por un sistema estructural de muros de arcilla, cubierta de techo ligero (calamina) y viviendas de uno o dos pisos. Por otro lado, el sistema no tecnificado se refiere a una estructura indefinida de cualquier tipo de material de desecho y viviendas de un piso. La Figura 8.38 presenta las curvas de vulnerabilidad sísmica de viviendas informales de estos tres sistemas [73]. El eje horizontal representa la máxima aceleración del terreno (PGA) y el eje vertical el porcentaje de daño estructural que podrían sufrir las viviendas.

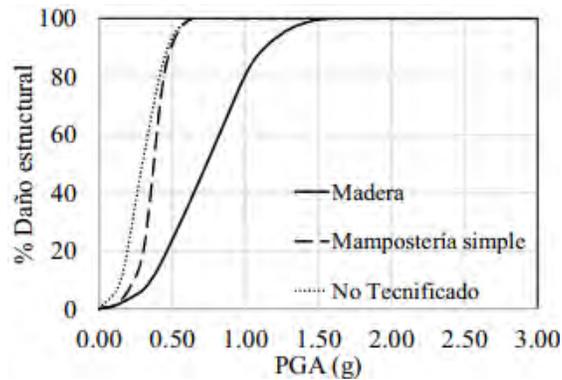


Figura 8.38. Curvas de vulnerabilidad sísmica de viviendas con sistemas estructurales de madera, mampostería simple y no tecnificado [14]. (Adaptado [73])

En esta investigación, se utilizaron los resultados obtenidos en la sección 8.10 (análisis analítico sísmico estático) para obtener las curvas de fragilidad, basándose en los resultados experimentales pseudo-estáticos. La Figura 8.39 muestra las curvas de fragilidad de las pircas de configuración 0, 1, 2 y 3. El eje horizontal representa la máxima aceleración del terreno plano (PGA) y el eje vertical representa la probabilidad de alcanzar el estado de colapso. Es importante mencionar que se generaron las curvas con la información de solo 3 puntos. En un estudio a futuro, es necesario realizar un análisis con una mayor cantidad de ensayos, para poder encontrar funciones de vulnerabilidad más precisas. En el caso de un sismo frecuente, se ha determinado que las pircas de configuración actual presentan una probabilidad del 100% de colapso. En cambio, las configuraciones mejoradas tienen una probabilidad menor al 40%. Por otro lado, para un sismo ocasional, se ha estimado una probabilidad de colapso cercana al 40% para las pircas de configuración 3. No obstante, en caso de un sismo raro, todas las pircas tienen una probabilidad de colapso del 100%.

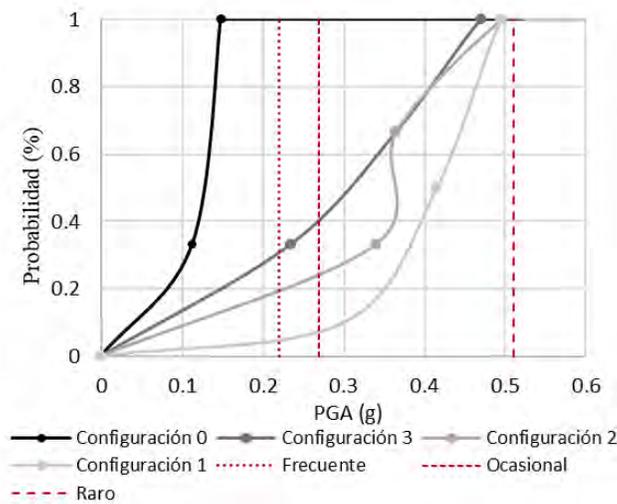


Figura 8.39 Curva de fragilidad (Colapso)

Con fines de comparación, en la Figura 8.40 se muestran las curvas de vulnerabilidad sísmica de las pircas (configuración 0,1,2 y 3) y de las viviendas (mampostería simple y no tecnificado). El eje horizontal representa la máxima aceleración del terreno plano (PGA) y el eje vertical representa el porcentaje de daño para el estado de colapso. Se aprecia que tanto las pircas de configuración mejorada como las viviendas de mampostería y sistema no tecnificado presentan cerca del 40% de daño para un sismo ocasional y 100 % de daño para un sismo raro. En términos generales, se aprecia que la vulnerabilidad de las pircas de configuración mejorada es similar a la presentada por las viviendas de mampostería simple o no tecnificadas.

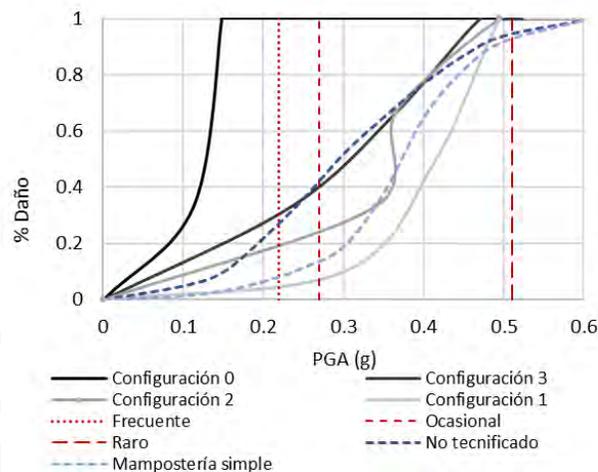


Figura 8.40 Curva de daño (colapso)

## 8.12 Estimación del periodo de vibración

### 8.12.1 Estimación del periodo mediante vibraciones ambientales

- Equipo

Las vibraciones ambientales están presentes en el entorno natural y artificial de un lugar, causadas por diversas fuentes, como la actividad humana (ruido del tráfico, construcción de edificios, transporte público, etc.), industrial y ambiental (viento, agua, lluvia, animales, etc.). Estas vibraciones actúan como ruido blanco, sirviendo de fuente de excitación mecánica para los muros, que empiezan a resonar con sus propias frecuencias libres y modos de vibración.

Para medir las vibraciones ambientales, se utilizó la estación portátil Minishark 1.0.1 (Figura 8.41a) desarrollada por KEAS-Group y el laboratorio ISTERre de la Universidad de Grenoble Alpes (UGA). Sólo se utilizó un sensor sísmico direccional de medición de la velocidad (Lennartz LE-3Dlite MkIII), por lo que no se pudieron realizar mediciones simultáneas (Figura 8.41b). Este sensor sísmico registra velocidades en el

rango de frecuencias de 1 Hz a 100 Hz, lo que resulta adecuado, ya que las frecuencias fuera de este intervalo no dominan la prueba.



Figura 8.41. Equipos utilizados. a) MiniShark. b) Sensor sísmico



Figura 8.42. Medición de vibración ambiental en muro de configuración 2

- Procesamiento seguido

Se realizaron mediciones de vibraciones ambientales en el centro superior y la base del espécimen 2 (configuración 2) y espécimen 3 (configuración 3) para determinar sus periodos predominantes fuera del plano, como se ilustra en la *Figura 8.42*. En la *Figura 8.43* se muestra el proceso para determinar la frecuencia predominante fuera del plano de los muros. Lo ideal sería medir el ruido blanco en la parte superior e inferior del muro simultáneamente; sin embargo, como sólo había un sensor sísmico, esta medición tuvo que hacerse consecutivamente, asegurando al mismo tiempo que las condiciones ambientales se mantuvieran constantes. Los datos se recogieron durante un periodo de 20 minutos en cada lugar, con una frecuencia de 200 muestras

tomadas cada segundo. El sensor registró 3 direcciones: perpendicular al muro, dentro del plano del muro y una componente vertical.

Con los registros en la parte central inferior y superior del muro se calculó los espectros de Fourier de la componente fuera del plano del muro. Posteriormente, se estimó al cociente de valores espectrales para calcular la frecuencia predominante en a la dirección fuera del plano.

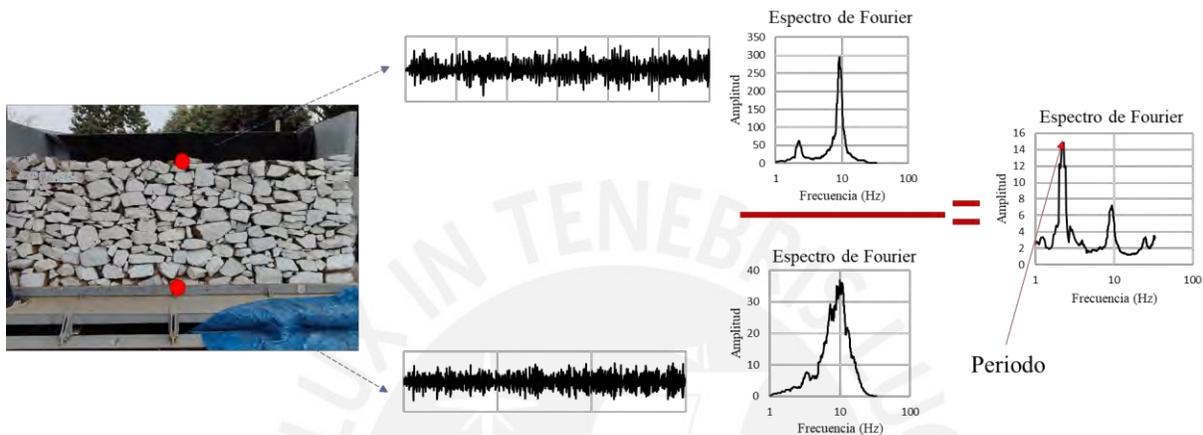


Figura 8.43. Esquema seguido para el cálculo de la frecuencia predominante (valores de ejemplo)

- Resultados

En la Figura 8.44 se muestra los cocientes espectrales obtenidos, se obtuvo que las frecuencias predominantes fuera del plano de las configuraciones 2 y 3 son 4.27 y 3.78 Hz, respectivamente. Los muros son muy similares en configuración, por lo cual las frecuencias predominantes deben presentar el mismo orden de magnitud. Para el muro de configuración 2 se tuvo diversos picos, hay que recordar que el muro está formado por elementos discreto, por lo cual es posible que se colocará el sensor sísmico en una roca que provocó que los picos más altos representen el comportamiento de solo una zona del muro. Al tener los valores de la configuración 3 se pudo discernir que pico escoger (el tercer pico) como predominante para la configuración 2. De las frecuencias perpendiculares al plano de cada configuración ( $f$ ) se obtiene el periodo,  $T=1/f$ .

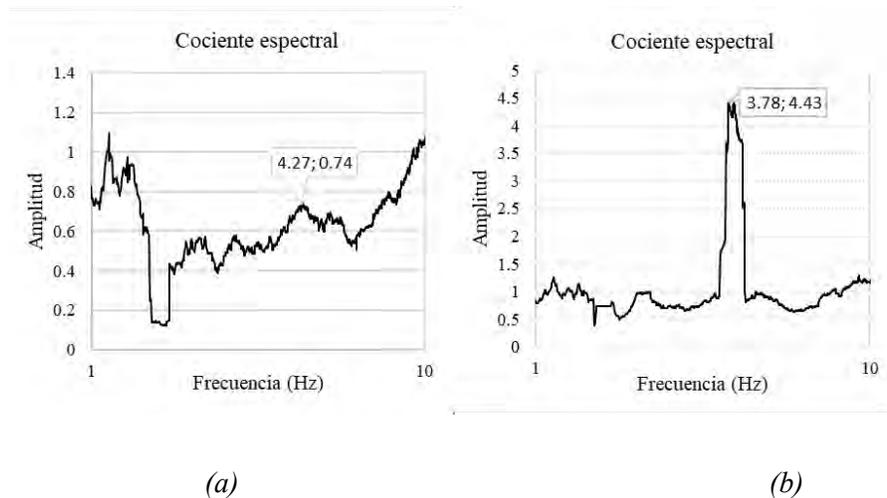


Figura 8.44. Cociente espectral. a) Configuración 2 (especimen 2). b) Configuración 3 (especimen 3)

### 8.12.2 Estimación analítica

Se han calculado los periodos de forma analítica considerando dos modelos: masa concentrada y masa distribuida (Figura 8.45). En la Tabla 8.14 se presentan los parámetros utilizados para el cálculo de los periodos analíticos.

Para el modelo de masa concentrada (Figura 8.45a) se utilizó la ecuación 8.7 [74] para determinar el período. El período se puede expresar en términos de la rigidez ( $k$ ), y la masa de la pírca ( $M$ ). Para obtener  $k$  se consideró la rigidez generada desde una inclinación  $0^\circ$  ( $F_h/W=0\%$ ) hasta la inclinación  $12^\circ$  ( $F_h/W=20.8\%$ ). En la Figura 8.46 se presenta la curva de capacidad de los especímenes 2 y 3, desplazamiento en la parte superior del muro versus  $F_h/W$ . A partir de esta curva, se obtuvieron valores de rigidez  $k$  de 2905 kN/m y 1661 kN/m para los muros de las configuraciones 2 y 3, respectivamente. Por otro lado, el muro tiene una longitud de 4 m, una altura de 1.5 m, un ancho de 0.6 m y una masa  $M$  de 6600 kg.

Para el modelo de masa distribuida (Figura 8.45b) se utilizó la ecuación 8.8-8.11 [74] para determinar el período. El período se puede expresar en términos de masa generalizada ( $M^*$ ) y la rigidez generalizada ( $k^*$ ). Se consideró una función de forma  $\Psi(x)$  correspondiente a una carga triangular, y el periodo se calculó utilizando la ecuación 8.11. Para calcular la rigidez del muro, se relacionó el término  $EI$  con la rigidez utilizando la siguiente fórmula:  $EI = \frac{kH^3}{3}$ , donde  $m$  es la masa por unidad de longitud,  $E$  es el módulo de elasticidad e  $I$  es la inercia.

