

**PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ**

**ESCUELA DE POSGRADO**



**PONTIFICIA  
UNIVERSIDAD  
CATÓLICA  
DEL PERÚ**

**EVALUACIÓN DE VULNERABILIDAD SÍSMICA DE PIRCAS  
MEDIANTE MODELACIÓN NUMÉRICA EN ELEMENTOS  
DISCRETOS: APLICACIÓN AL CASO DE LAS PIRCAS EN  
CARABAYLLO, LIMA**

Tesis para optar por el Grado de **Magíster en Ingeniería Civil**, que presenta:

**Criss Talita Zanelli Flores**

Asesora: Dra. Sandra Cecilia Santa Cruz Hidalgo

Co-asesora: PhD Dominique Daudon

Lima, marzo del 2019

## RESUMEN

La ausencia de políticas de planeamiento urbanístico ha originado que los emigrantes habiten sobre laderas inestables de cerros en la periferia de la ciudad de Lima. Las viviendas en laderas pueden ser las más vulnerables debido a la precariedad de la construcción y a la dificultad de acceso. Estas viviendas son construidas sobre rellenos contenidos por muros de roca denominados pircas. Las pircas son estructuras precarias e inestables que presentan indicios del importante daño que podrían tener frente a posibles sismos; por ejemplo, algunas pircas de San Juan de Lurigancho (Lima) colapsaron durante el sismo de Pisco (2007). Frente al problema de la vulnerabilidad sísmica de las pircas, se realizaron diversos programas de mitigación y reducción de riesgos promovidos por diversas entidades, tales como ONG y Municipalidades. Estas entidades promovieron una mejora en las prácticas constructivas y realizaron estudios donde afirman la alta vulnerabilidad de las pircas; sin embargo, estos estudios son descriptivos y de enfoque cualitativo. Frente a los tres millones de personas que habitan en las laderas de Lima, es importante conocer la vulnerabilidad sísmica de las pircas mediante un análisis sofisticado que estime el daño posible según los niveles de sismo. El objetivo general de esta investigación es evaluar la vulnerabilidad sísmica de pircas en las laderas de la quebrada El Progreso, Carabayllo. Primero, se caracterizarán tres pircas representativas mediante un análisis estadístico de una encuesta existente. Luego, se estimará la máxima intensidad del movimiento sísmico de la ladera. Después, se realizará la modelación numérica en elementos discretos de las pircas frente a cargas de servicio y de sismo (pseudo-estático) fuera de plano. Se obtendrán curvas de respuesta estructural que relacionen la máxima intensidad del movimiento sísmico con la deriva fuera de plano. Por último, se calcularán las curvas de vulnerabilidad sísmica de pircas y de viviendas sobre pircas con base en los niveles de daño leve, moderado, extensivo y completo. Los resultados mostraron que, frente a sismos frecuentes, las viviendas sobre pircas bajas, y sobre pircas medianas o altas quedarían con un daño estructural del 37 y del 65%, respectivamente. Frente a sismos ocasionales, las viviendas sobre pircas bajas quedarían con un daño del 70% y las demás colapsarían. El conocimiento de vulnerabilidad sísmica es un paso crucial para estudiar el riesgo sísmico de las viviendas sobre pircas. Entonces, se podrá conocer la magnitud de la inseguridad sísmica que las viviendas en ladera enfrentan y establecer recomendaciones viables para evitar la pérdida de vidas humanas y los daños físicos.

## **AGRADECIMIENTOS**

En primer lugar, un agradecimiento muy especial para Dios por iluminarme cada día y a mi familia por el apoyo incondicional y la confianza que me han venido brindando para cumplir mis metas.

Mi más sincero agradecimiento a mi asesora de tesis, la Dra. Sandra Santa Cruz y a mi co-asesora, la PhD Dominique Daudon, por darme la oportunidad de ser parte de este proyecto, por la confianza depositada, por sus guías y las continuas recomendaciones que permitieron concluir este trabajo.

Agradezco al Laboratorio de Sólidos, Riesgos y Suelos (3SR) de la Universidad de Grenoble Alpes (Francia) por darme la oportunidad de realizar una pasantía de estudios. Fue una enriquecedora experiencia en donde pude desarrollar los modelos numéricos de las pircas a través del programa 3DEC v4.1.

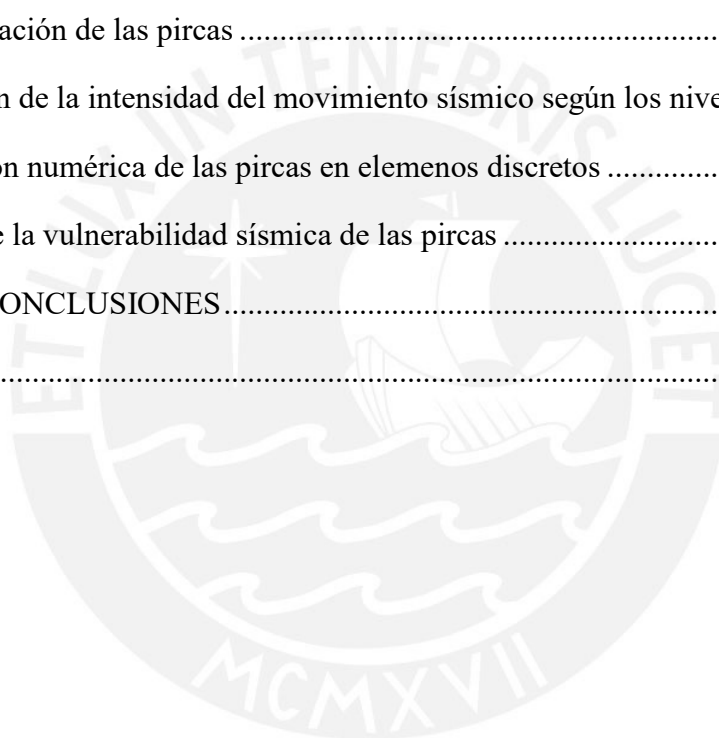
Agradezco al proyecto Fondecyt 109-2017 “Validación de técnicas de construcción de pircas mediante estudios numérico-experimentales con tecnología desarrollada en Perú” por compartir los resultados de los ensayos de laboratorio realizados a los bloques de roca en la quebrada El Progreso, Carabayllo.

Así también agradezco al Convenio de gestión Nro. 232-2015-Fondecyt brindado por el Consejo Nacional de Ciencia, Tecnología e Innovación Tecnológica (Concytec) por brindarme la beca de mis estudios de posgrado y por el apoyo financiero de mi pasantía en el Laboratorio 3SR y de mi ponencia en el congreso GEESD V.

## ÍNDICE

CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN.....	1
1.1. Antecedentes.....	1
1.2. Objetivos.....	4
1.3. Alcances.....	4
1.4. Hipótesis .....	4
1.5. Organización.....	5
CAPÍTULO 2: ESTUDIOS PREVIOS .....	6
2.1. Vulnerabilidad en las viviendas informales en las laderas de lima .....	6
2.2. Amenaza sísmica en el Perú .....	7
2.3. Empuje de tierra en muros de contención .....	9
2.4. Fuerza inercial sísmica de muros.....	10
2.5. Muros de Contención con Junta Seca (DSRW) .....	11
2.6. Vulnerabilidad sísmica de viviendas .....	16
CAPÍTULO 3: MARCO TEÓRICO .....	19
3.1. Análisis Probabilístico de Amenaza Sísmica (PSHA) .....	19
3.2. Método de Mononobe-Okabe (M-O) .....	24
3.3. Método de Saragoni.....	28
3.4. Método de Elementos Discretos (MED) .....	29
3.5. Métodos de análisis de vulnerabilidad sísmica.....	35
CAPÍTULO 4: METODOLOGÍA.....	36
4.1. Caracterización de tres pircas representativas de la zona de estudio .....	38
4.2. Estimación de la intensidad del movimiento sísmico según los niveles de sismo ....	39
4.3. Modelación numérica de las pircas en elementos discretos .....	41

4.4. Cálculo de la vulnerabilidad sísmica de las pircas .....	44
CAPÍTULO 5: APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA .....	49
5.1. Caracterización de las pircas .....	49
5.2. Estimación de la intensidad del movimiento sísmico según los niveles de sismo ....	56
5.3. Modelación numérica de las pircas en elementos discretos .....	59
5.4. Cálculo de la vulnerabilidad sísmica de las pircas .....	73
CAPÍTULO 6: DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....	80
6.1. Caracterización de las pircas .....	80
6.2. Estimación de la intensidad del movimiento sísmico según los niveles de sismo ....	81
6.3. Modelación numérica de las pircas en elementos discretos .....	83
6.4. Cálculo de la vulnerabilidad sísmica de las pircas .....	87
CAPÍTULO 7: CONCLUSIONES.....	89
REFERENCIAS .....	91



## LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1: Viviendas en ladera en (a) Bogotá [3] y en (b) Lima [9].....	1
Figura 1.2: Sistema de vivienda en ladera y definición de las dimensiones de pirca [13].....	2
Figura 1.3: Colapso de muros de junta seca en (a) la isla de Zante, Grecia [16] y en (b) la periferia de Lima, Perú [17] .....	3
Figura 1.4: Organización de la investigación .....	5
Figura 2.1: (a) Laderas y (b)pircas del Cerro El Agustino [15] .....	7
Figura 2.2: (a) Mapa de peligro sísmico en Lima Metropolitana y Callao [34], y de (b) isoaceleraciones de la quebrada El Progreso [38] .....	8
Figura 2.3: Mapa de zonificación del coeficiente sísmico en (a) Japón [52] para presas de concreto, enrocado y de tierra, y en (b) Perú [53] para presas de tierra y enrocado.....	11
Figura 2.4: Modelo MED de un muro de contención en el estado de colapso. (a) Bloques regulares. (b) Bloques tipo cuña [26] .....	13
Figura 2.5: Curvas de fragilidad de viviendas informales de un piso (a) en Perú - construidas con albañilería confinada [77] - y (b) en Latinoamérica - construidas con madera y de sistema no tecnificado [80]- .....	17
Figura 3.1: (a) Fuentes sismogénicas superficiales de tipo interface y cortical. (b) Fuentes sismogénicas de subducción de tipo intraplaca .....	20
Figura 3.2: Naturaleza del empuje lateral de la tierra sobre un muro de contención. [93] ..	24
Figura 3.3: Presión activa de Coulomb [93].....	25
Figura 3.4: Presión activa de Coulomb con sobrecarga sobre el relleno [93].....	26
Figura 3.5: Esquema de muro de contención y relleno [93].....	27
Figura 3.6:Determinación de la línea de acción de $P_{ae}$ [93] .....	28
Figura 3.7: Ciclo de cálculo. Adaptado de Manual 3DECv4.1. [94] .....	30
Figura 3.8: Interacción y diagrama constitutivo para (a) fuerza normal y (b) cortante según el modelo Coulomb-Slip.....	32
Figura 4.1: (a) Ubicación e (b) imagen satelital de la quebrada El Progreso en la ciudad de Lima [35] .....	36
Figura 4.2: Porcentaje de materiales de construcción de viviendas en la quebrada El Progreso .....	37