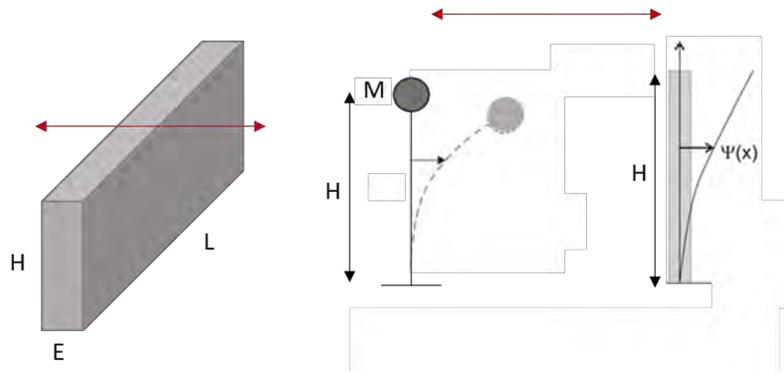


Figura 8.45 Modelos analíticos, a) Masa concentrada. b) Masa distribuida

Tabla 8.14. Parámetros usados para calcular el periodo analítico de las pircas

	Propiedad	Unidades	espécimen 2	espécimen 3
Dimensiones de la pirca	Altura ( $H$ )	$m$	1.5	1.5
	Longitud ( $L$ )	$m$	4	4
	Espesor ( $E$ )	$m$	0.6	0.6
Propiedades de la pirca	Masa del muro ( $M$ )	$kg$	6600	6600
	Masa por unidad de longitud	$kg$	4400	4400
	Peso del muro ( $W$ )	$N$	64746	64746
	Inercia ( $I$ )	$m^4$	0.1	0.1
Datos de curva de capacidad para calcular la rigidez	Fuerza en función del peso ( $\%W$ )	(%)	0.2079	0.2079
	Fuerza ( $F$ )	$N$	13461	13461
	Desplazamiento ( $D$ )	$m$	0.0046333	0.0081
	Rigidez ( $k$ )	$kN/m$	2905	1661
	$EI$	$kNm^2$	3268357	1869541
Masa distribuida	Periodo ( $T$ )	$s$	0.15	0.19
Masa concentrada	Periodo ( $T$ )	$s$	0.30	0.40

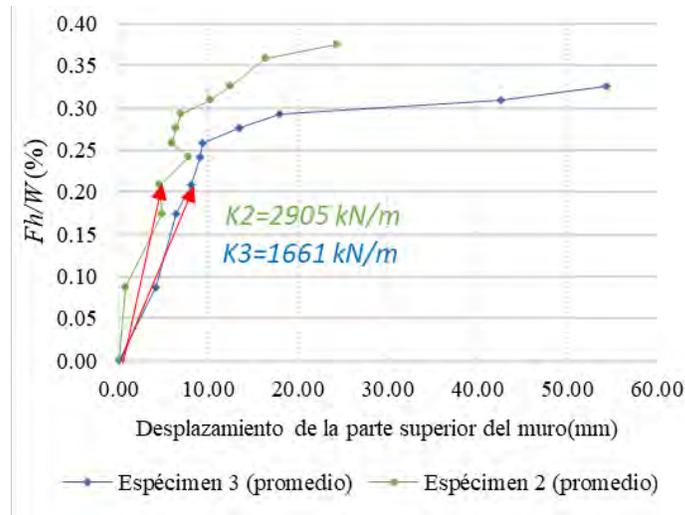


Figura 8.46. Curva de capacidad experimental: Rigidez de los especímenes ensayados

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{k}} \quad (8.7)$$

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M^*}{k^*}} \quad (8.8)$$

$$M^* = \int_0^H m [\Psi(x)]^2 dx \quad (8.9)$$

$$K^* = \int_0^H EI [\Psi(x)'' ]^2 dx \quad (8.10)$$

$$T = 1.786 \sqrt{\frac{mH^4}{EI}} \quad (8.11)$$

Donde:

$M$  es la masa de la pirca ( $M$ )

$K$  es la rigidez

$M^*$  es la masa generalizada

$k^*$  es la rigidez generalizada

$m$  es la masa por unidad de longitud

$\Psi(x)$  es la función de forma

$E$  es el módulo de elasticidad

$I$  es la inercia

$T$  es el periodo

La Tabla 8.15 muestra que los resultados obtenidos en las mediciones experimentales se encuentran dentro del rango de los valores calculados analíticamente. No obstante, es importante mencionar que los valores teóricos no consideran la naturaleza discreta del muro, lo que hace que los valores experimentales sean mayores que los resultados analíticos considerando una masa distribuida continua. Se observa que el modelo de masa concentrada tiene un período más flexible que el considerar la masa distribuida, lo que resulta en períodos mayores. Además, se confirma que el muro de configuración 3 presenta un período mayor, ya que tiene menos rigidez. Si consideramos que el muro es de concreto ( $f'c=300\text{kgf/cm}^2$ ) los períodos obtenidos son similares. En comparación con los especímenes 3 y 2, el período de un muro de concreto sería un 10% menor o un 15% mayor, respectivamente.

*Tabla 8.15. Periodos fuera del plano (método analítico y experimental)*

Periodo fuera del plano del muro (s)			
Configuración	T analítico (Masa concentrada)	T analítico (Masa distribuida)	T experimental
2	0.30	0.15	0.23
3	0.40	0.19	0.26

### 8.13 Conclusiones del capítulo

Se ha comprobado que la técnica de construcción actual puede mejorarse utilizando regularmente los through-stones, lo que conduce a un aumento de la resistencia lateral perpendicular al plano. Sin embargo, esta mejora es limitada; por ejemplo, la configuración 2 (16 through-stones) alcanza el 96% de la resistencia que consigue la configuración 1 (23 through-stones).

Los resultados numéricos y experimentales mostraron la misma tendencia, validándose la conclusión obtenida en el estudio numérico. Por ejemplo, la configuración 3 tenía un coeficiente de variación del 3%, frente al 6% de la configuración 1. Esto indica que, al haber más through-stones, la variabilidad de los resultados es menor. Además, hubo menos de un 10% de diferencia entre las resistencias de las configuraciones 1, 2 y 3, como se observó en los resultados numéricos.

Se consiguió hasta un 50%, 41% y 35% de incremento de la resistencia lateral con las configuraciones 1, 2 y 3 respectivamente, lo que verifica la eficacia de los through-stones. Sin embargo, es necesario evaluar la viabilidad de tales medidas para los pobladores locales. Por ejemplo, los maestros pirqueros tuvieron que recibir capacitación sobre la importancia de las through-stones y el traslape antes de construir los muros. La colocación de through-stones en las hileras superiores era difícil debido a su peso; mientras que dos trabajadores bastaban para una pirca de configuración actual, se necesitaron hasta 4 personas para las configuraciones mejoradas.

Se verificó que para una separación vertical de through-stones mayores a 600 mm se presenta el efecto de delaminación (configuración 3). Por otro lado, para separaciones de 600 mm (configuración 2) en caso se presente traslape entre las piedras de hojas diferentes se puede evitar la delaminación. En los especímenes mejorados, los maestros pirqueros mejoraron su técnica prestando más atención al traslape o amarre que debe tener el muro, sin embargo, este parámetro sigue siendo muy complejo de controlar por las irregularidades de las piedras.

Supervisar la construcción correcta de los traslapes en la sección transversal del muro puede ser complicado pues es un proceso constante. Parece más sencillo controlar la cantidad y la colocación de los through-stones, es por eso por lo que se recomendaría utilizar estos parámetros en los para la construcción de las pircas.

Los modelos numéricos de las configuraciones mejoradas pudieron representar lo obtenido experimentalmente, sin embargo, con una predicción conservadora de la resistencia lateral fuera del plano (hasta 20 % menor). El modelo numérico no pudo representar la ductilidad medida experimentalmente, lo que constituye una limitación del modelo.

Otra limitación de los enfoques pseudo-estático se presenta en el análisis ante cargas sísmicas de muros tipo pirca. Si bien los análisis pseudo-estáticos son generalmente conservadores, la carga unidireccional aplicada en el modelo no es representativa de un mecanismo de oscilación del muro. Es por ello que se requiere realizar estudios más detallados con la aplicación de cargas dinámicas. En el siguiente capítulo se realizan análisis numéricos DEM con un enfoque dinámico para verificar los resultados obtenidos en la campaña experimental pseudo-estático.

## 9 CAPÍTULO IX: ANÁLISIS NUMÉRICO DEM – DINÁMICO

En este capítulo se estudió el comportamiento fuera del plano de diferentes configuraciones de pircas mediante modelos numéricos dinámicos sometidos a movimientos en su base con el fin de validar los resultados de los análisis pseudo-estáticos. Primero se estudió la influencia de la frecuencia de la señal en la base en el comportamiento dinámico del muro. Se sometió a los modelos numéricos a señales armónicas constantes y crecientes. Posteriormente, para estudiar la influencia de la configuración del muro en su desempeño dinámico se sometió a los modelos a una señal sísmica, representativa de los sismos peruanos, escalada en varias amplitudes para obtener las aceleraciones máximas del suelo (PGA) que provocan el inicio del daño y colapso de los muros. Se aplicaron criterios cualitativos para describir los niveles de daño y su respuesta asociada del muro.

### 9.1 Configuraciones del muro

Del estudio numérico y experimental pseudo-estático se obtuvo que los parámetros críticos que afectan el comportamiento fuera del plano de los muros de piedra son los through-stones y el traslape de piedras en la sección transversal. Para validar los resultados pseudo-estáticos se elaboraron 9 modelos con DEM con las configuraciones mejoradas. Para esto se consideraron tres secciones longitudinales (*Figura 8.1*) y tres secciones transversales (*Figura 8.30*), mismas secciones consideradas en la *sección 8.9*.

Para el modelado numérico dinámico se empleó el software YADE y el tipo de elemento de clump regular, que se habían utilizado en el análisis numérico pseudo-estático.

#### 9.1.1 Propiedades mecánicas

Las propiedades mecánicas de los bloques se basaron en los resultados obtenidos en la calibración de los modelos pseudo-estáticos (*capítulo 8*). La *Tabla 9.1* muestra las propiedades mecánicas de los bloques y juntas elegidas. No se consideró un valor de amortiguamiento en el modelo numérico. Dado que se busca determinar el PGA para distintos niveles de daño del muro, la fase de movimiento fuerte se convierte en la parte más crucial de la respuesta desde una perspectiva ingenieril. En consecuencia, la utilización de un amortiguamiento nulo generará resultados satisfactorios durante esta etapa crítica del movimiento [59]. La geometría de los agregados contribuye a la disipación de energía por fricción, por lo que el comportamiento generalmente es conservativo. Para analizar los muros, se empleó el mismo ordenador utilizado en el análisis numérico pseudo-estático; el tiempo computacional promedio fue de una hora por segundo de la señal. En

ausencia de resultados experimentales dinámicos, aún no se ha buscado la calibración precisa del modelo numérico. Los resultados obtenidos son resultados preliminares.

*Tabla 9.1. Propiedades mecánicas de bloques y juntas*

	<b>Parámetros</b>	<b>Valor</b>
<b>Bloques</b>	<b>Peso específico (KN/m<sup>3</sup>)</b>	27.67
	<b>K<sub>N</sub> (N/m)</b>	10 (x 10 <sup>7</sup> )
<b>Juntas</b>	<b>K<sub>N</sub>/K<sub>s</sub></b>	2
	<b>ϕ (°)</b>	20
<b>Otros</b>	<b>Paso de tiempo Δt (s)</b>	0.00015
	<b>Amortiguamiento (ξ)</b>	ninguno

## 9.2 Nivel de daño cualitativo

Se han propuesto tres niveles de daño (ligero, moderado y colapso) para describir el estado de un muro de piedra de junta seca (sin relleno) sometido a movimientos perpendiculares a su plano, utilizando criterios cualitativos. Estos criterios se basan en lo observado en los modelos numéricos dinámicos y en los ensayos experimentales pseudo-estático realizados en el presente trabajo.

En el nivel de daño ligero, se produce un acomodo de las piedras, lo que resulta en desplazamientos pequeños o moderados, manteniendo la integridad del muro. En algunos casos, algunas piedras pueden desprenderse debido a que no se encontraban bien ensambladas en el muro. En el nivel de daño moderado, comienza a perderse la integridad del muro, lo que provoca el desprendimiento de algunas piedras debido a las fuerzas aplicadas. Finalmente, en el nivel de colapso, se produce el colapso parcial o total del muro. El colapso puede iniciarse en los extremos del muro o producirse en todo el muro.

La descripción de los niveles de daño está claramente definida, lo que reduce la posible subjetividad en las evaluaciones. En la *Tabla 9.2* se resumen estos criterios y su relación con la respuesta global del muro. Basándose en estos niveles, se ha propuesto un criterio cuantitativo que se fundamenta en las derivas obtenidas en el análisis dinámico, lo que permite definir con mayor precisión los diferentes niveles de daño. Este criterio cuantitativo se describe en la sección 9.6.

Tabla 9.2. Niveles de daño

Nivel de daño	Descripción
1 Daño Ligero	Deslizamientos pequeños o moderados entre los bloques.
2 Daño moderado	Colapso (por deslizamiento) de algunos bloques del muro
3 Colapso	Colapso en los extremos del muro o a lo largo

### 9.3 Cálculo del periodo del modelo numérico

Para determinar la frecuencia predominante fuera del plano del muro se aplicó una señal de ruido blanco al modelo numérico. En la *Figura 9.1* se muestra la señal de ruido blanco que contiene todas las frecuencias de igual amplitud hasta los 20 Hz. La señal se aplicó en la cimentación como se muestra en la *Figura 9.2*.

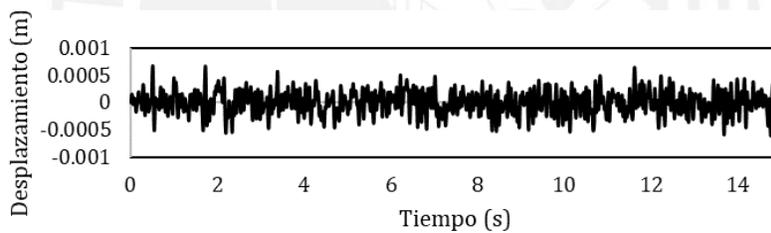


Figura 9.1. Señal de desplazamiento de ruido blanco

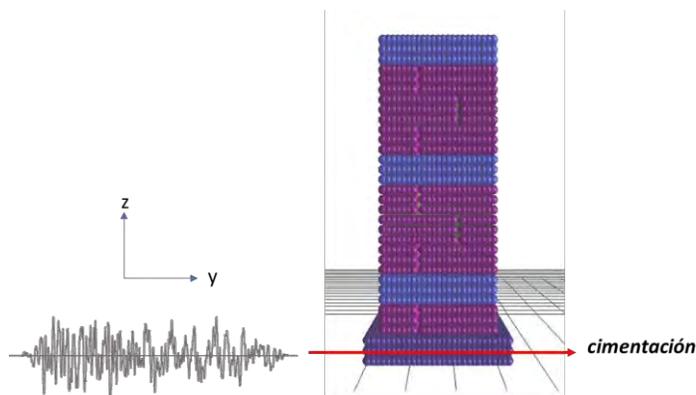
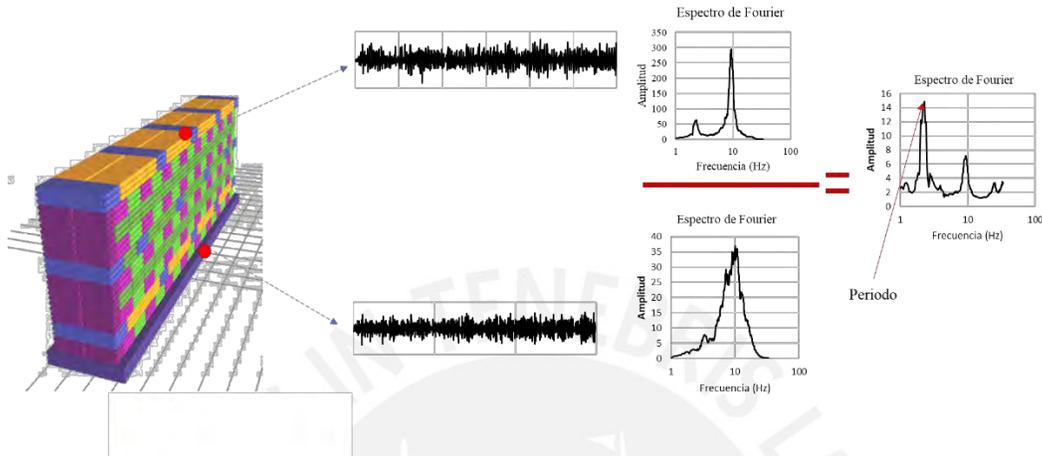


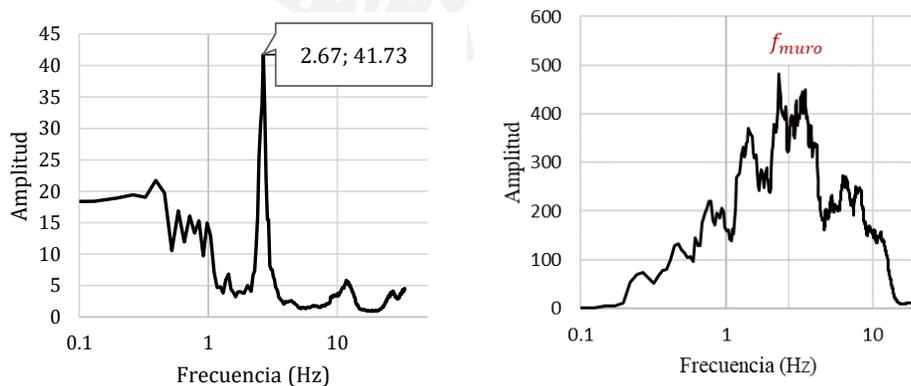
Figura 9.2 Aplicación de la señal

Con los registros de la parte superior e inferior del muro se calculó los espectros de Fourier de la componente fuera del plano del muro, y posteriormente se recurrió al cociente de valores espectrales para calcular la frecuencia predominante, como se muestra en la *Figura 9.3*. El esquema seguido es el mismo que se utilizó para calcular los periodos de los muros experimentales.



*Figura 9.3. Esquema seguido para el cálculo de la frecuencia predominante (valores de ejemplo)*

En la *Figura 9.4a* se presenta el cociente espectral para el muro de configuración 2. Se aprecia que solo se presenta un pico de frecuencias, a diferencia de los resultados obtenidos para el muro experimental que presentó dos picos. Esto se puede deber a que el modelo numérico es regular y simétrico, a diferencia de los especímenes experimentales que fueron irregulares. Por otro lado, en la *Figura 9.4b* se aprecia la frecuencia predominante del muro respecto al espectro de Fourier de la señal sísmica que se usa más adelante. La frecuencia del muro se encuentra dentro de las frecuencias de mayor amplitud, por lo cual, la señal a usar es adecuada.



*Figura 9.4. Frecuencia del modelo numérico. a) Cociente espectral de la configuración 2. b) frecuencia natural en el espectro de Fourier de la señal*

En la *Tabla 9.3* se muestran los periodos obtenidos en el modelo numérico, y experimental para las configuraciones 2 y 3 (los periodos experimentales se calcularon el *capítulo 8*). El periodo estimado a partir del modelo numérico de las configuraciones 2 y 3 son 0.37 s y 0.38 s, respectivamente. La configuración 2 presenta el menor periodo al tener la mayor cantidad de through-stones (2 más) respecto a la configuración 3. Los periodos obtenidos con los modelos numéricos son mayores a los obtenidos con los ensayos experimentales debido a que estos son más conservadores en resistencia, respecto a los experimentales. Por otro lado, los parámetros numéricos considerados fueron calibrados para el promedio de los especímenes de cada configuración y no un espécimen en específico, como se hizo para calcular el periodo experimental.

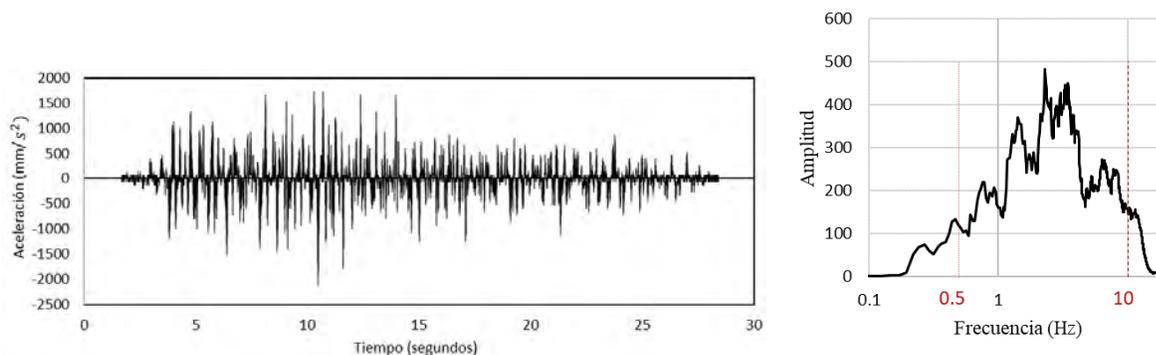
*Tabla 9.3. Periodo numérico en la dirección fuera del plano del muro (s)*

Caso	T <sub>Numérico</sub> (OV33A)	T <sub>experimental</sub>	Diferencia (%)
Configuración 2	0.37	0.23	38
Configuración 3	0.38	0.26	32

#### 9.4 Influencia de la frecuencia de la señal

Se utilizó el modelo que tenía sección longitudinal correspondiente a la configuración 2 y sección transversal correspondiente a OV33A (*Figura 8.1b*) La sección longitudinal fue elegida porque presenta una cantidad de through-stones promedio respecto a las otras secciones estudiadas. Por otro lado, se eligió la sección transversal OV33A, pues es la sección transversal “ideal” al presentar el mejor comportamiento fuera del plano respecto a las otras secciones transversales.

Se sometió al muro a señales armónicas con diferentes contenidos de frecuencia considerando una amplitud constante y creciente; se consideró las frecuencias más predominantes de los sismos del Perú: 0.5 Hz a 10 Hz, ancho de banda de frecuencias del registro del sismo de Huaraz 1970 (*Figura 9.5*). Dentro de este rango se consideró 4 valores: 0.5 Hz, 2.5 Hz, 5.0 Hz, 10.0 Hz; en la *Figura 9.6* se muestra las señales para 0.5Hz.



*Figura 9.5. Sismo representativo peruano (Sismo de mayo 1970 (Huaraz)). a) Señal de aceleración (mm/s<sup>2</sup>). b) Espectro de Fourier: contenido de frecuencia:*

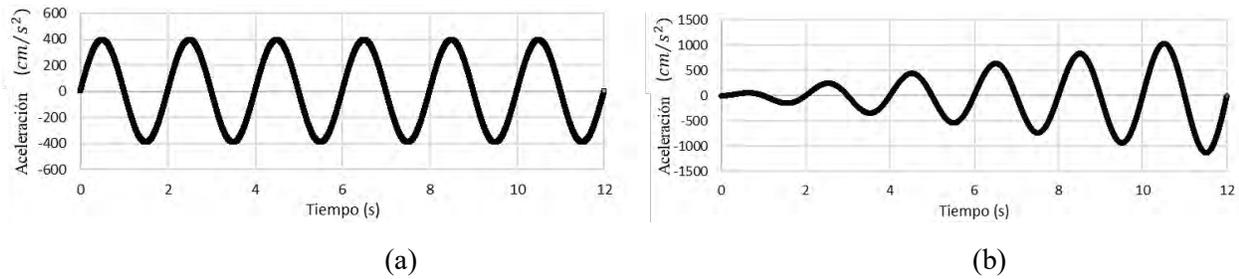


Figura 9.6. Señal de aceleración ( $cm/s^2$ ): Frecuencia de 0.5Hz. a) Señal armónica constante. b) Señal armónica creciente

#### 9.4.1 Señal Armónica

Se consideró una señal armónica, expresada con la ecuación 9.1 siendo  $f$  la frecuencia natural de la señal, para determinar a qué PGA colapsa el muro. En la Figura 9.7 se muestra los dos primeros segundos de las señales de aceleración para frecuencias de 0.5 Hz, 2.5 Hz, 5.0 Hz y 10.0 Hz. La señal armónica presenta un PGA de 0.4g.

$$S(t) = Amplitud * \text{sen}(2 * \pi * f * t) \quad (9.1)$$

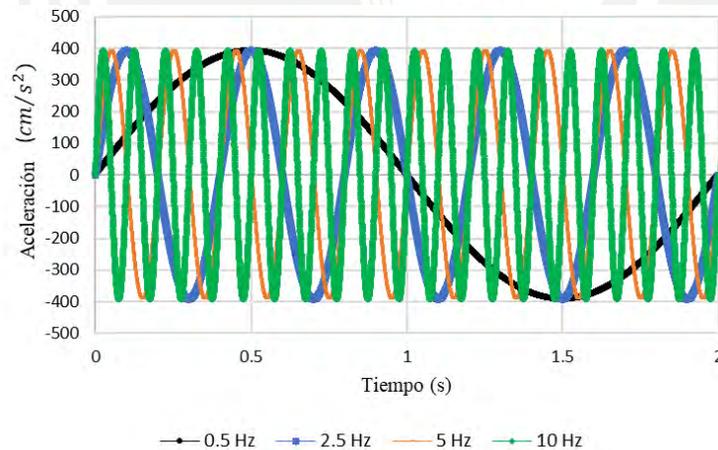


Figura 9.7. Señal de aceleración armónica constante (0 a 2 segundos) ( $cm/s^2$ ):  $f= 0.5$  a 10Hz

En la Figura 9.8 se muestra el comportamiento generado en los muros para las diferentes señales armónicas. Para frecuencias predominantes de 5 o 10 Hz no producen el colapso del muro, solo un daño ligero (deslizamientos pequeños o moderados en los bloques). Por otro lado, las frecuencias de 0.5 Hz produce el colapso total del muro (volteo del muro) y la frecuencia de 2.5 Hz un daño moderado (colapso de algunos bloques superiores por deslizamiento).

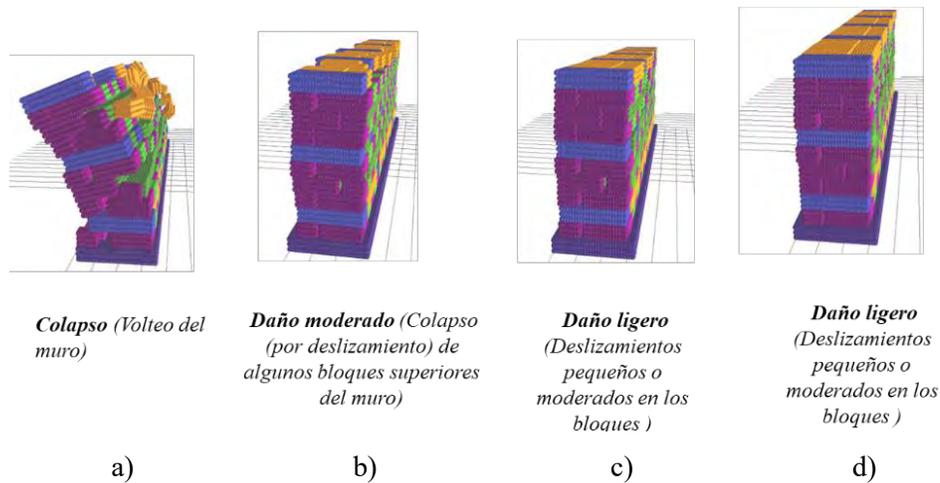


Figura 9.8. Muro sometido a señal armónica constante. a) 0.5Hz, b) 2.5Hz, c) 5.0Hz y d) 10Hz.

Por otro lado, cuando se somete al muro a una señal con contenido de frecuencia igual a la frecuencia del muro (2.67Hz), el muro colapsa por el efecto de la resonancia (Figura 9.9). Esto confirma que utilizar ruido blanco para determinar el periodo del muro es una técnica adecuada.

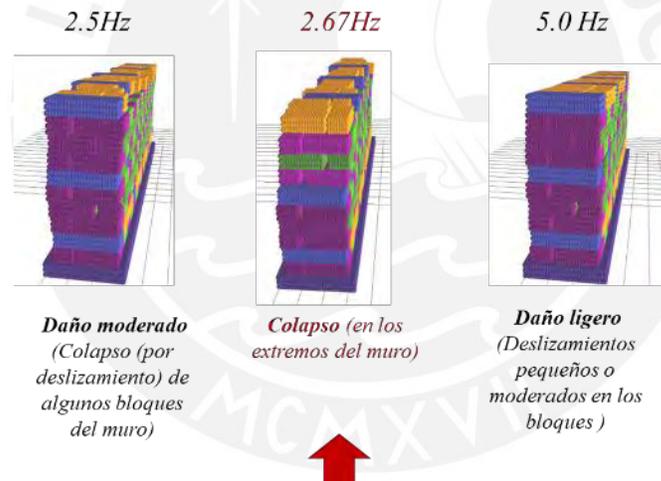


Figura 9.9. Nivel de daño para muro sometido a una señal con contenido de frecuencia igual a la frecuencia del muro

#### 9.4.2 Señal Armónica creciente

Se consideró una señal armónica creciente tiempo historia, expresada con la ecuación 9.2 siendo  $f$  la frecuencia natural de la señal y  $g$  es la gravedad ( $9.81\text{m/s}^2$ ), para determinar a qué PGA colapsa el muro. En la Figura 9.10 se muestra los dos primeros segundos de las señales de aceleración para frecuencias de 0.5Hz, 2.5Hz, 5.0Hz y 10.0Hz. La señal armónica presenta un PGA de 1.2g.

$$S(t) = 0.1 * g * t * \text{sen} (2 * \pi * f * t) \quad (9.2)$$

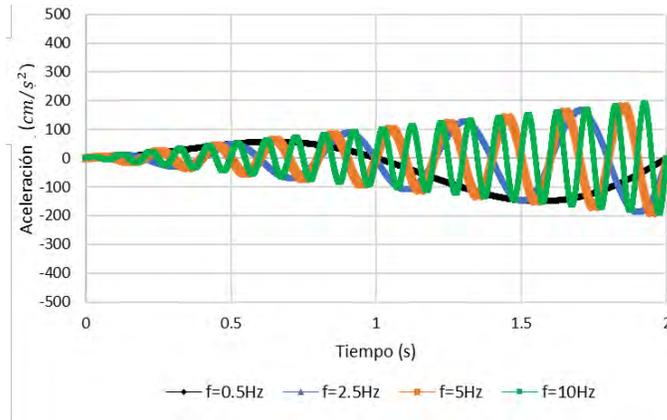


Figura 9.10. Señal de aceleración armónica creciente (0 a 2 segundos) ( $\text{cm/s}^2$ ):  $f= 0.5$  a  $10\text{Hz}$

La Tabla 9.4 muestra la amplitud de aceleración de la señal sísmica ( $g$ ) que inicia los distintos niveles de daño. La aceleración de colapso, aceleración que produce el nivel de daño de colapso, obtenida para una señal de frecuencia 2.5 Hz (0.9 g) es el doble de la obtenida para una señal de 0.5 Hz. Los mecanismos de colapso para ambos casos se muestran en la Figura 9.11; se presenta un fallo por volteo del muro y colapso parcial de los bordes laterales e hiladas superiores para señales con frecuencias de 0.5Hz y 2.5Hz, respectivamente. Para las señales armónicas de 5 Hz y 10Hz no se logró el colapso, considerando que la señal presenta un PGA de 1.2g. Las  $a_{\text{colapso}}$  obtenidas guardan relación con lo obtenido en el análisis de las señales con carga armónica de amplitud constante, una señal de  $f=0.5\text{Hz}$  produce los mayores daños (colapso) para aceleraciones de 0.4g aproximadamente.