Figura 4.3: Viviendas de madera y de mampostería (señalado) en un sector de la quebrada El Progreso .....	37
Figura 4.4: Porcentaje de viviendas de uno, dos y tres pisos según la encuesta existente [11] .....	38
Figura 4.5: Esquema de los mecanismos físicos de juntas en DSRW y en Pircas .....	43
Figura 4.6: Curvas de vulnerabilidad sísmica de viviendas con sistemas estructurales de madera, mampostería simple y no tecnificado. Adaptado del Informe Técnico ERN-CAPRA-T1-3 [79].....	47
Figura 5.1: (a) Fotografía del AA.HH. Los Ángeles ubicado en la quebrada El Progreso. (b) Zona de donde se tomaron las muestras. ....	50
Figura 5.2: Muestras de roca para ensayos de propiedades físicas .....	50
Figura 5.3: (a) Histograma de altura de pircas y (b) definición de rangos característicos ...	51
Figura 5.4: (a) Histograma de ancho de pircas y (b) definición de rangos característicos...	52
Figura 5.5: Histograma de longitud de pircas.....	53
Figura 5.6: Vista 3D de las tres pircas características .....	55
Figura 5.7: (a) Mapa de intensidad sísmica para un sismo frecuente en Lima – PGA y (b) Espectro de Peligro Uniforme para los niveles de sismos en la zona de estudio .....	56
Figura 5.8: (a) Mapa de zonificación sísmica del Perú [114] y el valor del PGA – sismo raro y (b) Espectro de Peligro Uniforme provisto por SENCICO [115] .....	57
Figura 5.9: Perfil de elevación de la línea de corte en la zona de El Progreso.....	58
Figura 5.10: Cargas actuantes sobre la pirca en (a) condiciones de servicio y en (b) un sismo frecuente – Relleno activo en toda la altura .....	61
Figura 5.11: Cargas actuantes sobre la pirca en (a) condiciones de servicio y en (b) un sismo frecuente – Relleno activo en la mitad superior de la pirca.....	62
Figura 5.12: Modelo numérico de las pircas características.....	62
Figura 5.13: (a) Variación de la deriva fuera de plano según la altura de bloques y (b) zoom para derivas menores de 0.10% .....	63
Figura 5.14: Variación de la deriva fuera de plano según la relación Largo/Altura de la pirca .....	64
Figura 5.15: Incidencia del ángulo de fricción en variación de la rigidez normal (Kn).....	65
Figura 5.16: Incidencia del ángulo de fricción en variación de la relación Kn/Ks .....	66

Figura 5.17: (a) Proceso de carga del DSRW con relleno granular [22] y (b) modelo numérico del muro antes de la aplicación del empuje.....	68
Figura 5.18: Deriva fuera de plano obtenida de la fase experimental [22] y del modelo numérico (teórico) medidos a la izquierda, al centro y a la derecha del DSRW.....	69
Figura 5.19: (a) Desplazamiento fuera de plano frente a un PGA* de 0.22g y (b) colapso de la Pirca 2 (H=1.5m.) frente a un PGA* de 0.28g - relleno en toda la altura. ....	71
Figura 5.20: (a) Desplazamiento fuera de plano frente a un PGA* de 0.22g y (b) colapso de la Pirca 2 (H=1.5m.) frente a un PGA* de 0.39g - relleno en la mitad de la altura. ....	71
Figura 5.21: Respuesta estructural de las pircas con el relleno en (a) toda la altura y (b) en la mitad superior de altura .....	72
Figura 5.22: Curvas de vulnerabilidad sísmica de las pircas características con el relleno en (a) toda la altura y a (b) mitad de la altura.....	74
Figura 5.23: Curvas de vulnerabilidad sísmica de las pircas y de las viviendas para el caso del relleno activo en (a) toda la altura y en (b) la mitad superior de la altura de pirca .....	75
Figura 5.24: Curvas de vulnerabilidad sísmica de viviendas sobre pircas según el sistema estructural y frente al caso del relleno actuante en (a) toda la altura y en (b) la mitad superior de la pirca.....	76
Figura 5.25: Curvas de vulnerabilidad de viviendas sobre pircas frente al caso del relleno actuante en (a) toda la altura y en (b) la mitad superior de la altura de pirca.....	78



## **LISTA DE TABLAS**

Tabla 2.1: Recopilación de propiedades mecánicas de juntas para DSRW .....	15
Tabla 2.2: Recopilación de propiedades mecánicas de juntas para Mampostería de piedra 16	
Tabla 3.1: Condiciones mínimas para incluir efectos topográficos.....	23
Tabla 3.2: Recomendaciones de factor de amplificación para pseudo-aceleraciones [92] ..	24
Tabla 4.1: Niveles de sismos propuestos por el SEAOC Vision 2000 [106] .....	40
Tabla 4.2: Definición de Niveles de daño para Muros de gravedad [107] .....	44
Tabla 4.3: Niveles de daño y Deriva mínima para muros de gravedad adaptados de PIANC, 2001 [107]; y Daño estructural asignado.....	45
Tabla 4.4: Descripción de los sistemas estructurales de vivienda: madera, mampostería simple y no tecnificado .....	46
Tabla 5.1: Características macroscópicas y Propiedades físicas de las muestras de roca ....	50
Tabla 5.2: Rangos de alturas características .....	52
Tabla 5.3: Rangos de anchos caracterizados .....	53
Tabla 5.4: Medidas registradas en la visita de campo .....	54
Tabla 5.5: Dimensiones de las pircas caracterizadas.....	55
Tabla 5.6: Resultados del PGA y del PGA* para los niveles de sismo.....	59
Tabla 5.7: Cargas actuantes en servicio y en sismo frecuente en la base y en la cima de la Pirca 1, Pirca 2 y Pirca 3 – Relleno activo en toda la altura.....	60
Tabla 5.8: Cargas actuantes en servicio y en sismo frecuente en la base y en la cima de la Pirca 1, Pirca 2 y Pirca 3 – Relleno activo en la mitad de la altura.....	61
Tabla 5.9: Valores mínimos y máximos de las propiedades mecánicas de juntas .....	65
Tabla 5.10: Características físicas y geométricas del muro experimental cargado por relleno granular. Adaptado de [22].....	67
Tabla 5.11: Resumen del porcentaje de daño estructural de viviendas sobre pircas.....	79
Tabla 6.1: Comparación de PGA obtenidos de la investigación (CRISIS V7) con los provistos por SENCICO.....	82

## CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN

### 1.1. ANTECEDENTES

La expansión no planificada que muchas ciudades del mundo han experimentado para enfrentar el crecimiento de la población es uno de los múltiples factores que ha originado la población de emigrantes en la periferia de la ciudad [1] [2]. La alta demanda de áreas urbanas y la limitada disponibilidad de terreno plano ha ocasionado que algunas personas opten por habitar en terrenos inclinados; es decir, sobre las laderas de los cerros. La Figura 1.1(a) muestra los edificios multifamiliares ubicados en laderas de Bogotá, Colombia [3]. Así también, se presentan casos similares en Malasia [4] y en la India [5].

La mayoría de viviendas en ladera es denominada como asentamiento humano y describe un entorno que proporciona refugio a la mayoría de la población urbana pobre [6]. En Lima, la mayoría de los asentamientos humanos se ubican en las laderas de los cerros [7], donde vive el 30% de la población limeña (2.8 millones de personas) [8]. La Figura 1.1(b) muestra una foto de las viviendas en ladera en el Asentamiento Humano Arenal Alto ubicado en el distrito de Villa María Del Triunfo. El panorama es similar en los distritos de Carabayllo, San Juan de Lurigancho, El Agustino, San Juan de Miraflores, entre otros.



Figura 1.1: Viviendas en ladera en (a) Bogotá [3] y en (b) Lima [9]

En general, los habitantes de las laderas ubicadas en la periferia de Lima Metropolitana viven en un sistema conformado por la vivienda y su base o terraza. La terraza consiste en el relleno y el muro de contención que lo sostiene, el cual es denominado como pirca. Estas viviendas son informales ya que han sido construidas con materiales de cuestionable

calidad [10], sin supervisión técnica y sin el sustento de ningún tipo de reglamento o estándar reconocido [7]. El relleno es no controlado y está conformado por fragmentos de roca, suelo e incluso de desechos según el testimonio de algunos habitantes.

Las pircas son muros precarios compuestos por bloques de roca que contienen al relleno y mayormente no poseen ningún conglomerante entre bloques, además pueden llegar a tener una altura de cuatro metros [11]. Los maestros pirqueros son aquellos constructores de pirca y su estilo de construcción puede variar según el maestro dado que no existe ninguna regulación formal en cuanto a las pircas. Según Calizaya [12], las pircas son construcciones básicas y provisionales utilizadas para contener una plataforma donde se podría ubicar un módulo de vivienda de poco peso. Desde un contexto internacional, las pircas vienen a ser un tipo particular de los Muros de Contención de Junta Seca o denominados en el mundo como DSRW. La Figura 1.2. muestra el sistema de vivienda en ladera y definición de las dimensiones de pirca [13].

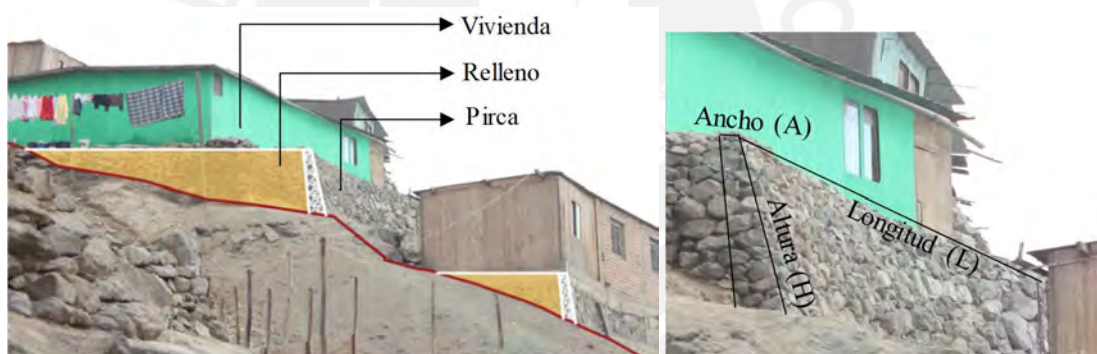


Figura 1.2: Sistema de vivienda en ladera y definición de las dimensiones de pirca [13]

La informalidad del sistema de vivienda en ladera sumado a la amplificación sísmica debido a la topografía motiva la vulnerabilidad de este tipo de viviendas que se ubican en una zona altamente sísmica [14]. En especial, las pircas son muros inestables, ya que ocasionalmente se reporta caída de boques o incluso el colapso parcial de estas estructuras ante cargas de servicio. A consecuencia de un sismo de magnitud 5.3 en la escala de Richter (2018) en la isla de Zante en Grecia, se reportó el colapso de un DSRW en la misma zona– ver Figura 1.3(a). En Perú, algunas pircas de San Juan de Lurigancho (Lima) colapsaron durante el sismo de magnitud 7.0 en la escala de Richter con epicentro en Pisco

(2007). Sin embargo, pese a la evidente vulnerabilidad de las pircas, aún continúa la expansión poblacional en las laderas de la periferia de Lima [15].