Tabla 9.4. Configuración 2: Amplitud de aceleración de la señal sísmica ( $g$ ) que inicia los distintos niveles de daño

Frecuencia de la señal (Hz)	Nivel de daño		
	Daño ligero	Daño moderado	Colapso
0.5	0.15	0.45	0.45
2.5	0.2	0.45	0.9

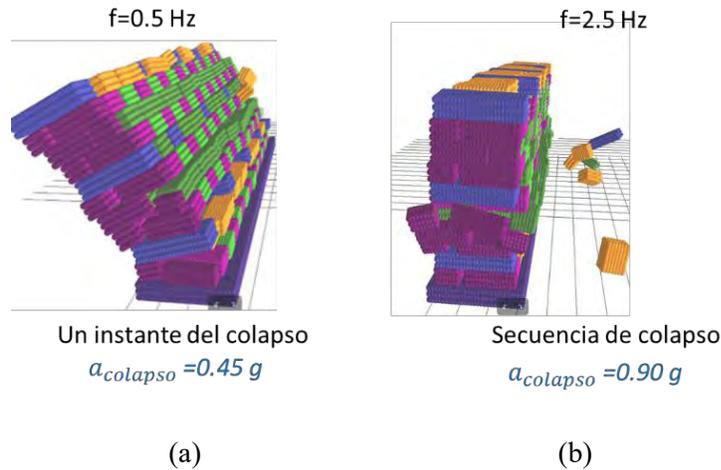
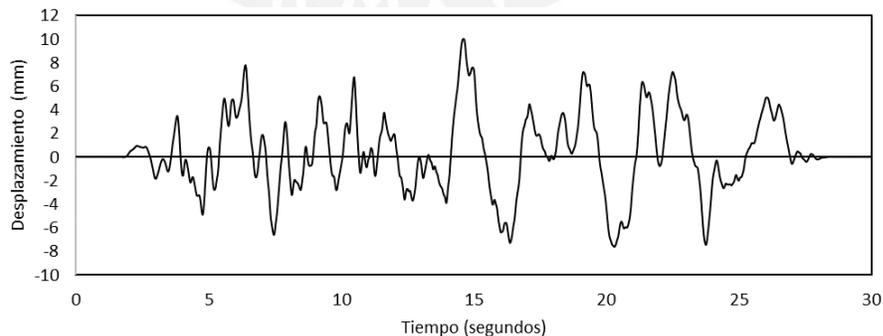


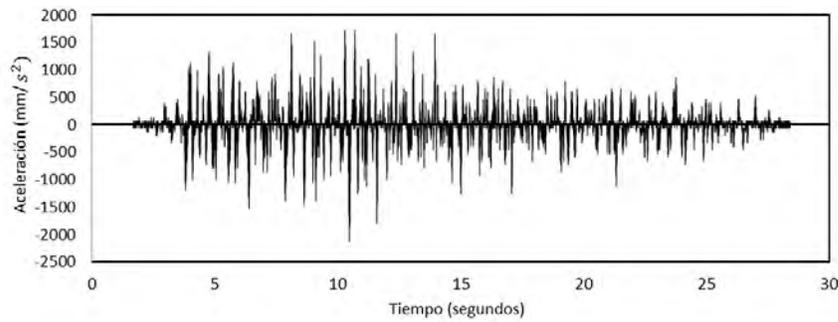
Figura 9.11. Mecanismo de colapso. a) Muro sometido a señal armónica de 0.5Hz. b) Muro sometido a señal armónica de 2.5Hz

## 9.5 Influencia de la configuración del muro

### 9.5.1 Señal sísmica

La señal sísmica considerada es el terremoto del Perú del 31 de mayo de 1970, su magnitud de momento fue de 7,9  $M_w$  y la aceleración máxima del terreno (PGA) fue de 0,1 g. Este sismo tiene un contenido de frecuencia amplio y es representativo de los sismos peruanos. El análisis de la historia del tiempo no se realizó con la señal original. Se consideró una señal procesada y escalada a un desplazamiento máximo del suelo (PGD) de 10mm, a la que llamaremos "señal base". Posteriormente, esta señal fue amplificada por valores en un rango de 2 a 15. Esto permitió encontrar para qué PGA o PGD se produce el inicio del daño y el colapso del muro. En la *Figura 9.12* se grafica la señal base en términos de aceleración y desplazamiento.





b)

Figura 9.12. Señal sísmica básica, sismo de mayo de 1970 (Huaraz). a) Señal de desplazamiento (PGD=10 mm). b) Señal de aceleración (PGA=1,7 m/s<sup>2</sup>)[75]

### 9.5.2 Influencia de la sección transversal

Se consideró la configuración formada por la configuración longitudinal 2 y las secciones OV0A, OV33A y OV66A para estudiar el efecto de la sección transversal en el comportamiento fuera del plano del muro. La Tabla 9.5 muestra el PGD que debe tener la señal para que el muro presente los diferentes niveles de daño. Todas las secciones muestran daños leves para un PGD de 10 mm. La sección no superpuesta (OV0A) presenta la menor resistencia al colapso debido a la falta de traslape. Por otro lado, la sección OV66A presenta la menor resistencia entre las secciones restantes ya que presenta bloques de un ancho pequeño (1/6 del ancho del muro) que deslizan y contribuyen al colapso.

Tabla 9.5. Configuración 2: Desplazamiento máximo del suelo (PGD) para las tres secciones transversales

Configuración 2: Desplazamiento máximo del suelo, PGD (mm)			
Sección transversal	Nivel de daño		
	Daño Leve	Daño moderado	Colapso
OV0A	10	40	50
OV33A	10	50	70
OV66A	10	10	60

Por otro lado, la Figura 9.13 muestra el PGA que debe tener la señal para que el muro presente los diferentes niveles de daño. Las secciones OV33A y OV66A tienen un 40 % y un 20 % más de resistencia al colapso, respectivamente, que la sección OV0A. Este resultado presenta la misma tendencia que el obtenido en el

análisis pseudo-estático, donde las secciones OV33A y OV66A presentan un mayor colapso por resistencia que la sección OV0.

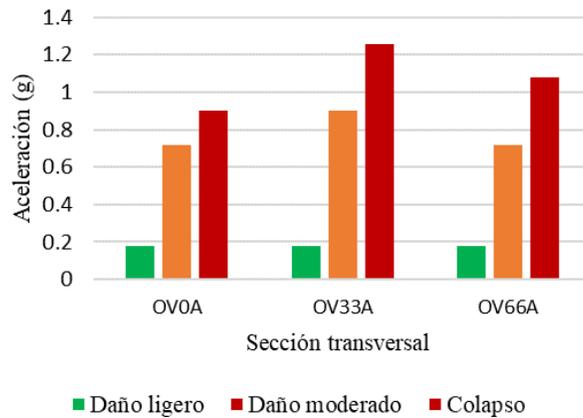


Figura 9.13. Configuración 2: Aceleración máxima del suelo (PGA) para las tres secciones transversales [75]

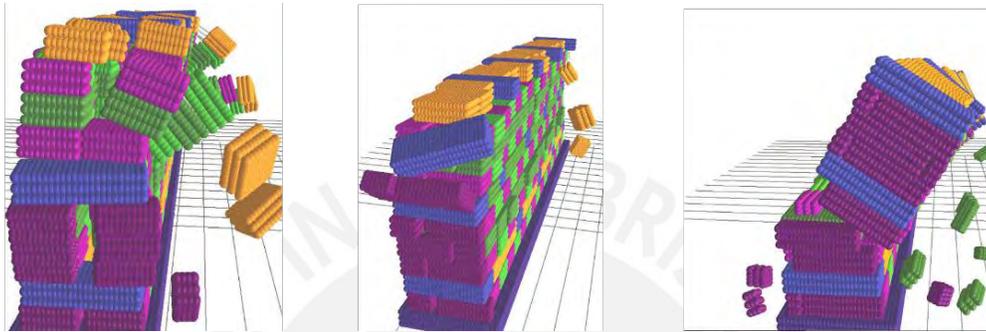
Las secciones transversales consideradas son ideales. En un muro real, como los construidos para los ensayos pseudo-estáticos habrá variabilidad en el traslape. Por lo tanto, para tener en cuenta todos los casos, se presenta un rango de valores que considera las secciones transversales encontradas en autoconstrucciones (OV0A) hasta las secciones superpuestas (OV33A, OV66A). La Tabla 9.6 muestra un rango de valores de PGA y PGD que generan diferentes niveles de daño en un muro de configuración 2. Se obtiene que esta configuración puede tener daño moderado y colapso a partir de un PGA de 0.18 g y 0.9 g, respectivamente. Con respecto a PGD, la configuración 2 puede causar daño moderado y colapso para 10 mm y 50 mm, respectivamente.

Tabla 9.6. Configuración 2. PGA y PGD (rango de valores)

Sección transversal	Nivel de daño	PGD (mm)	PGA (g)
	Daño ligero	< 10; >	< 0.18; >
Configuración 2: OV0A, OV33A, OV66A	Daño moderado	< 10; 50 >	< 0.18; 0.9 >
	Colapso	< 50; 70 >	< 0.9; 1.26 >

La Figura 9.14 muestra el mecanismo de colapso para una señal con un PGD de 150 mm. Se eligió esta magnitud para apreciar los mecanismos generados. Se obtiene que para la sección no superpuesta (OV0A), el colapso se debe a la delaminación. En la sección OV33A se presenta un colapso solo en parte del muro

debido a que el traslape de los bloques de la sección transversal es ideal y permite que los bloques del muro trabajen como uno solo en su mayoría. El colapso se presenta en los extremos debido a que no presenta restricción en los extremos laterales del muro. Por otro lado, en la sección OV66A se presenta un volteo en bloque debido a la presencia de bloques de  $1/6$  del ancho del muro. Estos bloques deslizan y contribuyen al volteo del muro (Figura 9.14c).



a) OV0A: delaminación    b) OV33A: colapso en los extremos del muro    c) OV66A: volteo del muro

Figura 9.14. Configuración 2: Mecanismos de colapso (PGD = 150 mm)[75]

### 9.5.3 Influencia de la configuración longitudinal

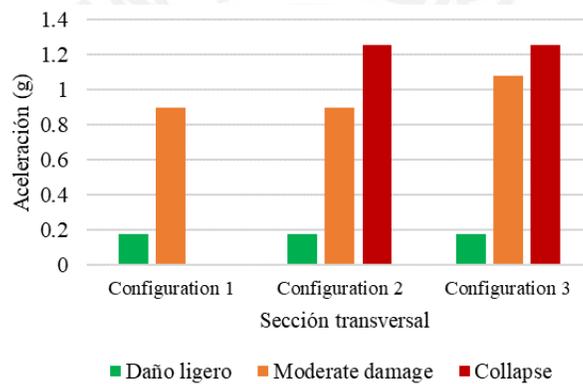
Se consideró la sección transversal OV33A y la configuración longitudinal 1, 2 y 3 para estudiar el efecto de la configuración longitudinal en el comportamiento fuera del plano del muro. La Tabla 9.7 muestra el PGD que debe tener la señal para que el muro presente los diferentes niveles de daño. Todas las secciones presentan los mismos niveles de daño para los desplazamientos indicados. Los muros de sección OV33A presentaron daño leve, daño moderado y colapso para 10, 50 y 70 mm, respectivamente. No se presenta ningún valor para el colapso de la configuración 1 porque no colapsó para los valores precedentes y tampoco para un PGD de 150 mm.

Tabla 9.7. OV33A: Desplazamiento máximo del suelo (PGD) para las tres configuraciones

OV33A: Desplazamiento máximo del suelo, PGD (mm)			
Configuración	Nivel de daño		
	Daño leve	Daño moderado	Colapso
1	10	50	—
2	10	50	70

Por otro lado, la *Figura 9.15* muestra el PGA que debe tener la señal para que el muro presente los diferentes niveles de daño. Las tres configuraciones resisten las mismas magnitudes porque tienen la misma sección OV33A. Este resultado es similar al obtenido en los análisis pseudo-estáticos, donde al considerar una sección transversal con un traslape de 1/3 del ancho del muro, la cantidad de through-stones es un factor no significativo (para muros entre 2,2 y 3,6 through-stones por m<sup>2</sup>).

Las configuraciones 2 y 3 presentan la misma disposición de through-stones a excepción de los bordes laterales. Sin embargo, en términos de magnitud no se aprecia el efecto de confinamiento en los extremos del muro.



*Figura 9.15. OV33A: aceleración máxima del suelo (PGA) para las tres configuraciones [75]. Configuración 1 (23 through-stones, Configuración 2 (16 through-stones), y Configuración 3 (14 through-stones)*

La *Figura 9.16* muestra el mecanismo de colapso para una señal con un PGD de 150 mm. Se eligió esta magnitud para apreciar los mecanismos generados. La configuración 1 no se derrumba al presentar la cantidad más considerable de through-stones. Por otro lado, en las configuraciones longitudinales 2 y 3, el colapso se produce en los extremos del muro al tener los bordes laterales libres (sin restricciones). Debido a que la

configuración 2 presenta más through-stones en los extremos (mejor efecto de confinamiento en el extremo del muro) los bloques colapsados son menores, respecto a la configuración 3.

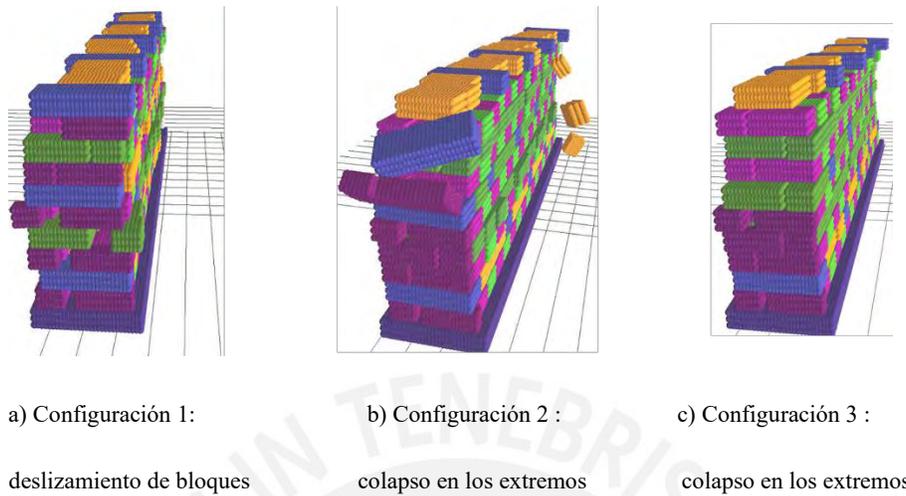


Figura 9.16. Mecanismos de colapso (PGD=150 mm) [75]

## 9.6 Nivel de daño cuantitativo

Partiendo de los niveles de daño cualitativos (mecanismos de colapso) se obtuvo niveles de daño cuantitativos (en termino de derivas) para las distintas secciones transversales, partiendo de los resultados obtenidos por la configuración 2. Para el cálculo de las derivas se consideró el desplazamiento relativo de 3 puntos (extremos y medio) en la hilada superior del muro. El desplazamiento considerado es el desplazamiento máximo obtenido en el análisis tiempo historia. En la *Tabla 9.8* se muestran los diferentes niveles de daño obtenidos para secciones sin traslape (OV0A) y con traslape (OV33A, OV66A). Como es de esperarse las secciones con traslape presentan como límite derivas más grandes al amarrar el muro y aumentar su resistencia.

Tabla 9.8. Niveles de daño cuantitativo en términos de deriva

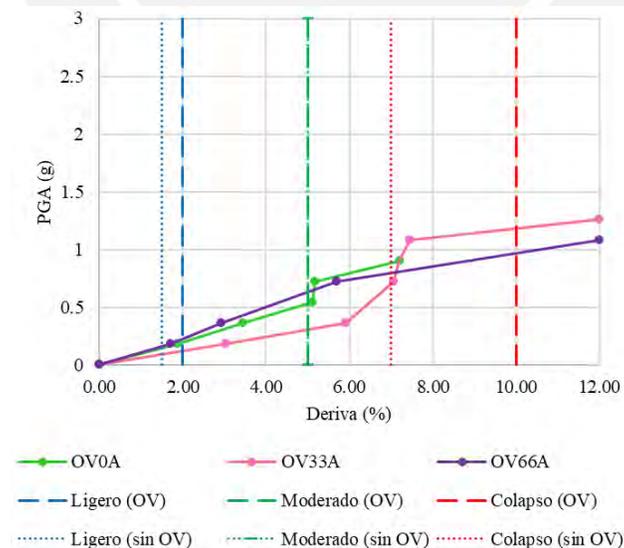
Configuración	Deriva promedio		
	Daño ligero	Daño moderado	Colapso
O0A	1.8	5.1	7.2
O33A	3.0	4.8	> 10
O66A	1.7	5.6	> 10

En la *Tabla 9.9* se simplifica los resultados presentados en la *Tabla 9.8* . La sección sin traslape presentan colapso para derivas de 7% y las secciones con traslape para derivas mayores al 10 %. Como es de esperarse las secciones sin traslape presentan límites de derivas menores a los obtenidos en una sección con traslape.

*Tabla 9.9. Niveles de daño cuantitativo en términos de deriva*

Sección transversal	Deriva promedio		
	Daño ligero	Daño moderado	Colapso
Sin traslape	>1.5	> 5	> 7
Traslape	> 2	> 5	> 10

En *Figura 9.17* se muestra los diferentes límites de daño (función deriva) para las secciones transversales con traslape (OV) y sin traslape (sin OV) planteadas y los resultados numéricos obtenidos para las secciones transversales de OV0A, OV33A, y OV66A. La deriva límite para el nivel de daño de colapso para una sección por traslape es 43% mayor que el límite para una sección si traslape. Por lo cual, se aprecia la importancia del traslape en la sección transversal.



*Figura 9.17. Niveles de daño*

## 9.7 Comparación del análisis numérico pseudo-estático y dinámico

La *Tabla 9.10* muestra los PGA que producen el colapso del muro para la configuración 2 (caso pseudo-estático y dinámico). La fuerza basal que resiste el muro se obtuvo en el análisis pseudo-estático sin considerar el relleno. Posteriormente, considerando que la única fuerza del sismo es la fuerza de inercia del muro, se obtiene la aceleración pseudo-estática de colapso calculada como  $sen\alpha g$  ( $a = \frac{F_h}{m} = \frac{sen\alpha W}{m}$ ) considerando de manera simple que se trata de un oscilador de un grado de libertad. Donde  $\alpha$  es el ángulo de colapso. La relación entre la aceleración de colapso dinámico y pseudo-estático está entre 3 y 4. Los resultados pseudo-estáticos son más conservadores que los dinámicos, corroborando lo que se indica en estudios previos con ensayos a escala reducida en mesa vibratorio-armónica [5].

*Tabla 9.10. Aceleración máxima del suelo (PGA): resultados pseudo-estáticos versus dinámicos [75]*

Sección transversal	Configuración 2: PGA (g)	
	Pseudo-estático	Dinámico
OV0A	0.26	0.90
OV33A	0.29	1.26
OV66A	0.28	1.08

Con estos resultados se planea diseñar un ensayo experimental sísmico. Por lo cual, considerando aplicar un factor de seguridad de 2, se espera que la aceleración de colapso sea de 0.5 g.

## 9.8 Conclusión del capítulo

Los resultados numéricos mostraron que aun cumpliendo con la recomendación sobre las separaciones verticales de las through-stones (VS=600mm), la presencia de traslape hace que la resistencia fuera del plano de los muros de piedra se incremente hasta en un 30% respecto a una sección transversal sin traslape. Por otro lado, es fundamental evitar piedras pequeñas ( $1/6$  de ancho) en los extremos de la sección transversal del muro ya que deslizan y contribuyen al colapso. Aunque no hay una calibración precisa del modelo, ya que no hay resultados experimentales dinámicos, las conclusiones en cuanto a las configuraciones son similares (misma tendencia) a las obtenidas en el estudio pseudo-estático.

Se logró realizar la modelación numérica dinámica de los muros de piedra en YADE. No se implementó el amortiguamiento ( $\zeta=0$ ). La geometría de los agregados contribuye a la disipación de energía por fricción, por lo que el comportamiento generalmente es conservativo. Por otro lado, los modelos numéricos de los bloques de piedra son regulares y uniformes, no se tuvo en cuenta el efecto de las juntas irregulares debido a que no se buscó representar en esta investigación la geometría exacta de las piedras.

Los resultados numéricos pseudo-estáticos son más conservadores que los resultados dinámicos. La relación entre aceleración dinámica y pseudo-estática está entre 3 y 4. Es necesario realizar estudios experimentales dinámicos a escala natural para poder corroborar estos resultados. Además, para poder entender el comportamiento sísmico de los muros de contención, estudios futuros deben incluir el relleno en el análisis como carga aplicada o modelado con elementos discretos.

Para la configuración 2, el PGA de colapso ocurre a partir de 0,9 g. Sin embargo, el valor presentado no considera ningún factor de seguridad. Por tanto, considerando un factor de seguridad de 2, el derrumbe de un muro de configuración 2 se producirá a un PGA de 0,45 g. El rango presentado podrá ser verificado en un futuro estudio donde se realizarán pruebas experimentales dinámicas

El modelo numérico mostró el efecto de resonancia cuando se sometió a una señal armónica con frecuencia predominante igual a la frecuencia natural del muro ( $f=2,7\text{Hz}$ ), lo que provocó su colapso. Esto confirma que la frecuencia del muro, obtenida midiendo su respuesta a una señal de ruido blanco, fue correcta.

Los límites, en función de la deriva, del nivel de daño cuantitativo (para secciones traslapadas) presentado muestran valores similares a los encontrados en los estudios de Wu y Prakash [76] para comportamiento de muros de retención rígidos: derivas mayores a 10% característico de fallo. Es importante considerar que estos valores fueron para un muro sin relleno.

Los resultados dinámicos permitieron validar los resultados obtenidos en el estudio numérico y experimental pseudo-estático. Sin embargo, aunque se considere modelos numéricos dinámicos, en la realidad esta oscilación no se aplica de igual forma por el efecto de presencia del relleno. Considerando estas limitaciones en el modelo, se obtuvo lo conservador que es el enfoque pseudo-estático respecto a el dinámico considerando solo el comportamiento del muro. Por otro lado, con base en los resultados numéricos se obtuvo límites de daño cuantitativos (en función de la deriva).

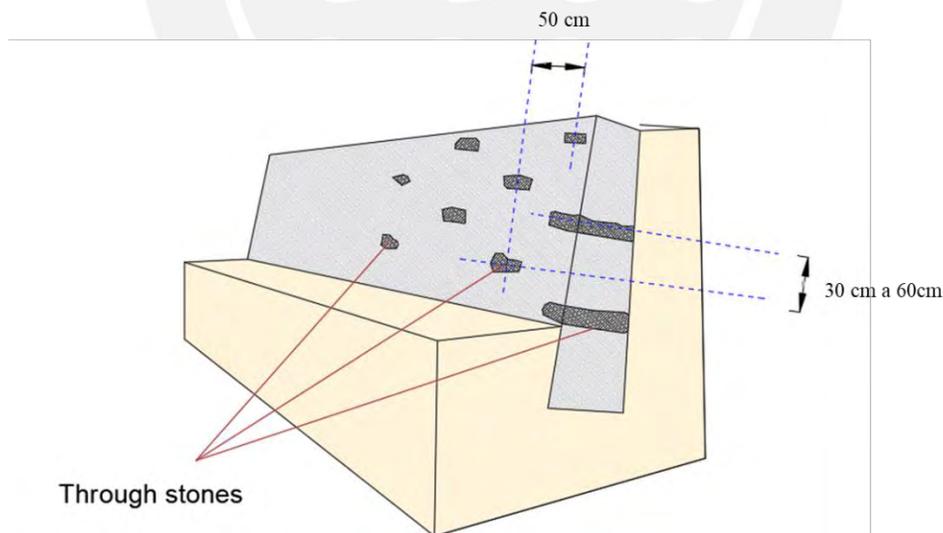
# 10 CAPÍTULO X: RECOMENDACIONES PARA LA CONSTRUCCIÓN DE PIRCAS

## 10.1 Recomendaciones para la construcción

En esta sección se presentan algunas recomendaciones para la construcción de pircas, estas se basan en el estudio numérico y experimental. Las recomendaciones se centran en la configuración del muro (disposición de las piedras) para mejorar el desempeño fuera del plano de las pircas actuales. Basándose en los resultados experimentales y numéricos se consideró que el rango de aplicación de estas recomendaciones es para zona sísmica 4 (zona de estudio de las pircas) y suelo firme (se consideró al muro empotrado en la base). Con un factor de seguridad de 1, que no es recomendable debido a las grandes incertidumbres, se espera que no se presente colapso para un sismo ocasional (72 años de periodo de retorno).

- **Unión de piedras**

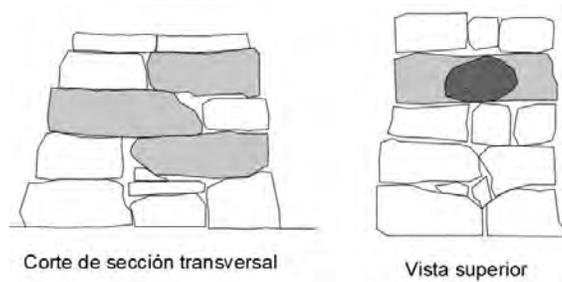
Se debe colocar regularmente piedras que unan al muro. El through-stone permite cumplir esta función al atravesar todo en espesor del muro. Se recomienda colocar los through-stones en altura en separaciones que van de 30cm a 60 cm y separaciones longitudinales de hasta 50 cm (*Figura 10.2*). Se ha observado que separaciones verticales mayores generan una falla por delaminación.



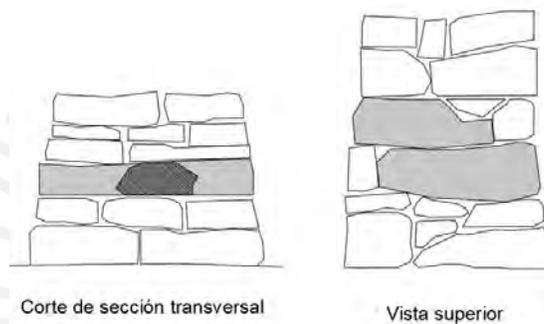
*Figura 10.1. Disposición de through-stones (adaptado de Schacher y Ali [43])*

Por otro lado, cuando los through-stones faltan se debe disponer las piedras que mantenga la unión, para esto se puede utilizar la técnica pinza o la técnica pin [77]. La primera se lleva a cabo en tres hiladas, en la *Figura 10.2* se muestra un corte de la sección transversal y vista superior de la disposición que deben tener las piedras.

Por otro lado, la técnica pin es más sencilla al realizarse en una sola hilada como se muestra en la *Figura 10.3*. En ambos casos se busca el traslape de las piedras lo cual permitirá la unión del muro.

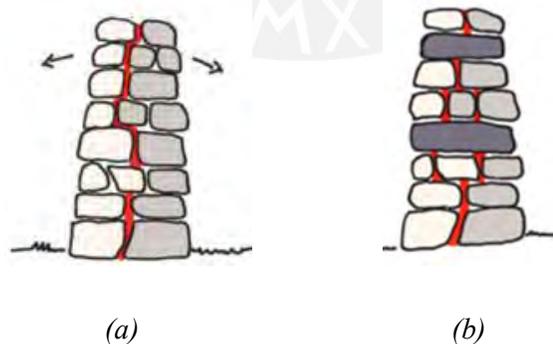


*Figura 10.2. Técnica de la pinza*



*Figura 10.3. Técnica pin*

En la *Figura 10.4* ilustra la sección transversal de un muro con y sin elementos de unión. En el primer caso, las piedras serán propensas a desprenderse, lo que provocará el fallo por delaminación (*Figura 10.4a*). En el segundo caso, el through-stone cubre las piedras del lecho inferior y las estabiliza (*Figura 10.4b*).

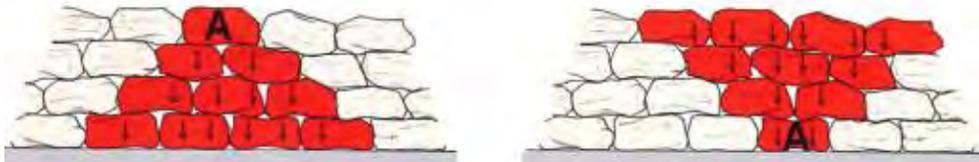


*Figura 10.4. Tipos de secciones transversales. (a) piedras que no están unidas. (b) piedras que están unidas[77]*

- **Unión de piedras**

El cruce de juntas es un concepto clave en la mampostería en seco [77], ya que distribuye las cargas y refuerza las juntas entre las piedras para crear una estructura unificada, la distribución del peso es lo que une las piedras (Figura 10.5). Esta red de conexiones crea una imagen similar a la de un tejido, donde todos los elementos individuales interactúan entre sí (Figura 10.6). Cuando el cruce se detiene, las fuerzas dejan de transmitirse, lo que puede provocar roturas en la relación global.

Se recomienda evitar las juntas corridas tanto en la parte visible del muro y también en el interior para que el peso de las piedras se reparta adecuadamente (Figura 10.7a). Por lo cual, se debe tratar de que cada piedra se coloque sobre dos piedras mínimo (Figura 10.7b).



- (a) La piedra A reposa sobre las piedras de colores (b) las piedras de colores reposan sobre la piedra A

Figura 10.5. Distribución de cargas [77]

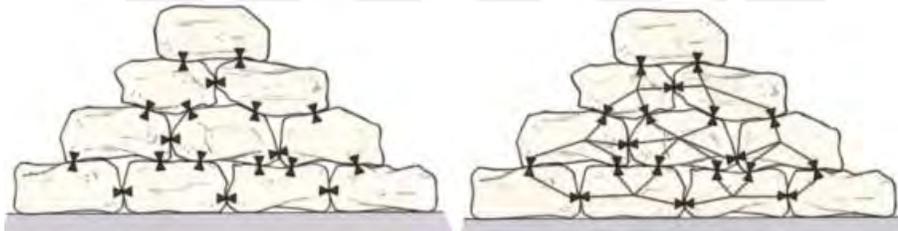


Figura 10.6. El cruce de piedras permite la distribución de cargas [77]

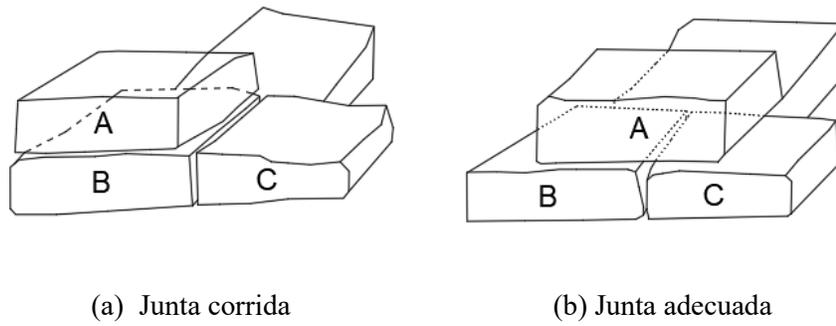


Figura 10.7 Tipos de juntas que se pueden presentar

- **Unión de piedras**

Al margen de las condiciones de borde que presente el muro se debe confinar con through-stones los extremos del muro evitar que el colapso inicie en esta zona y contribuya que el resto del muro colapse. En la *Figura 10.8* se observa que un muro sin confinamiento en los extremos generara que el colapso inicie en esta zona. Seguir las recomendaciones de la *sección 10.1*.