Figura 1.3: Colapso de muros de junta seca en (a) la isla de Zante, Grecia [16] y en (b) la periferia de Lima, Perú [17]

Frente al problema de la vulnerabilidad sísmica de las pircas, se cuenta con diversos programas de mitigación y reducción de riesgos que han venido trabajando en sociedad con diversos grupos, tales como Organizaciones No Gubernamentales y Municipalidades [18] [19] [20]. Estas entidades promueven una mejora en las prácticas constructivas a través de recomendaciones sencillas sobre el corte de talud, el tratamiento de rocas, la colocación de rocas de pircas y el proceso constructivo. Los estudios realizados verifican la alta vulnerabilidad de las pircas [21]; sin embargo, se desarrollaron desde un enfoque cualitativo. A escala global, hay estudios sobre el comportamiento estructural de los DSRW ante cargas de servicio [22] [23] [24], pero están limitados a los resultados experimentales. Frente a cargas de sismo, hay estudios que han realizado ensayos pseudo-estáticos [25] y dinámicos centrífugos [26] a especímenes de DSRW pero enfocan en analizar el mecanismo de colapso asociado a la máxima aceleración sísmica que puedan resistir, mas no evalúan el desempeño que tendría el muro según cada posible nivel de sismo. Por ello, es necesario conocer el nivel de daño que tendrían las pircas frente a sismos de diversas intensidades.

El presente trabajo de investigación plantea evaluar la vulnerabilidad sísmica de las pircas en la zona de estudio desde un enfoque cuantitativo mediante la modelación numérica. A partir de la respuesta estructural de las pircas frente a cargas actuantes en diversas

intensidades sísmicas, se presentarán curvas de vulnerabilidad para las pircas características que relacionarán la máxima aceleración del terreno en ladera con el daño estructural. De este modo, se pretende motivar futuras investigaciones con respecto a las viviendas sobre terreno inclinado y aportar al sustento técnico de necesarias medidas de mitigación de riesgos. Es importante resaltar que el presente trabajo de investigación busca estudiar las pircas como medida emergente; sin embargo, no pretende avalar técnicamente a este tipo de estructuras.

## **1.2. OBJETIVOS**

El objetivo general de esta investigación es contribuir al conocimiento de la vulnerabilidad sísmica de pircas mediante modelación numérica en elementos discretos aplicado al caso de las pircas ubicadas en Carabayllo. Con la finalidad de desarrollar el objetivo general, se plantean los siguientes objetos específicos.

- Caracterizar tres pircas representativas de la zona de estudio
- Estimar la intensidad del movimiento sísmico probable según el nivel de sismo esperado en la ciudad de Lima
- Elaborar la modelación numérica en elementos discretos de las pircas sometidas a empujes y fuerzas inerciales
- Calcular las curvas de vulnerabilidad sísmica de las pircas y estimar el daño según los niveles de sismo.

## **1.3. ALCANCES**

Se evaluará la vulnerabilidad sísmica de pircas en función de curvas de vulnerabilidad sísmica de tres pircas características para el caso del empuje del relleno actuante en toda la altura y en la mitad superior de la altura de la pirca. Las curvas relacionarán el daño estructural con la aceleración máxima del terreno plano. Adicionalmente se estimarán curvas de vulnerabilidad de viviendas sobre pircas según el tamaño de pirca y el caso de empuje del relleno.

## **1.4. HIPÓTESIS**

Es posible evaluar la vulnerabilidad de las pircas en términos de la intensidad de movimiento sísmico y de los niveles de daño estructural definidos en proporción de la

deriva fuera de plano de las pircas. Se espera obtener como resultado las siguientes premisas: (1) las pircas son más vulnerables que las viviendas que sostienen, (2) a mayor altura de la pirca, entonces mayor es su vulnerabilidad sísmica, (3) las pircas podrían tener un daño estructural importante frente al escenario de un sismo frecuente mientras que las pircas podrían colapsar frente al escenario de un sismo ocasional.

### 1.5. ORGANIZACIÓN

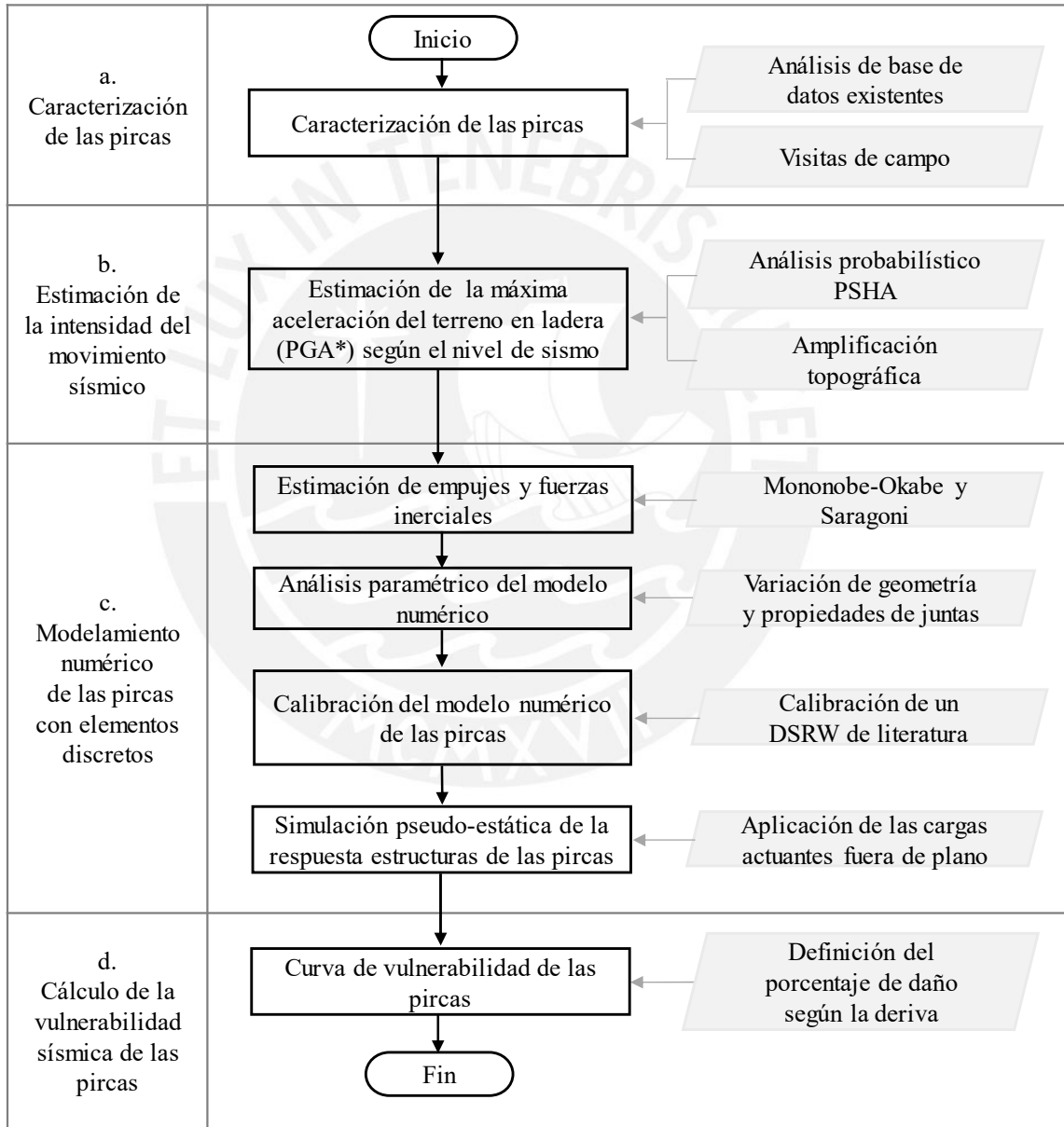


Figura 1.4: Organización de la investigación

## **CAPÍTULO 2: ESTUDIOS PREVIOS**

En este capítulo se presentan los estudios previos de la vulnerabilidad en las viviendas informales en las laderas de Lima, de la amenaza sísmica en el Perú, del empuje de tierra en muros de contención, de la fuerza inercial sísmica de muros, de los Muros de Contención con Junta Seca (DSRW) y de la vulnerabilidad sísmica de viviendas.

### **2.1. VULNERABILIDAD EN LAS VIVIENDAS INFORMALES EN LAS LADERAS DE LIMA**

Se presentan dos estudios sobre las viviendas en laderas en la periferia de Lima Metropolitana realizados por investigadores peruanos y franceses. Además, se describen las posibles causas sobre las viviendas informales en ladera desde la perspectiva de estos estudios.

El primer estudio fue sobre la vulnerabilidad de los Asentamientos Humanos de la periferia de Lima Metropolitana frente al cambio climático [27]. Este estudio tuvo como objetivo sensibilizar a los gestores de políticas públicas urbanas sobre la necesidad de trabajos interdisciplinarios que conduzcan a resolver la problemática de manera integral y sostenible. En este estudio se indica que, a diferencia de las ciudades del mundo desarrollado, donde los terrenos de la periferia son más accesibles [28], en las ciudades latinoamericanas, las tierras altas son marginales; por ello, son las zonas pobladas por sectores socio-económico bajos. En Lima Metropolitana, cerca de un tercio de su población reside en laderas [29]. Estas viviendas son precarias y muchas de ellas se ubican en terrenos de alto riesgo ante la ocurrencia de un deslizamiento de rocas o de una lluvia eventual. El 12.5% de la población de Lima y Callao – alrededor de un millón de personas- vive en laderas con pendientes de más del 20%; la mayor parte de esta población pertenece a San Juan de Lurigancho, Villa María del Triunfo, Ate, Comas e Independencia [29].

El segundo estudio fue sobre las viviendas en laderas del distrito El Agustino y las viviendas ubicadas en la margen izquierdo del Río Rímac [15]. Este estudio tuvo como objetivo identificar y analizar los procesos de construcción de la vulnerabilidad. Es interesante la motivación de este estudio: el hundimiento de un colegio de reciente construcción (1995) en el 2002 y el hundimiento de una zona de relleno del Asentamiento

Humano 9 de octubre en el 2003. Según la base de datos del SINPAD, entre 2003 y 2008 se registraron siete eventos que afectaron casas y necesitaron ayuda de Defensa Civil. Según este estudio [15], “el problema de la densificación en las laderas es producto de la confrontación de la presión urbana y del inmovilismo político, exacerbado por la ausencia de control”. La densificación vertical es una primera respuesta ante este problema. La falta de medios y la ausencia de criterios técnicos, sumada a la inestabilidad del suelo, hace que estas construcciones sean particularmente vulnerables a la amenaza sísmica.