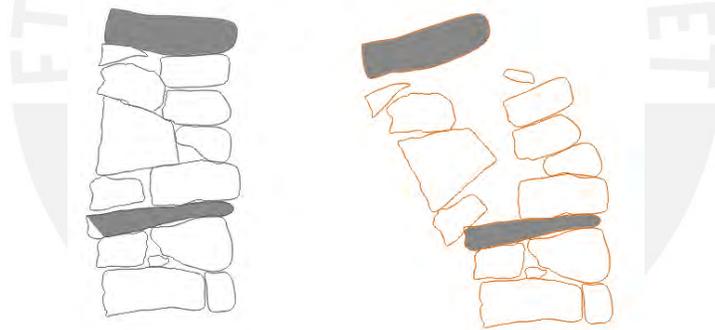


Figura 10.8 Extremo de un muro que no presenta confinamiento

- **Unión de piedras**

El acañado es un método empleado en la construcción de muros de piedra que garantiza que las piedras encajen bien y no se muevan. Se debe introducir pequeñas piedras en las hendiduras entre las piedras más grandes para mantenerlas seguras y evitar que se desplacen. En la *Figura 10.9* se muestra algunas cuñas

ubicadas en una pirca. Se puede comprobar de la estabilidad pulsando con las manos repetidamente en varios lugares en la piedra. La piedra no debe moverse bajo presión, ni hacer que las otras piedras se muevan.

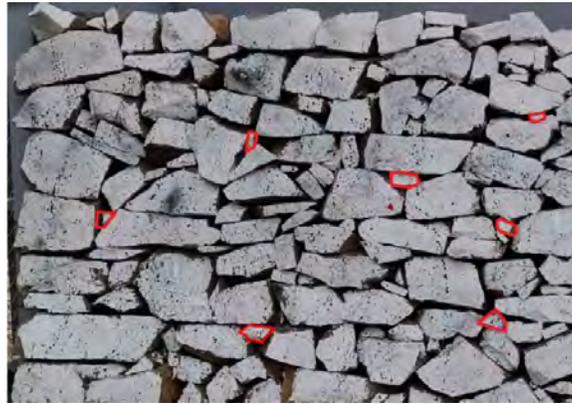


Figura 10.9. Algunas cuñas (color rojo) colocadas en una pirca

## 10.2 Estimación de la capacidad

La investigación se realizó para muros de 4 metros de largo, 0.60m de ancho y 1.5 metros de altura. En la Tabla 10.1 se presentan la resistencia lateral fuera del plano y el periodo que se obtendría si se construye una pirca de configuración 2. Estos resultados se basan en ensayos experimentales pseudo-estático que no consideran el relleno.

Tabla 10.1. Características de la configuración recomendada

Configuración 2	
Número de through-stones	16
Separación vertical (m)	0.6
Separación horizontal (m)	0.5
$F_h/W$ promedio (%)	35%
Periodo (s)	0.23

Por otro lado, se llevó a cabo un análisis de sensibilidad para la configuración 2 en un escenario sísmico frecuente en la Sección 8.10 (Análisis analítico sísmico estático). En este análisis se consideraron variaciones en el ángulo de fricción del relleno, la sobrecarga y el peso específico del mismo, con el objetivo de calcular los factores de seguridad correspondientes.

# 11 CAPÍTULO XI: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

## Resumen de resultados

Los modelos numéricos han permitido investigar setenta configuraciones distintas de muros con dimensiones representativas de las pircas que se construyen en las laderas de Lima y se ha verificado que la disposición de sus piedras tiene un impacto significativo en su comportamiento y desempeño fuera del plano. Se analizaron muros con y sin through-stones, y se encontró que ambas opciones pueden ser adecuadas para obtener resistencias laterales similares, aunque se recomienda utilizar los through-stones como parámetro para la construcción debido a que es más sencillo controlar su cantidad y colocación.

En general, para los muros con through-stones, la mayor resistencia lateral se obtiene cuando las piedras de traza se encuentran traslapados en la sección transversal. El impacto de la separación horizontal de los through-stones se vuelve esencial cuando la sección transversal no superpone sus bloques. Sin embargo, en las configuraciones que presentan la mayor relación volumen de through-stones entre el volumen del muro, el efecto de traslape no es significativo. Además, a mayor número de through-stones, menor variabilidad se obtiene en los resultados producto de la sección transversal. Por otro lado, es importante colocar las through-stones con cuidado para crear una malla regular y óptima, y evitar piedras de ancho pequeño (menores a un tercio del ancho) que pueden generar deslizamientos y contribuir al colapso de los muros.

Respecto a los muros sin through-stones (solo presentan traslape), se encontró que los muros con juntas continuas o intercaladas por hiladas en su corte longitudinal presentan resistencias similares, aunque la sección de junta intercalada muestra un comportamiento más dúctil debido al traslape generado.

Para que el muro típico de las construcciones peruanas tenga la resistencia máxima, su sección transversal debe trabajar como una unidad. Esto se logra cuando los bloques se traslapan al menos un tercio de su ancho, generando un mecanismo de falla por volteo en bloque y evitando la delaminación. La colocación de through-stones con separaciones verticales de 600 mm o más y sin traslape en la sección transversal, generan un modo de colapso por delaminación, cuya resistencia es la mínima.

Se validó las conclusiones obtenidas en el estudio numérico mediante la campaña experimental pseudo-estática de las configuraciones mejoradas (configuraciones 1, 2 y 3), al obtener la misma tendencia en los resultados. Los modelos numéricos lograron representar lo obtenido experimentalmente en cuanto a la resistencia lateral con una predicción conservadora de hasta un 20% menor. Sin embargo, no se pudo representar la ductilidad medida experimentalmente, lo que constituye una limitación del modelo numérico.

Por otro lado, se pudo calcular la rigidez experimental a partir de las curvas de capacidad obtenidas de los ensayos.

Se encontró experimentalmente que con las configuraciones 1, 2 y 3 se logran incrementos de resistencia de hasta un 50%, 41% y 35% respectivamente, respecto a un muro construido con la técnica local actual. Por otro lado, se presenta el efecto de delaminación para una configuración con through-stones separados verticalmente más de 600 mm y sin amarre en los extremos laterales (configuración 3), mientras que en un muro con bordes amarrados (configuración 2) se puede evitar este mecanismo de colapso con un traslape adecuado entre las piedras. Al emplear el análisis analítico sísmico que considera el empuje del relleno, se ha observado que las configuraciones mejoradas son capaces de soportar sismos de hasta 0.40 g, en comparación con los 0.23g que se pueden resistir con la configuración actual. No obstante, aún no se alcanza la capacidad requerida por la norma sísmica para la Zona 1, la cual es de 0.45g (suelo rígido).

La modelación numérica dinámica ha mostrado que los muros que cumplan con las recomendaciones sobre la separación vertical ( $VS=600\text{mm}$ ) y cuenten con traslape transversal presentan un aumento de la resistencia de hasta el 30% en comparación de una sección sin traslape. Las conclusiones en cuanto a las configuraciones mejoradas son similares (misma tendencia) a las obtenidas en el estudio pseudo-estático.

Los resultados numéricos pseudo-estáticos son más conservadores que los resultados dinámicos. La relación entre aceleración dinámica y pseudo-estático está entre 3 y 4, sin considerar el efecto del relleno. Para la configuración 2, considerando un factor de seguridad de 2, la aceleración de colapso está entre 0,09 g y 0,45 g.

Tras el estudio numérico y experimental realizado, se han planteado los siguientes lineamientos para la construcción de pircas en Ciudad de Lima. En primer lugar, se recomienda la colocación regular de piedras que unan al muro, ya sea mediante la colocación de through-stones o mediante el traslape de sus piedras. Se recomienda colocar los through-stones en altura con separaciones que van de 30cm a 60cm y separaciones longitudinales de hasta 50cm, evitando separaciones verticales mayores que generan una falla por delaminación. En segundo lugar, se destaca la importancia del cruce de juntas para distribuir las cargas y crear una estructura unificada. Es recomendable evitar las juntas corridas y tratar de que cada piedra esté posada sobre dos piedras mínimo para que el peso de las piedras se reparta adecuadamente. En tercer lugar, se sugiere confinar los extremos del muro con through-stones y utilizar la técnica de acuñado para garantizar que las piedras encajen bien y no se muevan. En general, estas recomendaciones tienen como objetivo mejorar la resistencia y estabilidad del muro de piedra y deben ser consideradas en la construcción de pircas.

## **Conclusiones**

La investigación ha permitido mejorar la comprensión del comportamiento sísmico de los muros de contención de piedras con junta seca, conocidos como Pircas tradicionales de las laderas de la Ciudad de Lima. Se ha tomado un arquetipo de estudio con las dimensiones más frecuentes y se ha estudiado la influencia de disposición de piedras sobre su comportamiento fuera del plano mediante estudios experimentales pseudo-estáticos y modelación numérica utilizando DEM tanto en simulaciones pseudo-estáticas como dinámicas. Las respuestas estudiadas fueron fuerza cortante basal resistente, rigidez y deformación relativa y modo de falla o colapso.

Se ha comprobado que la técnica de construcción actual puede mejorarse utilizando criterios sencillos para la colocación de los bloques through-stones, y asegurando un buen traslape en las secciones transversales, lo que conduce a un aumento de la resistencia lateral fuera del plano.

Se ha determinado que las pircas de configuración actual son altamente vulnerables ante un sismo frecuente, con una probabilidad del 100% de colapso. Las configuraciones mejoradas presentan una probabilidad menor al 40% de colapso en dicho escenario, aunque todas las pircas, incluyendo las mejoradas, tienen una probabilidad del 100% de colapso en un sismo raro. En resumen, aunque las configuraciones mejoradas presentan una mejoría en su resistencia, sigue siendo importante considerar que la vulnerabilidad ante un sismo raro sigue siendo alta y equiparable a la de viviendas de mampostería simple o no tecnificadas construidas sobre el relleno que retienen las pircas.

Del análisis de sensibilidad realizado se pudo observar que mejorar la calidad del suelo (aumentar el ángulo de fricción del relleno) puede aumentar el factor de seguridad del muro en más del 100% en comparación con un suelo de baja calidad. Por otro lado, es necesario hacer más estudios de riesgo para establecer las alturas máximas permisibles debido a que todos los estudios que se hizo en esta investigación son para muros de alturas de 1.5 m.

Aunque los lineamientos dados son sencillos, es fundamental capacitar a los maestros pirqueros para que entiendan la importancia del uso de through-stones y el traslape entre bloques antes de construir un muro de configuración mejorada. Esto resulta un reto debido a la irregularidad de las piedras, tal como se verificó en la campaña experimental.

## **Recomendaciones**

La investigación ha permitido una propuesta para mejorar la técnica de construcción de muros de retención de piedra en Lima-Perú. Sin embargo, se recomienda limitar su uso a obras de mejoramiento ambiental,

reducción de riesgos en taludes, agricultura urbana y delimitación de áreas protegidas. Es necesario realizar una guía de construcción de pircas a partir de los lineamientos constructivos de la técnica mejorada que sea reconocida por el estado peruano. Esto permitiría la inclusión de los maestros que se dedican a esta actividad al mercado formal de la construcción. Su actividad puede tener un impacto positivo en la seguridad sísmica de los pobladores de Lima y de otras ciudades peruanas con construcciones similares.

Como estudios futuros se recomienda realizar ensayos dinámicos con especímenes a escala natural que permitan validar los resultados teóricos y mejorar la modelación. Por otro lado, los modelos numéricos consideraron un traslape de  $\frac{1}{2}$  de cada piedra en la dirección longitudinal e hiladas con la misma altura debido a que los bloques son regulares. Por lo cual, el traslape longitudinal es un factor a tomar en cuenta en un estudio a futuro. Además, es necesario hacer más estudios de riesgo para establecer las alturas máximas permisibles debido a que todos los estudios que se hizo en esta investigación son para muros de alturas de 1.5 m.



## Referencias bibliográficas

- [1] E. Vincens, J. Plassiard, and J. Fry, *Dry stone retaining structures: DEM modeling*. Oxford: Elsevier, 2016.
- [2] A. Kendall and A. Rodríguez, “Desarrollo y perspectivas de los sistemas de andenería de los andes centrales del Perú,” *Institut Francais d’études Andines & Centro de Estudios Regionales Andinos Bartolomé de las Casas, Eds. Cusco*, 2009.
- [3] C. Blossiers, B. Deza, R. León, and M. Samané, “Manual de Captación y Aprovechamiento de Agua de Lluvia (II, pp. 195-216),” *Chile: ONU. Programa para el Medio Ambiente*, 2020.
- [4] PRONAMACHCS, “Recuperación de andenes. In: Reunión Regional de Conservación de Suelos y Agua,” *Cusco: Programa Nacional de Conservación de Suelos y Aguas en Cuencas Hidrográficas*, 1984.
- [5] P. Ita, S. Santa-Cruz, D. Daudon, N. Tarque, A. Párraga, and V. Ramos, “Out-of-plane analysis of dry-stone walls using a pseudo-static experimental and numerical approach in natural-scale specimens,” *Eng Struct*, vol. 288, p. 116153, Aug. 2023, doi: 10.1016/j.engstruct.2023.116153.
- [6] P. McCombie, J. Morel, and D. Garnier, *Drystone retaining walls: Design, construction, and assessment*, CRC Press. 2015.
- [7] B. Villemus, J. C. Morel, and C. Boutin, “Experimental assessment of dry stone retaining wall stability on a rigid foundation,” *Eng Struct*, vol. 29, no. 9, pp. 2124–2132, Sep. 2007, doi: 10.1016/j.engstruct.2006.11.007.
- [8] A.-S. Colas, J.-C. Morel, and D. Garnier, “Full-scale field trials to assess dry-stone retaining wall stability,” *Eng Struct*, vol. 32, no. 5, pp. 1215–1222, May 2010, doi: 10.1016/j.engstruct.2009.12.047.
- [9] C. Mundell, P. McCombie, A. Heath, J. Harkness, and P. Walker, “Behaviour of drystone retaining structures,” *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Structures and Buildings*, vol. 163, no. 1, pp. 3–12, Feb. 2010, doi: 10.1680/stbu.2009.163.1.3.
- [10] L. R. Alejano, M. Veiga, I. Gómez-Márquez, and J. Taboada, “Stability of granite drystone masonry retaining walls: II. Relevant parameters and analytical and numerical studies of real walls,” *Géotechnique*, vol. 62, no. 11, pp. 1027–1040, Nov. 2012, doi: 10.1680/geot.10.P.113.
- [11] N. Savalle, J. Blanc-Gonnet, E. Vincens, and S. Hans, “Dynamic behaviour of drystone retaining walls: shaking table scaled-down tests,” *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, vol. 26, no. 10, pp. 4527–4547, Jul. 2022, doi: 10.1080/19648189.2020.1855477.
- [12] C. Zavala, “PREDES. Guía técnica para reducir el riesgo de viviendas en laderas. Lima,” 2018.