En general, las viviendas ubicadas en las partes altas de las laderas no tienen acceso a los servicios más elementales, las condiciones de accesibilidad son muy limitadas. Los accesos consisten en senderos escarpados o escaleras rudimentarias y la ocupación se realiza mayormente mediante la construcción de pircas -ver Figura 2.1- sobre las cuales se edifican las viviendas. Estos acondicionamientos contribuyen a la exposición de las laderas a los movimientos gravitatorios y a la amenaza sísmica.



Figura 2.1: (a) Laderas y (b) pircas del Cerro El Agustino [15]

## 2.2. AMENAZA SÍSMICA EN EL PERÚ

La amenaza es aquel peligro latente que puede expresarse como la probabilidad de ocurrencia ante un evento de cierta intensidad en un sitio específico y durante un período determinado [30]. En general, los estudios de amenaza sísmica se utilizan para elaborar curvas de tasa de excedencia, mapas de isoaceleraciones o espectros de peligro uniforme. La costa peruana es altamente sísmica, debido a la ubicación del Perú en el cinturón de fuego del Pacífico. Por ello, en el mundo existen diversos estudios que han evaluado la



amenaza sísmica del Perú [31] [32] [33] mediante una estimación de la probabilidad con la que se manifestaría un sismo en un periodo de exposición. En esta sección se presentan tres de los cuantiosos estudios de amenaza sísmica, o también llamado peligro sísmico, realizados a escala de Lima y del Perú. En estos estudios se verifica la alta sismicidad de la costa peruana y el alto peligro sísmico de la periferia de Lima Metropolitana.

El primer estudio se titula “Escenario sísmico para Lima Metropolitana y Callao: Sismo 8.8 Mw” y fue realizado por INDECI-DIPRE [34] con el objetivo de proponer y evaluar el escenario más crítico de riesgo por sismo y tsunami en Lima Metropolitana y Callao. En este estudio se evaluó la amenaza sísmica con base en la información científica elaborada especialistas en sismología e ingeniería sísmica. Se presentó como resultado un mapa de peligro sísmicos en Lima Metropolitana y Callao, tal como se muestra en la Figura 2.2(a), donde se verifica que las zonas de la periferia son las de alto riesgo sísmico.

El segundo estudio se titula “Estudio de Peligros por inundaciones, flujos rápidos y movimientos en masa desencadenados por eventos sísmicos en la quebrada El Progreso” [35] y tuvo como objetivo principal estimar las aceleraciones para periodos de retorno de 500 y 1000 años en la quebrada El Progreso mediante el método *Probabilistic Seismic Hazard Analysis* (PSHA) [36] [37]. Como resultado obtuvieron el mapa de isoaceleraciones con una probabilidad de excedencia del 10% y en un periodo de exposición de 50 años, mostrado en la Figura 2.2(b).

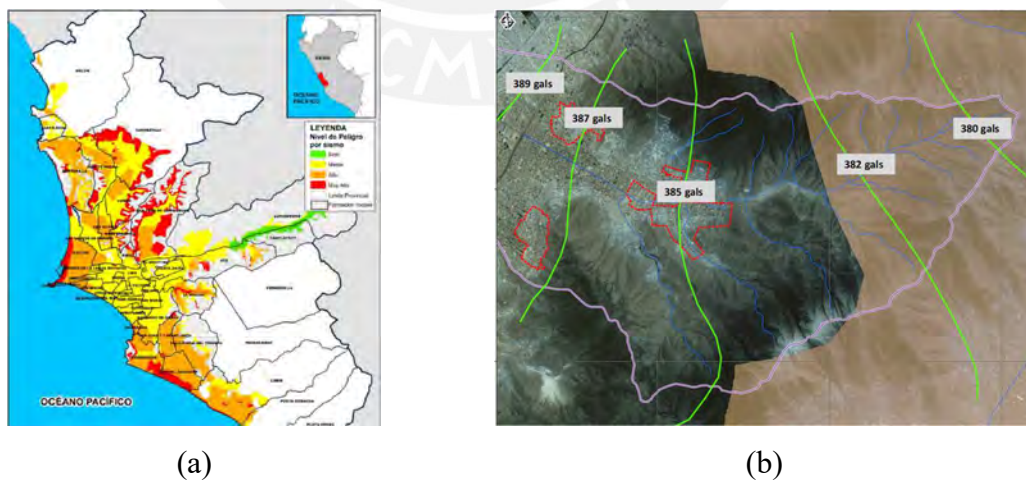


Figura 2.2: (a) Mapa de peligro sísmico en Lima Metropolitana y Callao [34], y de (b) isoaceleraciones de la quebrada El Progreso [38]

El tercer estudio se titula “Re-evaluación del peligro sísmico probabilístico para el Perú” [39] y tuvo como objetivo calcular y validar la amenaza de estudios previos. Para ello, siguieron el método PSHA y usaron datos sísmicos del periodo 1960-2012 provenientes de la unificación de tres catálogos. Los resultados de este estudio fueron espectros de peligro uniforme y mapas de iso-aceleraciones para cada departamento del Perú.

### **2.3. EMPUJE DE TIERRA EN MUROS DE CONTENCIÓN**

La estimación de fuerzas de empuje de tierra ha sido estudiada principalmente dentro del marco de los Métodos de Equilibrio Límite (MEL). El MEL consiste en estudiar el equilibrio de un cuerpo rígido, constituido por el talud y por una superficie de deslizamiento en forma de línea recta, arco circular, espiral logarítmica. En el equilibrio se calculan las tensiones de corte y se comparan con la resistencia disponible. De esta comparación se tiene el primer indicador de estabilidad en función del coeficiente de seguridad. A partir del MEL, se ha desarrollado métodos como el de Culman, que considera el equilibrio global del cuerpo rígido y como el de Fellenius, Bishop, Janbu, que dividen el cuerpo en rebanadas y consideran el equilibrio de cada una [40]

Los estudios sobre el empuje de tierra en muros de contención frente al caso sísmico están limitados por la omisión de la interacción dinámica entre el suelo y la estructura. Ya que no se presta a una simplificación fácil utilizando el MEL. El MEL ampliamente utilizado es el método de Mononobe-Okabe (M-O), después de los análisis y experimentos pioneros realizados en Japón por Okabe [41] y Mononobe y Matsuo [42].

Hoy en día, siguen utilizándose ampliamente a las ecuaciones clásicas de Coulomb y M-O para la estimación del empuje de tierra debido a fuerzas gravitacionales y sísmicas respectivamente. La solución M-O trata las cargas sísmicas desde un enfoque pseudo-estático, generado por la aceleración uniforme en el relleno [43]. Posteriormente, diversos investigadores (Seed y Whitman; Nazarian y Hadjia; Prakash y Basavanna; Prakash; y Aitken y Mylonakis) abordaron la estimación de empujes sísmicos para refinar o modificar el método de análisis. No obstante, a excepción de la simplificación propuesta por Seed y Whitman [44], estos esfuerzos han tenido un impacto relativamente pequeño en el diseño y la práctica de ingeniería, con respecto al de M-O. [45]

## 2.4. FUERZA INERCIAL SÍSMICA DE MUROS

Existen estudios dinámicos para la evaluación de estabilidad de estructuras de tierra, tales como presas y depósitos de desechos. Estos métodos proponen la distribución de fuerzas y deformaciones dentro de la estructura cuando está sujeta a una variedad de sollicitaciones de carga, por ejemplo, estáticas, sísmica, hidráulica y licuación. Aunque estos métodos representan las técnicas más avanzadas, el MEL ha sido una herramienta muy usada, debido a la disponibilidad y facilidad. Este método considera el equilibrio de una fuerza y/o un momento de la masa de tierra sobre una superficie de falla [46].

En el contexto académico, el MEL funciona bien para modelos con fuerzas estáticas; sin embargo, su precisión no está garantizada en los modelos con fuerzas dinámicas; por ejemplo, los registros sísmicos [46]. El método representa la carga sísmica como una fuerza estática igual a un porcentaje de la masa involucrada (coeficiente sísmico). Esta hipótesis convierte una carga variable en una constante y no considera la rigidez de la estructura en la respuesta sísmica. Además, el MEL no considera la variación con la altura del comportamiento dinámico ni el efecto de las deformaciones en el amortiguamiento. Por ello, la validez del MEL está íntimamente asociado a la estimación de un coeficiente sísmico que represente lo más próximo al comportamiento real de los muros de gravedad ante un evento sísmico.

En la ingeniería práctica, se ha estimado el valor del coeficiente sísmico como una fracción constante del PGA para efectos de diseño, donde se sugieren valores entre 0.33 y 0.67, según la sismicidad de la zona [46]. En el mundo, diversos valores del coeficiente sísmico como fracción de la aceleración sísmica han sido propuestos. Por ejemplo, Kraner parte de análisis pseudo-estáticos [47], donde los efectos del sismo con representados mediante aceleraciones horizontales y/o verticales. Por otro lado, Saragoni [48] se basó en estudios de Noda y Uwave [49] para definir dos valores de coeficiente sísmico para el contexto chileno que dependen del PGA del sismo de diseño. Un modo aún más práctico, es el que propone el Manual Chileno de Carreteras [50], el cual establece que el coeficiente ( $k_h$ ) es igual a  $(0.5A'_o)$ , en donde  $A'_o$  representa el coeficiente máximo efectivo de aceleración, el cual depende de la zona sísmica del país. Los valores de  $A'_o$  varían desde 0.2 para la

zona sísmica 1 hasta 0.4 para la zona sísmica 3. Este método se aplica cuando no hay un estudio de peligro sísmico disponible para estimar el valor de  $a_{max}$ .

En EE.UU, se utiliza un coeficiente sísmico comprendido entre el rango de 0.05 y 0.15 de acuerdo al mapa de zonificación sísmica [51]. En Japón [52], se emplea un rango de 0.10 y 0.25, tal como se puede observar en la Figura 2.3(a), donde se muestra el mapa de zonificación sísmica para presas de concreto, enrocado y de tierra. En el Perú, las normas de diseño establecidas no abordan el valor del coeficiente sísmico para muros de gravedad. Sin embargo, un estudio realizado por Ruesta et al [53] propuso el mapa de zonificación del coeficiente sísmico para presas de tierra y enrocado en el Perú - Figura 2.3(b). La mayoría de presas en el país, están ubicados en la zona 1.