- [13] Organización No Gubernamental (ONG), "Soluciones Prácticas. Proyecto Carabayllo Reduciendo Riesgos," [base de datos en USB] [fecha de consulta: 20 de julio del 2018].
- [14] C. Zanelli, "Evaluación de vulnerabilidad sísmica de las pircas mediante modelación numérica en elementos discretos: aplicación al caso de las pircas en Carabayllo," Tesis para optar el título de Magíster en Ingeniería Civil, Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, 2019.
- [15] J. Paredes, "Vivir en las alturas," *El Comercio*. Recuperado de <https://elcomercio.pe/eldominical/actualidad/vivir-alturas-392960>, 2016.
- [16] H. Tavera and E. Buforn, "Sismicidad y sismotectónica de Perú," *Física de la Tierra*, 10, 187-219, 1998.
- [17] V. Ramos, "Evaluación del riesgo sísmico en viviendas sobre pircas en un asentamiento humano en el distrito de Villa María del Triunfo," Tesis para optar al título de Ingeniero Civil. Pontificia Universidad Católica del Perú., Lima, 2021.
- [18] P. J. Walker, J. C. Morel, and B. Villemus, "Outline of dry-stone retaining wall construction in Britain and France," In *12 th Int. Brick/Block Masonry Conf. Proc. (Vol. 3, pp. 1909-1927)*, 2000.
- [19] A. Camacho, "Construcción en Piedra Seca. Guía práctica voluntariado ambiental. España. ," *Junta de Andalucía.*, 2008.
- [20] J. B. Pinedo, C. Deza, B. León, and R. Samané, "Agricultura de laderas a través de andenes, Perú. vva, Manual de Capacitación y Aprovechamiento del Agua de Lluvia. Experiencias en América Latina, Organización de las Naciones Unidas para la Agricultura y la Alimentación," *Oficina Regional de la FAO para América Latina y El Caribe, Serie: zonas áridas y semiáridas, (13), 195-223*, 2000.
- [21] P. Tarolli, F. Preti, and N. Romano, "Terraced landscapes: From an old best practice to a potential hazard for soil degradation due to land abandonment," *Anthropocene*, vol. 6, pp. 10–25, Jun. 2014, doi: 10.1016/j.ancene.2014.03.002.
- [22] M. P. O'Reilly and J. Perry, "Drystone Retaining Walls and their Modifications: Condition Appraisal and Remedial Treatment," *CIRIA.*, 2009.
- [23] Y. C. Chan, "Study of Old Masonry Retaining Walls in Hong Kong," *Geo Report No 31. Hong Kong: Geotechnical Engineering Office*, 1996.
- [24] M. L. Tarabochia, "Más-de-un-millon-de-personas-en-riesgo-por-vivir-en-laderas-de-cerros," *La República*, pp. <http://larepublica.pe/impresasociedad/746002-mas-de-un-millon-de-personas-en-riesgopor-vivir-enladeras-de-cerros>., 2016.
- [25] Anon, "Experiments carried on at Chatham by the late Lieutenant Hope, Royal Engineers, on the pressure of earth against revetments and the best form of retaining walls," *Corps R. Eng*, 1845.
- [26] J. Burgoyne, "Revetments of retaining walls," *Corps R. Eng. Pap*, 1853.

- [27] A.-S. Colas, J.-C. Morel, and D. Garnier, "Assessing the two-dimensional behaviour of drystone retaining walls by full-scale experiments and yield design simulation," *Géotechnique*, vol. 63, no. 2, pp. 107–117, Feb. 2013, doi: 10.1680/geot.10.P.115.
- [28] N. Savalle, É. Vincens, and S. Hans, "Experimental and numerical studies on scaled-down dry-joint retaining walls: Pseudo-static approach to quantify the resistance of a dry-joint brick retaining wall," *Bulletin of Earthquake Engineering*, vol. 18, no. 2, pp. 581–606, Jan. 2020, doi: 10.1007/s10518-019-00670-9.
- [29] P. Meyer, J. Ochsendorf, J. Germaine, and E. Kausel, "The impact of high-frequency/low-energy seismic waves on unreinforced masonry," *Earthquake Spectra*, 2007.
- [30] M. H. Baziar, H. Shahnazari, and M. Rabeti Moghadam, "Sliding stability analysis of gravity retaining walls using the pseudo-dynamic method," *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Geotechnical Engineering*, vol. 166, no. 4, pp. 389–398, Aug. 2013, doi: 10.1680/geng.10.00036.
- [31] N. Savalle, "Étude du comportement sismique des murs de soutènement de talus en pierre sèche," [Thèse de Doctorat de l'Université de Lyon]. Repositorio Académico de École Centrale Lyon. <https://theses.hal.science/tel-02482062v2>, 2019.
- [32] Y. Fukumoto, J. Yoshida, H. Sakaguchi, and A. Murakami, "The effects of block shape on the seismic behavior of dry-stone masonry retaining walls: A numerical investigation by discrete element modeling," *Soils and Foundations*, vol. 54, no. 6, pp. 1117–1126, Dec. 2014, doi: 10.1016/j.sandf.2014.11.007.
- [33] P. Ita, D. Daudon, S. Santa-Cruz, and N. Tarque, "Experimental and numerical evaluation of out-of-plane seismic performance of traditional dry stone retaining walls in the Central Andes region," in *12th National Conference on Earthquake Engineering, NCEE 2022*, 2022.
- [34] R. M. Harkness, W. Powrie, X. Zhang, K. C. Brady, and M. P. O'Reilly, "Numerical modelling of full-scale tests on drystone masonry retaining walls," *Géotechnique*, vol. 50, no. 2, pp. 165–179, Apr. 2000, doi: 10.1680/geot.2000.50.2.165.
- [35] G. Milani, Y. W. Esquivel, P. B. Lourenço, B. Riveiro, and D. V. Oliveira, "Characterization of the response of quasi-periodic masonry: Geometrical investigation, homogenization and application to the Guimarães castle, Portugal," *Eng Struct*, vol. 56, pp. 621–641, Nov. 2013, doi: 10.1016/j.engstruct.2013.05.040.
- [36] G. Milani and P. B. Lourenço, "A simplified homogenized limit analysis model for randomly assembled blocks out-of-plane loaded," *Comput Struct*, vol. 88, no. 11–12, pp. 690–717, Jun. 2010, doi: 10.1016/j.compstruc.2010.02.009.
- [37] P. Cundall, "Distinct element models for rocks and soil structure," In: *Analytical and Computational Methods in Engineering Rock Mechanics*, 1987.

- [38] J. V. Lemos, "Discrete Element Modeling of Masonry Structures," *International Journal of Architectural Heritage*, vol. 1, no. 2, pp. 190–213, May 2007, doi: 10.1080/15583050601176868.
- [39] S. Santa Cruz, P. Ita, D. Daudon, N. Tarque, and J. Nina, "Reporte del proyecto Concurso Anual de Proyectos 2021-convenio PI 0770 'Mejoramiento de técnica de construcción de pircas mediante estudios experimentales,'" 2022.
- [40] S. Santa Cruz, D. Daudon, N. Tarque, C. Zanelli, G. Rivas, and E. Quispe, "Reporte del proyecto 109-2017-FONDECYT. Validación de técnicas de construcción de pircas mediante estudios numéricos experimentales con tecnología desarrollada en Perú," 2020.
- [41] Runa, "Lima no tuvo un terremoto. La palabra ingenua," Recuperado 27 de enero de 2022, de <https://lapalabraingenua.blogspot.com/search?q=lima+no+tuvo+un+terremoto>.
- [42] S. Manrique, "La banda del chino. América televisión," Recuperado 8 de enero de 2022, de [https://www.youtube.com/watch?v=m5Xk64ten8k&ab\\_channel=Am%C3%A9ricaTelevisi%C3%B3n-Novelas..](https://www.youtube.com/watch?v=m5Xk64ten8k&ab_channel=Am%C3%A9ricaTelevisi%C3%B3n-Novelas..)
- [43] T. Schacher and Q. Ali, "Dhajji construction." United Nations Pakistan and NDMA Pakistan, 2009.
- [44] DSWA, "Design specification for Dry Stonewall Retaining Systems." United Kingdom, 2011.
- [45] P. Cundall, "A computer model for simulating progressive, large scale movements in blocky rock systems," In: *Proceedings of the International Symposium Rock Fracture, ISRM, Nancy, vol. 1C*, 1971.
- [46] J. Williams, G. Hocking, and G. Mustoe, "La base théorique de la méthode des éléments discrets," *NUMETA 1985, Méthodes numériques d'ingénierie, théorie et applications*. Rotterdam: AA Balkema, 1985.
- [47] T. Pöschel and T. Schwager, "Dynamique granulaire computationnelle: Modèles et algorithmes," *Modèles et algorithmes*. Berlin: Springer, 2005.
- [48] F. Radjaï and F. Dubois, *Modélisation par éléments discrets de matériaux granulaires*. ISBN 978-1-84821-260-2, 2011.
- [49] V. Sarhosis, J. Lemos, and K. Bagi, "Discrete element modeling. Numerical Modeling of Masonry and Historical Structures," 2019.
- [50] D. Daudon, "Curso del método de elementos discretos [diapositiva]," *J. Universidad Grenoble Alpes. Laboratorio 3SR.*, 2020.
- [51] E. Stagnitta, "Modeling of a masonry arch using the Discrete Element Method," [https://oa.upm.es/59385/1/TFM\\_ESTEFANIA\\_STAGNITTA.pdf](https://oa.upm.es/59385/1/TFM_ESTEFANIA_STAGNITTA.pdf), 2019.
- [52] J. V Lemos, A. C. Costa, and E. M. Bretas, "Assessment of the seismic capacity of stone masonry walls with block models," *Computational Methods in Earthquake Engineering*, pp. 221–235, 2011.

- [53] J. J. Oetomo, E. Vincens, F. Dedecker, and J. Morel, "Modeling the 2D behavior of dry-stone retaining walls by a fully discrete element method," *Int J Numer Anal Methods Geomech*, vol. 40, no. 7, pp. 1099–1120, May 2016, doi: 10.1002/nag.2480.
- [54] V. Šmilauer and et al., "Yade Documentation," *The Yade Project*, 2021.
- [55] F. Radjai and F. Dubois, "Discrete-element modeling of granular materials," *Wiley-Iste*, 2011.
- [56] S. Santa-Cruz, D. Daudon, N. Tarque, C. Zanelli, and J. Alcántara, "Out-of-plane analysis of dry-stone walls using a pseudo-static experimental and numerical approach in scaled-down specimens," *Eng Struct*, vol. 245, p. 112875, Oct. 2021, doi: 10.1016/j.engstruct.2021.112875.
- [57] J. Lemos, "Discrete Element Modeling of the Seismic Behavior of Masonry Construction," *Buildings*, vol. 9, no. 2, p. 43, Feb. 2019, doi: 10.3390/buildings9020043.
- [58] J. Hanley and C. O'Sullivan, "Analytical study of the accuracy of discrete element simulations," *Int J Numer Methods Eng*, 2017.
- [59] C. Papantonopoulos, I. N. Psycharis, D. Y. Papastamatiou, J. V. Lemos, and H. P. Mouzakis, "Numerical prediction of the earthquake response of classical columns using the distinct element method," *Earthq Eng Struct Dyn*, vol. 31, no. 9, pp. 1699–1717, Sep. 2002, doi: 10.1002/eqe.185.
- [60] D. Loverdos and V. Sarhosis, "Automatic image-based brick segmentation and crack detection of masonry walls using machine learning," *Autom Constr*, vol. 140, p. 104389, Aug. 2022, doi: 10.1016/j.autcon.2022.104389.
- [61] N. Kassotakis and V. Sarhosis, "Employing non-contact sensing techniques for improving efficiency and automation in numerical modelling of existing masonry structures: A critical literature review," *Structures*, vol. 32, pp. 1777–1797, Aug. 2021, doi: 10.1016/j.istruc.2021.03.111.
- [62] P. Ita, S. Santa-Cruz, and D. Daudon, "Numerical studies on dry joint stone masonry: a pseudo-static approach for the study of the out-of-plane performance of different wall configurations," *14th North American Masonry Conference (14NAMC)*, 2023.
- [63] J. Vaculik, M. C. Griffith, and G. Magenes, "Dry Stone Masonry Walls in Bending—Part II: Analysis," *International Journal of Architectural Heritage*, vol. 8, no. 1, pp. 29–48, Jan. 2014, doi: 10.1080/15583058.2012.663060.
- [64] C. Casapulla, L. U. Argiento, A. Maione, and E. Speranza, "Upgraded formulations for the onset of local mechanisms in multi-storey masonry buildings using limit analysis," *Structures*, vol. 31, pp. 380–394, Jun. 2021, doi: 10.1016/j.istruc.2020.11.083.
- [65] N. Mononobe and H. Matsuo, "On the determination of earth pressures during earthquakes," *Proc World Eng Congr 9:177–185*, 1929.