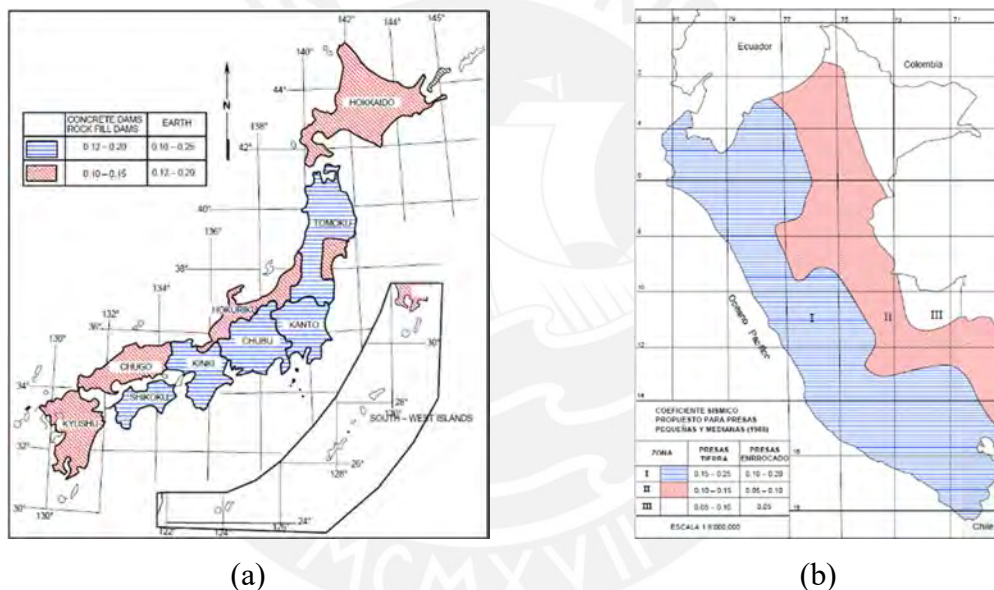


Figura 2.3: Mapa de zonificación del coeficiente sísmico en (a) Japón [52] para presas de concreto, enrocado y de tierra, y en (b) Perú [53] para presas de tierra y enrocado

## 2.5. MUROS DE CONTENCIÓN CON JUNTA SECA (DSRW)

En general, los DSRW no presentan ningún conglomerante en las juntas entre bloques de roca. Los DSRW han sido utilizados en casi todo el mundo como muros de templos o castillos, cercos de campo, y muros de contención para carreteras y terrazas. Por ejemplo, han formado parte de estructuras patrimoniales importantes, como el Gran Monumento Nacional de Zimbabwe (1986), los Monumentos Históricos de la Antigua Nara en Japón

(1998) y una proporción sustancial de los muros de contención en las carreteras de Francia y Reino Unido [54]

Los DSRW son estructuras donde su propio peso, la fricción entre los bloques y la particular disposición de bloques de roca son responsables de su estabilidad [25]. Es interesante investigar el comportamiento de los DSRW y la primera investigación se desarrolló en 1834 por John Burgoyne [55], donde se estudió el impacto de la geometría de muros su estabilidad, confirmando que se trata de estructuras que trabajan por su propio peso y fricción de juntas. Luego, Cooper [56] identificó tres posibles fallas para los DSRW en pendiente: deslizamiento, volcamiento y abultamiento. Los modos de falla de deslizamiento y volcamiento son dos modos de falla de deformación plana en los cuales la superficie de falla divide el sistema en dos partes: una parte inferior de la pared que permanece intacta y que casi no se mueve durante la falla y una parte superior que se desmorona. El modo de abultamiento es una falla tridimensional observado en muros construidos en suelos compresibles o un modo de falla de deformación plana.

Frente a las observaciones de fallas en los DSRW, diversos investigadores han desarrollado métodos de análisis para este tipo de muros ([23] [57] [58]). Villemus [23] utilizó un método basado en la cuña de Coulomb para predecir el modo de falla de deslizamiento y volcado. Colas [57] utilizó el método de diseño elástico con base en la validación de un conjunto experimental a gran escala. Mundell [58] utilizó el Método de Equilibrio Límite (MEL) basado en el empuje de la tierra de Coulomb, donde se verificó la estabilidad del muro en cada capa de bloques de roca.

### **2.5.1. Métodos numéricos aplicados en el estudio de los DSRW**

En literatura, existen básicamente tres métodos para modelar los DSRW [54]: el Método de Elementos Discretos (MED), el Método de Equilibrio Límite (MEL) y el Método de Diseño Elástico (MDE).

El principio del MED es establecer y resolver las ecuaciones de movimiento de los elementos, ya sean rígidos o deformables, hasta que se alcance el equilibrio estático o dinámico según sea el caso. Si las fuerzas o momento que actúan sobre un elemento no están en equilibrio, se producirá un desplazamiento o una rotación [59]. El análisis se realiza en una serie de pasos de tiempo suficientemente pequeños para garantizar la

estabilidad numérica. En cada paso de tiempo, las leyes constitutivas determinan las fuerzas de contacto y la segunda ley de Newton define la aceleración instantánea del elemento. Una vez que se conoce la velocidad relativa en los contactos, se calculan los desplazamientos relativos y se deducen las fuerzas de contacto actualizadas.

Según Walker et al (2007) [60] el MED es un enfoque rápido de definir la geometría completa y aplicar la gravedad progresivamente al modelo hasta alcanzar un equilibrio estable; no obstante, el MED podría no ser eficiente para fines de diseño debido a su complejidad [54]. El MED puede tener un alto costo computacional y requiere de datos como el peso unitario de la piedra y las propiedades mecánicas de juntas. Los resultados pueden ser bastante sensibles a las propiedades de junta [60]. Una de las aplicaciones del MED a los DSRW fue el realizado por Fukumoto et al. [26], donde se analizó la incidencia de la forma de bloques en la respuesta estructural de los DSRW (Ver Figura 2.4). Se concluyó que la forma de cuña en los bloques de roca conduce a que la falla sea más dúctil que cuando se trata de la falla con bloques regulares.

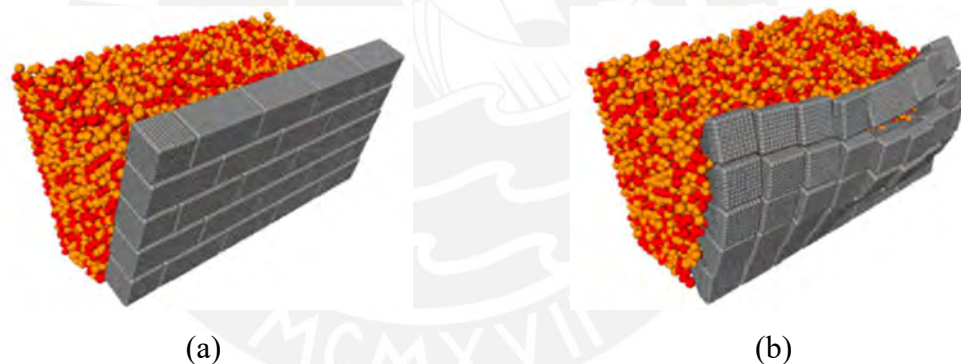


Figura 2.4: Modelo MED de un muro de contención en el estado de colapso. (a) Bloques regulares. (b) Bloques tipo cuña [26]

Diversos estudios han demostrado que el MED es un enfoque viable para la predicción del comportamiento estructural de los DSRW [61]. Hoy en día, Cakti et al. [62] sugieren que los modelos MED pueden emplearse en la investigación del comportamiento dinámico y en el análisis del colapso de los DSRW, el cual podría ser complicado de desarrollarse en laboratorio.

El Método de Equilibrio Límite (MEL) consiste en la equivalencia entre acciones estabilizadoras y desestabilizadoras y ha sido usado durante mucho tiempo en el diseño

de muros de contención por gravedad. En el caso de los DSRW, el MEL permite considerar una superficie de falla interna que atraviese el muro. Esto fue aplicado por Harkness et al (2000) [63]. Sin embargo, Harkness no fue el primero en abordar el problema. Hace más de un siglo, Constable (1874) [64] presentó la misma idea, realizando experimentos a escala reducida con bloques de pino como ladrillos y avena como relleno. Estos experimentos mostraron que los muros no se voltearon en su totalidad, pero la superficie de falla formó un ángulo de  $45^\circ$  con la base. Otros autores, como Villemus et al (2007) [23], Mundell et al (2009) [58] y Villemus et al (2007) también analizaron DSRW considerando que el muro era monolítico, mientras que Mundell et al (2009) presentó un programa de computadora que trataba al muro como una serie de capas apiladas para investigar la posición del plano de falla.

El Método de Diseño Elástico ha sido utilizado mayormente para determinar la carga última que una estructura puede soportar; conocidas la geometría de la estructura, las cargas aplicadas y la capacidad de resistencia del material. Se puede realizar este análisis desde dos enfoques, el interior y el exterior. El enfoque interior (estático) se basa en campos de esfuerzo estáticamente admisibles y proporciona el límite inferior del dominio de la solución. Mientras que el enfoque exterior (cinemático) se basa en campos de velocidad virtual admisibles y proporciona el límite superior del dominio de la solución. Colas et al (2008, 2010a) ([57] [65]) eligieron el enfoque cinemático para la modelación de los DSRW. Aunque el MDE puede ser más complicado que el MEL, puede considerarse que ofrece mejores resultados, según Villemus [23].

### 2.5.2. Modelación numérica de los DSRW

En el contexto de la modelación numérica de los DSRW, el MED ha sido el método más usado. Los modelos numéricos pueden reproducir bloques individuales con una precisión razonable, tal como en el caso de las columnas-arquitrabe [66]. Se puede representar la posición real y la geometría de cada bloque, incluso la existencia de bloques rotos o dañados, aunque en este caso se requiera de un alto costo computacional. Los modelos MED que emplean bloques rígidos poliédricos han demostrado ser efectivos no solo en el análisis dinámico de muros y estructuras compuestos por bloques de roca con junta seca, sino también en muros con juntas de mortero o algún otro conglomerante.

Las ventajas de los modelos de elementos discretos para analizar los modos de falla, que siempre involucran la separación de la pared en bloques, han alentado la investigación en esta área. Se ha desarrollado modelos de geometría y mecánica tanto complejos como básicos. Por ejemplo, Casolo [67] adoptó un patrón de bloques muy simple con uniones ortogonales continuas y con toda la complejidad del comportamiento de la mampostería explicada por elaborados modelos constitutivos conjuntos. Un enfoque intermedio consiste en sistemas de bloques poliédricos generados y la interacción mecánica entre los bloques representados por Mohr- Coulomb, por ejemplo. Felice y Giannini [68] emplearon este enfoque investigar el efecto del tamaño del bloque en la resistencia fuera del plano de los muros de mampostería.