- [66] A. Párraga, "Evaluación del desempeño de muros de retención de piedra con junta seca. caso de estudio: pircas en una zona de las periferias de lima.," Tesis para obtener el título profesional de Ingeniera Civil, 2022.
- [67] P. I. A. N. C. MarCom, "Seismic design guidelines for port structures." Working Group. No. 34., 2001.
- [68] S. L. Kramer, "Geotechnical earthquake engineering," *In: Prentice-Hall international series in civil engineering and engineering mechanics. Prentice-Hall, New Jersey., 1996.*
- [69] R. Saragoni, "Análisis de riesgo sísmico para la reconstrucción del Puerto de Valparaíso," *6tas Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica, Santiago, Vol 2, 165-178, 1993.*
- [70] R. Watkins, B. Keil, R. Mielke, and S. Rahman, "Pipe Zone Bedding And Backfill: A Flexible Pipe Perspective," in *Pipelines 2010*, Reston, VA: American Society of Civil Engineers, Aug. 2010, pp. 426–438. doi: 10.1061/41138(386)42.
- [71] ABG Geosynthetics, "Soil Properties | Soil Unit Weight Technical Note | ABG Geosynthetics. (s.f.)," <https://abg-geosynthetics.com/technical/soil-properties/unit-weight/>.
- [72] Federal Emergency Management Agency (FEMA), "Earthquake Loss Estimation Methodology," *Technical Manual, Washington, DC: FEMA. 1999.*
- [73] Evaluación de Riesgos Naturales - América Latina- Consultores en Riesgos y Desastres, "Evaluación de Riesgos Naturales - América Latina- Consultores en Riesgos y Desastres," *Informe Técnico ERN-CAPRA-T1-3 Propuesta de Indicadores y Funciones de Vulnerabilidad, Honduras: CAPRA Evaluación Probabilística de Riesgos en Centro América, 2010.*
- [74] A. K. Chopra, *Dinámica de estructuras* . 2014.
- [75] P. Ita, S. Santa-Cruz, D. Daudon, and N. Tarque, "Out-of-plane analysis of dry-stone walls using a pseudo-static experimental and numerical approach in natural-scale specimens," *The International Conference on Structural Analysis of Historical Constructions (SAHC), 2023.*
- [76] Y. Wu and S. Prakash, "On Seismic Displacements of Rigid Retaining Walls," in *Analysis and Design of Retaining Structures against Earthquakes*, New York, NY: American Society of Civil Engineers, Jan. 1996, pp. 21–37. doi: 10.1061/9780784402061.003.
- [77] L. Cagin *et al.*, "Pierre sèche: théorie et pratique: D'un système traditionnel de construction," *Editions Eyrolles, 2017.*

## **Anexos**

- *Anexo 1: Matriz de consistencia*



Objetivos	Descripción	Capítulo	Actividades	Variables dependientes	Variables independientes
1	Analizar el efecto de la configuración de las pircas en su comportamiento fuera del plano mediante modelación numérica con un enfoque pseudoestático	5	Elección de elemento en YADE que representa las piedras para la modelación	Comportamiento de los muros de piedra (deformaciones, resistencia, mecanismo de falla, etc.)	Propiedades mecánicas de los bloques y juntas (rigidez normal (KN), rigidez cortante (KS) ,ángulo de fricción), geometría del elemento que representa las piedras del muro (configuración y dimensión)
		5	Calibración preliminar de los modelos numérico en base a los resultados experimentales de Ita et al. [13].		Disposición de los elementos del muro (configuración)
		6	Realizar un estudio preliminar de la influencia de la configuración de la pirca en su comportamiento fuera del plano. Se considera 3 configuraciones básicas considerando las conclusiones de Ita et al. [13]		Configuración del muro
		7	Elaborar la modelación numérica pseudo estática de 70 configuraciones de pircas utilizando el método de los elementos discretos (DEM) para estudiar la influencia de la configuración de la pirca en su comportamiento fuera del plano.		Sección longitudinal del muro (cantidad y posición de los through stones), sección transversal de los muros (traslape de sus bloques)
2	Validar las conclusiones obtenidas en el estudio numérico mediante ensayos experimentales pseudoestáticos, a escala natural, de pircas de configuración mejorada	8	Proponer tres diseños mejorados (configuraciones mejoradas), basados en los resultados numéricos , para evaluarlos posteriormente en ensayos pseudoestáticos a escala natural.	Ninguna (actividad de análisis)	Ninguna (actividad de análisis)
			Realizar ensayos experimentales pseudoestáticos, a escala natural, de pircas de diferentes configuraciones	Comportamiento de los muros de piedra (deformaciones, resistencia, mecanismo de falla, etc.)	Configuración de los muros
			Comparar e interpretar los resultados experimentales y numéricos pseudo estáticos.	Ninguna (actividad de análisis)	Ninguna (actividad de análisis)
			Calibración final de los modelos numéricos en función de los resultados experimentales y obtención de patrones de calibración	Comportamiento de los muros de piedra (deformaciones, resistencia, mecanismo de falla, etc.)	Propiedades mecánicas de los bloques y juntas (rigidez normal (KN), rigidez cortante (KS) ,ángulo de fricción)
			Estimación de la aceleración de colapso en base a los resultados experimentales usando el método de Saragoni y Mononobe Okabe (M-O).	Aceleración de colapso	Propiedades del relleno y cargas (sobrecarga y carga viva)
3	Analizar el efecto de la configuración de las pircas en su comportamiento fuera del plano mediante modelación numérica con un enfoque	9	Realizar un análisis numérico dinámico de las pircas de configuración mejorada ante una señal sísmica representativa de los sismos de Perú.	Comportamiento de los muros de piedra (deformaciones, resistencia, mecanismo de falla, etc.)	Configuración de los muros, sollicitación (carga armonica ,registro sísmico)
			Estudiar lo conservador que es el enfoque pseudoestático y dinámico mediante modelación numérica.	Ninguna (actividad de análisis)	Ninguna (actividad de análisis)
4	Proponer mejoras en la construcción de pircas para un mejor comportamiento fuera del plano respecto al comportamiento actual	10	Sugerir recomendaciones en la construcción de las pircas para mejorar su desempeño actual fuera del plano, en base a los estudios numéricos y experimentales	Ninguna (actividad de análisis)	Ninguna (actividad de análisis)

- *Anexo 2: Videos de los ensayos pseudo-estáticos de pircas*

En este anexo se incluye un enlace a los videos de los ensayos pseudo-estáticos de pircas. Estos videos muestran el colapso de los muros. El QR y enlace a los videos son los siguientes:



[https://drive.google.com/drive/folders/1Lk7yn1Pydo6S73Ob5HeXt0O0Dw\\_nF7vH?hl=es](https://drive.google.com/drive/folders/1Lk7yn1Pydo6S73Ob5HeXt0O0Dw_nF7vH?hl=es).

Nota: La edición de los videos se realizó por Leonel Lipa



- *Anexo 3: Ejemplo de código básico en YADE [54], que muestra una esfera cayendo por gravedad, rebotando contra otra esfera que representa el soporte.*

```

# DATOS
# añadir 2 partículas a la simulación utilizan el material predeterminado
O.bodies.append(
[
# fijo: la posición de la partícula en el espacio no cambiará (soporte)
sphere(center=(0, 0, 0), radius=0.5, fixed=True),
# esta partícula es libre, sujeta a la dinámica
sphere((0, 0, 2), 0.5)])

# COMPONENTES FUNCIONALES
# Bucle de simulación
O.engines=[
# Reiniciar las fuerzas
ForceResetter(),
# Detección aproximada de colisiones, crear interacciones
InsertionSortCollider([Bo1_Sphere_Aabb()]),
# Gestionar interacciones
InteractionLoop(
[Ig2_Sphere_Sphere_ScGeom(), Ig2_Wall_Sphere_ScGeom()], # interacción geométrica
[Ip2_FrictMat_FrictMat_FrictPhys()], # interacción física
[Law2_ScGeom_FrictPhys_CundallStrack()] # leyes de contacto - aplicación de fuerzas
),
# Aplicar otras condiciones o cargas: Aplicar fuerza de la gravedad a las partículas.
# amortiguamiento: disipación numérica de energía.
# Actualizar posiciones usando las ecuaciones de Newton
NewtonIntegrator(gravity=(0, 0, -9.81), damping=0.1)
]
# ajustar el intervalo de tiempo a una fracción del intervalo de tiempo crítico
# la fracción es muy pequeña, para que la simulación no sea demasiado rápida
# y el movimiento pueda ser observado
O.dt = .5e-4 * PWaveTimeStep()
# guardar la simulación, para que pueda ser recargada más tarde, para experimentación
O.saveTmp()

```

Las interacciones siempre se producen entre un par de cuerpos; generalmente, son creadas en base a la proximidad espacial. Cada interacción tiene 2 componentes, interacción geométrica (IGeom) e interacción física (IPhys). IGeom mantiene la configuración geométrica de las dos partículas en colisión; se actualiza automáticamente mientras las partículas en cuestión se mueven. Es posible representar muchos tipos de contactos con la geometría básica de esfera-esfera (por ejemplo, en Ig2\_Wall\_Sphere\_ScGeom). IPhys representa las características no geométricas de la interacción; algunas se calculan a partir de los materiales de las partículas en contacto. Cuando se establece un nuevo contacto, sus propiedades se calculan a partir de los materiales asociados con ambas partículas, ejemplo FrictMat. Ip2\_FrictMat\_FrictMat\_FrictPhys crea una nueva instancia: FrictPhys, que define

la rigidez normal  $K_N$ , la rigidez al corte  $K_T$  y el ángulo de fricción  $\phi$ . La ley constitutiva presentada aquí es el modelo de contacto elástico-friccional no cohesivo más simple, que Yade implementa en `Law2_ScGeom_FrictPhys_CundallStrack`.

- *Anexo 4: Publicaciones*

- Título: Out-of-plane analysis of dry-stone walls using a pseudo-static experimental and numerical approach in natural-scale specimens

Autor(es): Ita, P, Santa-Cruz, S, Daudon, D, Tarque, N, Parraga, A, Ramos, V

Revista o publicación: Engineering Structures

Volumen: 288

Fecha de publicación: agosto de 2023

Resumen:

En las laderas de algunas ciudades andinas, la población corre un alto riesgo sísmico debido a sus viviendas informales, construidas sin asesoramiento técnico, basadas en rellenos no compactados y sostenidas por muros de contención de piedra seca (pircas). En este trabajo, nuestro objetivo fue evaluar el desempeño fuera del plano de los muros de retención típicos de la ciudad de Lima, Perú, ubicados en las laderas de los Andes centrales. En este primer estudio, no se ha considerado el efecto del relleno porque solo se estudió el comportamiento del muro. Se construyeron y probaron tres muros de 1 metro de altura y tres de 1.5 metros de altura. La construcción fue realizada por trabajadores locales, siguiendo sus prácticas tradicionales, y las pruebas se realizaron en una plataforma inclinada para generar cargas de gravedad fuera del plano. La delaminación y el volteo fueron los tipos más frecuentes de falla. De las pruebas experimentales, encontramos que la resistencia última promedio fue del 31 % y el 24 % del peso para los muros de 1 m y 1,5 m, respectivamente. Se utilizó el método de elementos discretos para los modelos numéricos, y los parámetros de contacto de rigidez y ángulo de fricción correspondientes al modelo de Coulomb se calibraron utilizando los resultados experimentales. Se estudiaron los efectos sobre el comportamiento mecánico del uso de through-stones (piedras de amarre) y traslape entre los elementos del muro. Se concluyó que las pircas podrían mejorarse en cierta medida con mejores prácticas de construcción, y se requieren estudios adicionales con el objetivo de mejorar las prácticas de construcción actuales. En un estudio posterior, se estudiará numérica y experimentalmente la interacción entre el muro y el relleno.

- Título: Experimental and numerical evaluation of out-of-plane seismic performance of traditional dry stone retaining walls in the central Andes region

Autor(es): Ita P, Daudon D, Santa Cruz S, Tarque N

Conferencia: 12th National Conference on Earthquake Engineering

Fecha de publicación: enero de 2022

Resumen: La población que vive de manera informal en las laderas de algunas ciudades de los Andes corre un alto riesgo sísmico debido a la falta de asesoramiento técnico para construir sus hogares, que se asientan sobre rellenos no compactados sostenidos por pircas (muros de contención tradicionales de piedra seca). El objetivo de este trabajo fue evaluar el desempeño sísmico de estos muros a través de pruebas pseudoestáticas y modelos numéricos aplicando el método de elementos discretos (DEM), simulando fuerzas en dirección fuera del plano. Se construyeron tres muros de 1 m y tres de 1,5 m de altura. Estas son las dimensiones más comunes encontradas en el área de estudio (Lima). Se observó que la falla más frecuente se debe a la delaminación y volteo de las pircas. Se estima que la resistencia última promedio a la deformación, obtenida experimentalmente, de los muros con alturas de 1 m y 1,5 m fue del 31% y 24% del peso, respectivamente. Para los modelos numéricos, se calibraron los parámetros de las fuerzas de contacto (rigidez y ángulo de fricción) utilizando los resultados experimentales. Se concluye que los muros pueden mejorar su capacidad con una mejor práctica de construcción.

- Título: Numerical studies on dry joint stone masonry: a pseudo-static approach for the study of the out-of-plane performance of different wall configurations

Autor(es): Ita, P, Santa-Cruz, S, Daudon, D, Tarque, N

Conferencia: 14th North American Masonry Conference (14NAMC)

Fecha de publicación: enero de 2023

Resumen: Este trabajo tiene como objetivo estudiar numéricamente el desempeño fuera del plano de diferentes configuraciones de muros de contención tradicionales de piedra seca, DSRW, en Sudamérica para recomendar mejoras en el proceso de construcción. Se realizaron estudios numéricos pseudoestáticos en 70 muros con diferentes configuraciones, variando la separación vertical y horizontal de los through-stones (piedras de amarre que atraviesan la sección transversal) y el traslape de piedras. En una campaña experimental previa, se observó que estos parámetros influyeron en la capacidad de corte basal, rigidez y modo de fallo de

los DSRW. Se utilizó el Método de Elementos Discretos (DEM) para modelar los muros (4,0 m de longitud, 1,5 m de altura y 0,6 m de ancho) con bloques regulares formados con esferas agregadas que representan las piedras. Todavía no se ha considerado el efecto del relleno porque solo se estudió el comportamiento del muro. Los parámetros del modelo se calibraron con pruebas experimentales previas. Como resultado, se obtuvo que el efecto de la separación horizontal y vertical de las piedras que atraviesan se vuelve esencial, especialmente cuando la superposición de los elementos de sección transversal es despreciable. Por el contrario, se pueden obtener diferentes resistencias para la misma cantidad de through-stones, variando la configuración del muro. Por ejemplo, un muro con un 4% de through-stones puede obtener una resistencia entre el 14% y el 26% de su peso. Por lo tanto, es esencial conocer el efecto de cada parámetro mencionado para proponer recomendaciones y mejorar la técnica de los constructores locales. El siguiente paso será llevar a cabo una campaña experimental para verificar los resultados numéricos de este trabajo.

- Título: Out-of-plane analysis of dry-stone walls using a pseudo-static experimental and numerical approach in natural-scale specimens

Autor(es): Ita, P, Santa-Cruz, S, Daudon, D, Tarque, N

Conferencia: The International Conference on Structural Analysis of Historical Constructions (SAHC)

Fecha de publicación: enero de 2023

Resumen: En las laderas de algunas ciudades andinas de Sudamérica, la población ha construido sus hogares en terrazas apoyadas en muros de contención tradicionales de piedra seca ("pircas") sin ninguna regulación o código. Debido a que esta zona es propensa a fuertes movimientos sísmicos del suelo, es necesario comprender mejor el comportamiento fuera del plano de las pircas y su mecanismo de colapso para la prevención y mitigación de riesgos. Sin embargo, hasta la fecha no existen estudios dinámicos de esta construcción tradicional. Este trabajo aborda un estudio numérico de la respuesta de las pircas sometidas a movimientos sísmicos en dirección fuera del plano y cómo diferentes técnicas de construcción (es decir, arreglos de bloques y configuraciones de muros) pueden afectar esta respuesta. El análisis dinámico se realizó con YADE (un software de código abierto para modelos numéricos discretos y enfocado en el Método de Elementos Discretos, DEM). Variando la separación vertical de los through-stones (piedras de amarre) y el traslape de piedras en la sección transversal de los muros, se obtuvieron 5 modelos que fueron sometidos

a una señal sísmica representativa. Se seleccionaron clumps regulares y paralelepípedos de esferas rígidamente unidas para modelar los bloques del muro debido a su versatilidad en su geometría y menor costo computacional que otros tipos de partículas soportadas por YADE. Todavía no se ha considerado el efecto del relleno, ya que nos enfocamos en los efectos de la configuración del muro en la respuesta dinámica. En ausencia de resultados experimentales dinámicos, aún se debe buscar la calibración precisa del modelo numérico. Los resultados obtenidos son preliminares. En una etapa posterior, se llevará a cabo una prueba dinámica experimental y se podrán calibrar adecuadamente. Los resultados numéricos mostraron que cuando el muro presenta una sección transversal con un traslape adecuado, la cantidad de through-stones (de 2,2 a 3,6 por m<sup>2</sup>) no es importante. Por otro lado, cuando la sección transversal del muro no tiene traslape, el muro presenta la menor resistencia a niveles moderados de daño y colapso. Además, fue posible verificar que la respuesta fuera del plano pseudoestática (obtenida en un estudio previo) es más conservadora que la dinámica.