### 2.5.3. Recopilación de las propiedades mecánicas de juntas en DSRW

El MED ha sido ampliamente utilizado debido a que es capaz de representar aceptablemente el mecanismo de resistencia de juntas entre elementos discretos, aunque requiere de propiedades físicas de los bloques y de propiedades mecánicas de juntas entre bloques. Al tratarse de bloques de roca, se puede considerar en la mayoría de casos que el peso específico es una propiedad relativamente fácil de estimar. No obstante, no sucede lo mismo con las propiedades mecánicas de juntas. Por ello en esta sección se hace una revisión de las propiedades mecánicas de juntas empleados en literatura. Las propiedades mecánicas de juntas se derivan convencionalmente de las pruebas de laboratorio; por ejemplo, pruebas triaxiales y de corte directo. La Tabla 2.1 y la Tabla 2.2 muestran una recopilación de propiedades mecánicas de juntas para DSRW y para Mampostería de piedra, respectivamente.

Tabla 2.1: Recopilación de propiedades mecánicas de juntas para DSRW

<b>Kn (Pa)</b>	<b>Kt (Pa)</b>	<b>Friccion (°)</b>	<b>Cohesion (Pa)</b>	<b>Tension (Pa)</b>	<b>Fuente</b>
$K_n$	$K_s$	$\phi$	$c$	$T$	
1.00E+09	1.00E+09	20	-	-	Quezada et al, 2016
5.00E+07	5.00E+07	37.7	-	-	Oetomo et al, 2016
1.00E+09	5.00E+08	41 - 45	-	-	Walker et al, 2014
1.00E+08	2.50E+09	34.4	-	-	Fukumoto et al, 2014
2.00E+08	1.00E+08	30	-	2.00E+06	Claxton et al, 2005
5.00E+08	3.00E+08	45	-	2.00E+06	
1.00E+09	5.00E+08	60	-	2.00E+06	
1.00E+09	5.00E+08	41 - 45	-	-	Harkners et al, 2000



Tabla 2.2: Recopilación de propiedades mecánicas de juntas para Mampostería de piedra

Rigidez normal (Pa)	Rigidez cortante (Pa)	Ángulo de fricción (°)	Cohesion (Pa)	Tension (Pa)	Fuente
$K_n$	$K_s$	$\phi$	$c$	$T$	
2.40E+09	1.00E+09	35	-	-	Baraldi et al, 2017
3.00E+09	1.50E+09	35	3.20E+05	1.60E+05	Lemos y Campos, 2017
2.00E+09	1.00E+09	35	3.20E+05	1.60E+05	Lemos y Campos, 2017
5.87E+09	2.45E+09	38	-	-	Bui et al, 2017
8.08E+09	3.37E+09	38	-	-	
1.14E+10	4.73E+09	38	-	-	
1.30E+10	5.43E+09	38	-	-	
2.60E+09	1.04E+09	23	1.00E+05	5.00E+04	Mendes et al, 2016
5.67E+09	2.27E+09	35	8.00E+04	4.00E+04	Cakti et al, 2016
4.54E+10	1.82E+10	35	8.00E+04	4.00E+04	
1.35E+10	5.87E+09	40	6.00E+04	1.00E+05	Giamundo et al, 2014
2.60E+09	1.04E+09	23	1.00E+05	5.00E+04	Zanetti et al, 2013
2.50E+09	1.00E+09	35	-	-	Lemos et al, 2011
2.40E+09	1.00E+09	35	-	-	Orduña y Lourenco, 2005
1.00E+09	4.00E+08	30	7.50E+05	2.00E+05	Olveira y Lemos, 2002

De la Tabla 2.1 y la Tabla 2.2 se observa que las propiedades mecánicas de juntas básicas, dado que siempre se utilizan, son la rigidez normal  $K_n$ , la rigidez cortante  $K_s$  y el ángulo de fricción  $\phi$ , ya sea para DSRW o para Mampostería de piedra. Asimismo, nótese que la literatura de Mampostería de piedra emplea más a la cohesión  $c$  y a la tensión  $T$  de juntas ya que consideran la resistencia de los conglomerantes entre las unidades de mampostería.

## 2.6. VULNERABILIDAD SÍSMICA DE VIVIENDAS

La vulnerabilidad sísmica se puede estimar mediante curvas de fragilidad, las cuales representan la probabilidad de que una estructura exceda un estado límite de daño como función de un parámetro que representa la intensidad sísmica. Estas curvas se pueden obtener mediante experimentos, observaciones de campo, opinión de expertos y procesos de simulación [69]. Diversas investigaciones proponen curvas de fragilidad para viviendas según la tipología o taxonomía estructural, el material de construcción, número de pisos, sistema estructural, antigüedad de construcción y el uso [70] [71] [72]. Generalmente se asume que el daño es una variable aleatoria con distribución log normal.

En el Perú, mayormente se ha estudiado la fragilidad de viviendas de concreto armado, albañilería y adobe sobre terreno plano [72] [73] [74]. Uno de los primeros estudios sobre

las funciones de fragilidad en Perú es presentado por Kuroiwa et al (2002) [75], quienes procesaron daños por terremotos en edificios de mampostería confinada debido al terremoto de Chimbote M7.4 de 1996 para validar las funciones de fragilidad desarrolladas dentro del proyecto SISRA [76]. En literatura es fácil encontrar estudios de vulnerabilidad sísmica de viviendas que están construidas acorde a los lineamientos de las normas de diseño y construcción. Frente a un evento sísmico, los mayores daños estructurales se podrían dar en aquellas viviendas construidas informalmente; es decir, viviendas construidas bajo ningún reglamento técnico de construcción ni de diseño. Existen diversos estudios ([77] [78] [79]) donde se ha evaluado la vulnerabilidad sísmica de este tipo de viviendas.

Por ejemplo, Lovon et al [77] investigaron la fragilidad sísmica de edificios de albañilería confinada ubicados en Lima Metropolitana de uno y dos pisos, donde la demanda sísmica estuvo representada por un conjunto de registros sísmicos propios de la costa peruana. La Figura 2.5(a) muestra las curvas de fragilidad obtenidas para viviendas informales de un piso construidos con albañilería confinada, según los niveles de daño: leve, moderado, extensivo y de colapso. Así también La Figura 2.5(b) muestra las curvas de fragilidad de viviendas informales de un piso construidos con madera o con sistema no tecnificado estudiados en Guatemala. [79]

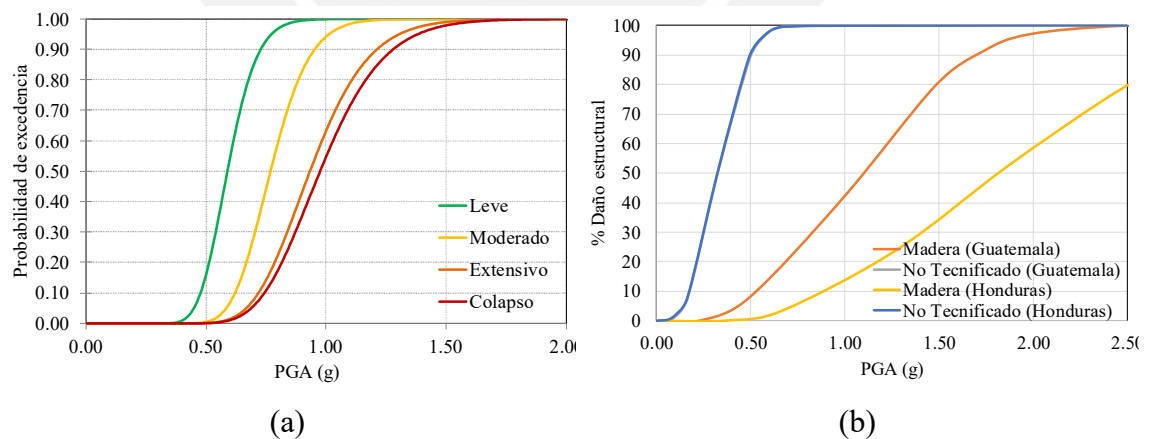


Figura 2.5: Curvas de fragilidad de viviendas informales de un piso (a) en Perú - construidas con albañilería confinada [77] - y (b) en Latinoamérica - construidas con madera y de sistema no tecnificado [80]-

De la Figura 2.5(a) se observa que frente a un sismo de PGA igual a 1.0g, es muy probable que las viviendas quede con daño leve y moderado, mientras que la probabilidad de que las viviendas informales de un piso queden con daño extensivo o en colapso sería del 60%. Además, las probabilidades de que las viviendas queden en daño extensivo o en colapso son similares frente a cualquier intensidad sísmica. De la Figura 2.5(b) se observa que frente a un sismo de PGA igual a 1.0g, habría un daño estructural del 15, 40 y 100% en las viviendas construidas con madera en Honduras, madera en Guatemala y con sistema no tecnificado, ya sea en Honduras o Guatemala.



## CAPÍTULO 3: MARCO TEÓRICO

En este capítulo se describen los métodos y enfoques que serán aplicados según la metodología: el Análisis Probabilístico de Amenaza Sísmica (PSHA) para la estimación de las intensidades sísmicas asociadas a niveles de sismo, el método de Mononobe-Okabe para el cálculo de empujes del relleno, el método de Saragoni para la estimación de la fuerza inercial de las pircas y el Método de Elementos Discretos (MED) para el modelamiento.

### 3.1. ANÁLISIS PROBABILÍSTICO DE AMENAZA SÍSMICA (PSHA)

El análisis probabilístico considera todos los posibles eventos sísmicos que puedan afectar a la zona de estudio, así como la respectiva probabilidad de ocurrencia y el nivel de incertidumbre. Mientras que el análisis determinista [81] considera el evento sísmico de mayor magnitud o los eventos más relevantes que pueden ocurrir en una determinada ubicación con base en la información sobre su sismicidad. En este tipo de análisis no se consideran las incertidumbres de los datos sísmicos ni del periodo de exposición

#### 3.1.1. Procedimiento del Análisis Probabilístico de Amenaza Sísmica (PSHA)

El enfoque probabilista considera la aleatoriedad e incertidumbre de los sismos y permite representar la naturaleza de los sismos. Fue adoptado por el IGP como metodología general para el cálculo de la amenaza sísmica. El procedimiento general para realizar el PSHA fue propuesto por Esteva y Cornell [37] y fue resumido por Reiter [82] como sigue a continuación.

##### a. Identificación y caracterización de fuentes sísmicas

La fuente sismogénica es aquella línea, área o volumen geográfico que presenta similitudes geológicas, geofísicas y sísmicas, y que puede asegurarse que su potencial sísmico es homogéneo en toda la fuente [39]. Las fuentes sismogénicas definidas por el IGP son 33 (Figura 3.1) y se desarrollaron con base en la distribución espacial de la sismicidad asociada al proceso de subducción (interface), a los principales sistemas de fallas (Corticales) y a la geometría de la plaza de Nazca por debajo del continente (intraplaca).

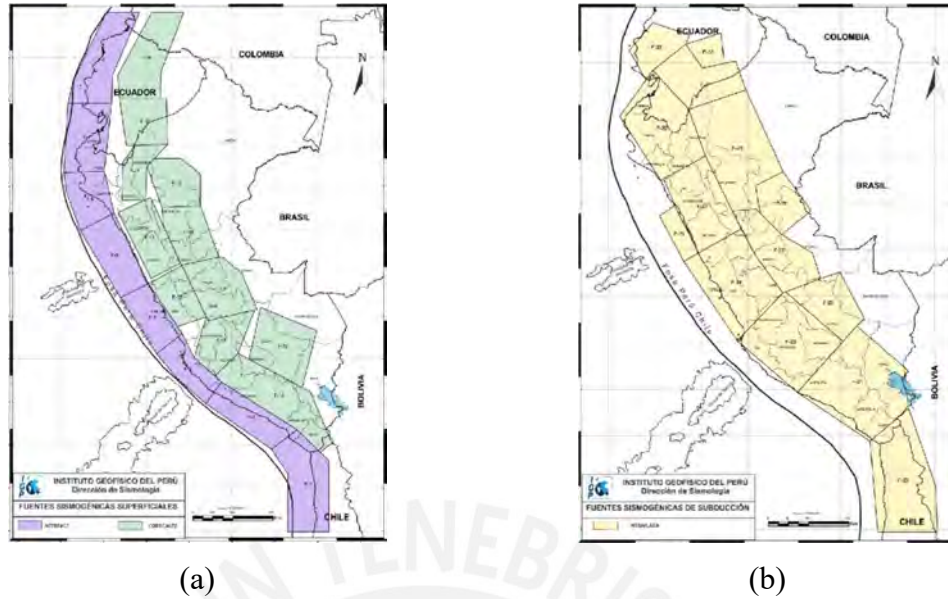


Figura 3.1: (a) Fuentes sísmogénicas superficiales de tipo interface y cortical. (b) Fuentes sísmogénicas de subducción de tipo intraplaca

#### b. Caracterización de la distribución temporal de recurrencia de sismos

La sismicidad de una fuente se mide en función de la frecuencia y la magnitud de los eventos que se generan en la fuente. Esta función puede ser expresada mediante una ecuación de recurrencia de magnitudes de la fuente sísmica, donde se indica cual la tasa de excedencia de una magnitud sísmica asociada a un periodo de tiempo. Según el IGP [39], la recurrencia sísmica de una fuente ( $N$ ) se determina mediante la ecuación (3.1), el término independiente ( $a$ ) y la pendiente ( $b$ ) de la ecuación de recurrencia [83]. Además se cuenta con las ecuaciones (3.2), (3.3) y (3.4) donde se cuantifica al número de eventos mayores o iguales a una determinada magnitud. Las siguientes ecuaciones permiten conocer la tasa media anual de actividad sísmica ( $\lambda_0$ ), la magnitud mínima ( $M_0$ ) y máxima ( $M_{max}$ ), el número de sismos por unidad de tiempo ( $\Gamma'_0$ ).  $\beta$  es un parámetro sísmológico determinado mediante regresión con datos de la zona de estudio. La recurrencia de magnitudes de las fuentes sísmicas son calculadas mediante la ecuación (3.5) propuesta por el IGP.

$$\text{Log}(N) = a - b M \quad (3.1)$$

$$N = \Gamma'_o e^{-\beta M} \quad (3.2)$$

$$\Gamma'_o = 10^a \quad (3.3)$$

$$\beta = b \text{Ln}(10) \quad (3.4)$$

$$\lambda(M) = \lambda_0 \frac{e^{-\beta M} - e^{-\beta M_u}}{e^{-\beta M_o} - e^{-\beta M_u}} \quad (3.5)$$

De este modo, cada fuente sismogénica queda caracterizada por medio de una serie de parámetros de sismicidad determinados con la base de datos sísmicos.

### c. Definición de las Ecuaciones de Predicción del Movimiento del Suelo (GMPE)

Las GMPE sirven para la estimación de los parámetros que definen la intensidad de un sismo. Las GMPE están en función de la distancia de la fuente sísmica al lugar de interés, la magnitud sísmica y el tipo de mecanismo focal de ruptura. El IGP realizó diversos análisis y estudios específicos para el ajuste de las GMPE existentes tanto para las fuentes de subducción, según la ecuación (3.6), como para las fuentes continentales, según la ecuación (3.7).  $M$  es la magnitud momento del sismo,  $R$  es el radio de ruptura,  $Sa$  es la pseudo-aceleración espectral y  $C_i$  son parámetros correspondientes a cada fuente. Las ecuaciones (3.6) y (3.7) fueron propuestas por Youngs, et al [84] y Sadigh et al [85] respectivamente.

$$\ln(Sa) = C_1 + C_2 M + C_3 (10 - M)^3 + C_4 \ln(R + C_6 e^{C_7 M}) + C_5 H + C_7 Z_T \quad (3.6)$$

$$\ln(Sa) = C_1 + C_2 M + C_3 (8.5 - M)^{2.5} + C_4 \ln(R + e^{C_5 + C_6 M}) + C_7 \ln(R + 2) \quad (3.7)$$

### d. Cálculo de la probabilidad de excedencia según el PGA ante un determinado periodo de tiempo

El peligro puede expresarse en función de la tasa de excedencia de intensidades,  $v(a)$ . El cálculo consiste en la suma de los efectos de todas las fuentes sísmicas, así como en el radio de ruptura. La ecuación (3.8) corresponde al cálculo de la tasa de excedencia de intensidades según Cornell [36]. Donde  $\text{Pr}(A > a | M, R_i |)$  es la probabilidad de que la intensidad exceda cierto valor, dada la magnitud  $M$  y el radio de ruptura. La función  $\lambda_i(M)$

es la tasa de actividad de las fuentes sísmicas. La integral tiene como límites a  $M_o$  y a  $M_u$ , los cuales representan los extremos de todas las magnitudes contenidas en la fuente [36].

$$v(a) = \sum_{n=1}^N \int_{M_o}^{M_u} \frac{d\lambda(M)}{dM} \Pr(A > a|M, R_i|) dM \quad (3.8)$$

Si se toma como premisa que la intensidad tiene una distribución log-normal, la probabilidad  $\Pr(A > a|M, R_i|)$  se calcula mediante la ecuación (3.9). Donde  $\phi()$  es la distribución normal estándar,  $E(\ln a|M, R_i|)$  es el valor esperado del logaritmo de la intensidad y  $\sigma_{\ln a}$  es la desviación estándar del logaritmo de la intensidad.

$$\Pr(A > a|M, R_i|) = \phi\left(\frac{E(\ln a|M, R_i|) - \ln a}{\sigma_{\ln a}}\right) \quad (3.9)$$

Mediante la ecuaciones (3.8) y (3.9) se define el cálculo del peligro sísmico en términos de la tasa de excedencia para valores de intensidad sísmica  $v(a)$ . El cual representa a las ordenadas del espectro de pseudo-aceleraciones para un 5% de amortiguamiento.

### 3.1.2. Algoritmo CrisisV2007

El peligro sísmico en Perú es calculado considerando la suma de los efectos de la totalidad de las fuentes sismogénicas, la distancia entre cada fuente y los puntos de interés que se van a evaluar. Para ello se puede utilizar el algoritmo de cómputo CRISIS-2007 desarrollado y actualizado por Ordaz et al (2007). Este programa hace uso del método probabilístico y puede estimar la intensidad de eventos sísmicos asociados a diversos periodos de retorno. El programa CRISIS-2007 discretiza el rango de magnitudes, de modo que cada fuente sísmica contiene una cantidad de sub fuentes y magnitudes. El número de Escenarios sísmicos con el que trabaja el programa está determinado por la ecuación (3.10). Donde  $N$ ,  $P$  y  $Q$ , son los números de fuentes, sub fuentes y magnitudes, respectivamente.

$$\text{Número de Escenarios sísmicos} = N \times P \times Q \quad (3.10)$$

### 3.1.3. Efectos de sitio

El comportamiento dinámico del suelo está relacionado con las condiciones geológicas, geomorfológicas, geotécnicas y topográficas durante un sismo [86]. Por ello, se podría modificar los parámetros de peligro sísmico debido a la influencia de las condiciones

locales de sitio. El comportamiento dinámico de cada tipo de suelo puede ser modelado mediante funciones de amplificación espectral [87]. Estas funciones permiten conocer el valor de amplificación por el cual se deben modificar las aceleraciones espectrales calculadas en suelo firme.

#### 3.1.4. Amplificación topográfica

Una vivienda construida sobre una pendiente puede afectarse por el movimiento del suelo influenciado por la topografía, pues hay evidencia de que las viviendas situadas en laderas muestran más daños significativos comparados con aquellas localizadas pendiente abajo [88]. Este efecto de amplificación topográfica puede afectar significativamente en la dinámica de la estructura, específicamente en la amplitud y frecuencia de la respuesta sísmica [89].

En el mundo, se ha considerado las edificaciones en zonas irregulares (laderas) y su susceptibilidad a sufrir daños mayores. Por ello, las normas de diseño sísmico para las estructuras, como el Eurocódigo [90] y el código sísmico Francés PS-92 [91], consideran la presencia de efectos topográficos. La Tabla 3.1 presenta las condiciones mínimas para incluir efectos topográficos y los factores para amplificar las pseudo-aceleraciones.

Tabla 3.1: Condiciones mínimas para incluir efectos topográficos

Parámetro	EC-8	PS-92
Altura mínima del talud	30 m	10m
Pendiente mínima del talud	15°	22°
Factores de amplificación recomendados	1.2 – 1.4	1.0 – 1.4

Las condiciones mínimas de Tabla 3.1 son de carácter general, ya que se trata de normas de diseño que buscan dar lineamiento prácticos y funcionales. Por otro lado, hay una investigación realizada en Colombia sobre la amplificación por efectos topográficos en zonas de laderas para estudios de microzonificación sísmica [92] que se basó en mediciones experimentales de la vibración de una colina. En esta investigación se recomiendan factores de amplificación topográfica para pseudo-aceleraciones (ver Tabla 3.2) como función de Ht (altura del talud, medida desde el suelo base hasta la cresta). Además, se recomienda usar estos factores en la mitad superior del talud, ya que en esta zona se considera que los efectos topográficos son significativos.



Tabla 3.2: Recomendaciones de factor de amplificación para pseudo-aceleraciones [92]

Ht (m)	Factor de amplificación de aceleración
20	1.1
40	1.2
60	1.3
80	1.4
100	1.5

### 3.2. MÉTODO DE MONONobe-OKABE (M-O)

Los taludes verticales o casi verticales de suelo son soportados por muros de contención, tablaestacas en voladizo vertical, ataguías de tablaestacas, cortes apuntalados y otras estructuras similares. La estimación del empuje lateral de la tierra es una función de varios factores, tales como el tipo y magnitud del movimiento de los muros, los parámetros de resistencia cortante del suelo, el peso específico del suelo y las condiciones de drenaje del relleno. La Figura 3.2 muestra la naturaleza del empuje lateral de la tierra sobre un muro de contención [93].

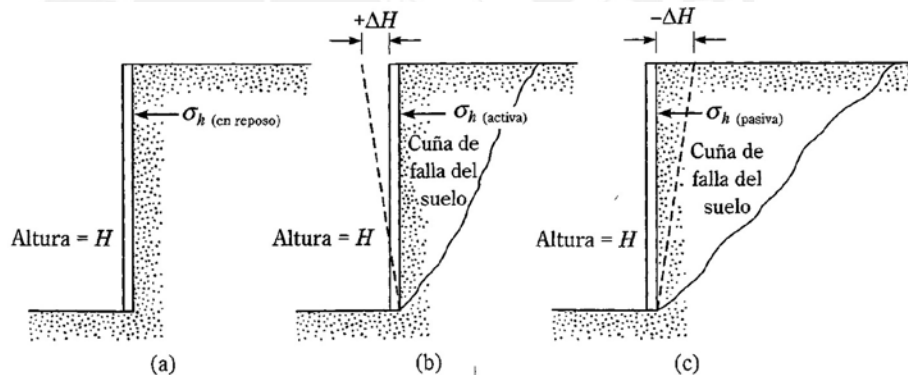


Figura 3.2: Naturaleza del empuje lateral de la tierra sobre un muro de contención. [93]

En el caso (a), el muro está restringido contra movimiento y la presión lateral de la tierra sobre el muro a cualquier profundidad se llama presión de la tierra en reposo. En el caso (b), el muro se inclina respecto del suelo retenido y con suficiente inclinación del muro, fallará una cuña triangular de suelo detrás del muro, asimismo La presión lateral para esta condición se llama presión activa de la tierra. En el caso (c), el muro es empujado hacia el suelo retenido y con suficiente movimiento del muro, fallará una cuña de suelo, además la presión lateral para esta condición se llama presión pasiva de la tierra.

### 3.2.1. Empuje activo del relleno en condiciones de servicio

En 1776, Coulomb propuso una teoría para calcular el empuje lateral de la tierra sobre un muro de contención con relleno de suelo granular en consideración de la fricción del muro; a diferencia de la teoría de su antecesor Rankine, quien no la consideraba. Para aplicar esta teoría, se considera un muro de contención con su espalda inclinada un ángulo  $\beta$  respecto de su horizontal, como muestra la Figura 3.3. El relleno es un suelo granular que se inclina un ángulo  $\alpha$  respecto de la horizontal y  $\delta$  es el ángulo de fricción entre el suelo y el muro; es decir, el ángulo de fricción del muro [93].

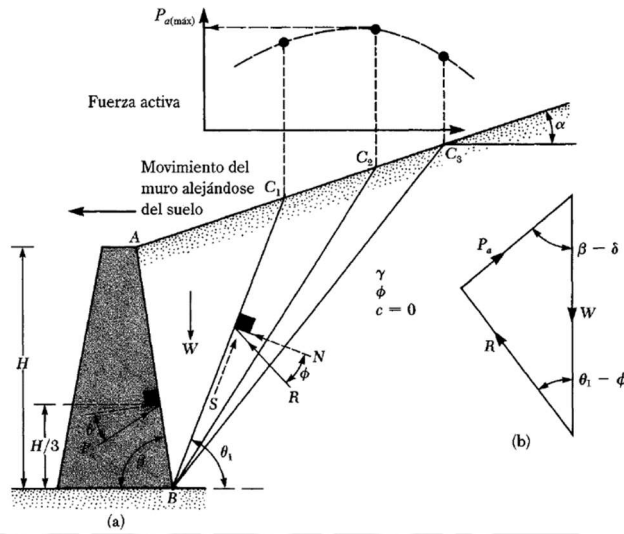


Figura 3.3: Presión activa de Coulomb [93]

Bajo presión activa, el muro se moverá alejándose de la masa del suelo (hacia la izquierda en la Figura 3.5.a). Coulomb supuso que, en tal caso, la superficie de falla en el suelo sería un plano (por ejemplo,  $BC_1, BC_2, \dots$ ). Entonces para hallar la fuerza activa en el ejemplo, considérese una posible cuña de falla de suelo  $ABC_1$ . Las fuerzas que actúan sobre esta cuña  $ABC_1$ . (por unidad de longitud en ángulo recto a la sección transversal mostrada), son las siguientes: el peso  $W$  de la cuña, la resultante,  $R$ , de las fuerzas normales y cortantes resistentes a lo largo de la superficie  $BC_1$ , la fuerza  $R$  estará inclinada un ángulo  $\phi$  respecto a la normal de la superficie  $BC_1$  y la fuerza activa por unidad de longitud unitaria del muro,  $P_a$ . La fuerza  $P_a$  estará inclinada un ángulo  $\delta$  respecto a la normal al respaldo del muro. Para fines de equilibrio, se grafica el triángulo de fuerzas como muestra la Figura 3.5.b.

El valor máximo de  $P_a$  es la fuerza activa de Coulomb y es calculado mediante la ecuación (3.11), donde  $K_a$  es el coeficiente de presión activa de Coulomb y es calculado mediante la ecuación (3.12),  $\gamma$  es el peso específico del relleno y  $H$  es la altura del muro.

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a \quad (3.11)$$

$$K_a = \frac{\text{sen}^2(\phi + \beta)}{\text{sen}^2 \beta \text{sen}(\beta - \delta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \text{sen}(\phi - \alpha)}{\text{sen}(\beta - \delta) \text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (3.12)$$

Si el relleno presenta una sobrecarga uniforme de intensidad  $q$ , como se muestra en la Figura 3.4, la fuerza activa  $P_a$  es determinada mediante la ecuación (3.13).

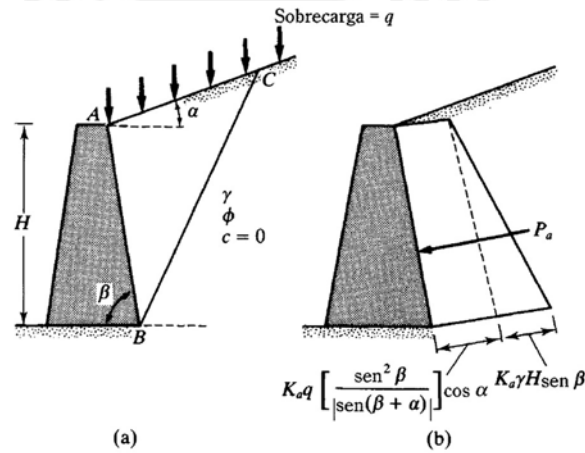


Figura 3.4: Presión activa de Coulomb con sobrecarga sobre el relleno [93]

$$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma_{eq} H^2 \quad (3.13)$$

$$\gamma_{eq} = \gamma + \left[ \frac{\text{sen} \beta}{\text{sen}(\beta + \alpha)} \right] \left( \frac{2q}{H} \right) \cos \alpha \quad (3.14)$$

### 3.2.1. Empuje activo del relleno en condiciones de sismo

La teoría de presión activa de Coulomb se extiende para tomar en cuenta las fuerzas generadas por un sismo. La Figura 3.5 muestra una condición de presión activa con un relleno granular; es decir, sin cohesión ( $c=0$ ). Nótese que las fuerzas que actúan sobre la cuña de falla del suelo en la Figura 3.5, son esencialmente las mismas que las mostradas

en la Figura 3.3, con la adición de  $k_h W$  y  $k_v W$  en las direcciones horizontal y vertical, respectivamente;  $k_h$  y  $k_v$  pueden definirse según las ecuaciones (3.15) y (3.16) [93].

$$k_h = \frac{\text{componente horizontal de la aceleración del sismo}}{\text{aceleración debida a la gravedad, } g} \quad (3.15)$$

$$k_v = \frac{\text{componente vertical de la aceleración del sismo}}{\text{aceleración debida a la gravedad, } g} \quad (3.16)$$

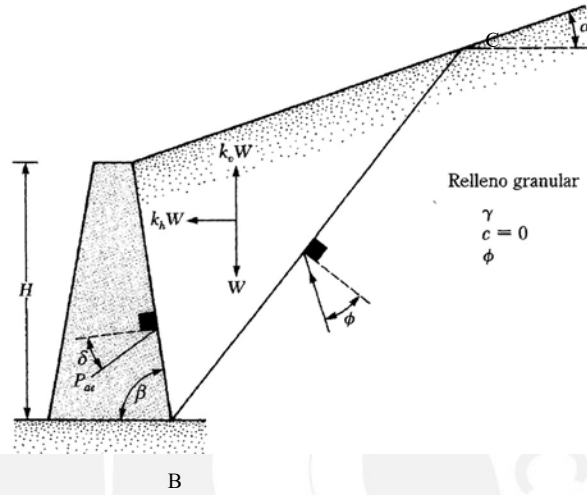


Figura 3.5: Esquema de muro de contención y relleno [93]

Al igual que en la sección anterior sobre empuje activo en condiciones de servicio, la relación para la fuerza activa por unidad de longitud del muro ( $P_{ae}$ ) se calcula con la ecuación (3.17), donde  $K_{ae}$  es el coeficiente de presión activa del relleno.

$$P_{ae} = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - k_v) K_{ae} \quad (3.17)$$

$$K_{ae} = \frac{\text{sen}^2(\phi + \beta - \theta')}{\cos \theta' \text{sen}^2 \beta \text{sen}(\beta - \theta' - \delta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \text{sen}(\phi - \theta' - \alpha)}{\text{sen}(\beta - \delta - \theta') \text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (3.18)$$

$$\theta' = \tan^{-1} \left[ \frac{k_h}{1 - k_v} \right] \quad (3.19)$$

Nótese que para una condición sin sismo  $k_h = 0$ ,  $k_v = 0$  y  $\theta' = 0$

Por consiguiente  $K_{ae} = K_a$  como en la ecuación (3.13). A la ecuación (3.12) se le conoce como la solución Mononobe-Okabe. A diferencia del caso mostrado en la Figura 3.3, la resultante de presión de la tierra en esta situación, tal como es calculada por la ecuación (3.11), no actúa a una distancia de  $H/3$  desde el fondo del muro. En la ecuación (3.20) se

muestra que la diferencia de la fuerza activa sísmica  $P_{ae}$  y la fuerza activa normal en condición de servicio  $P_a$  es  $\Delta P_{ae}$ . Luego, la ubicación de la fuerza activa sísmica  $P_{ae}$  se calcula con la ecuación (3.21), en donde se asume que  $P_a$  y  $\Delta P_{ae}$  actúan a una distancia  $H/3$  y  $0.6H$  respectivamente desde el fondo del muro (ver Figura 3.6).

$$\Delta P_{ae} = P_{ae} - P_a \quad (3.20)$$

$$\bar{z} = \frac{(0.6H)(\Delta P_{ae}) + \left(\frac{H}{3}\right)(P_a)}{P_{ae}} \quad (3.21)$$

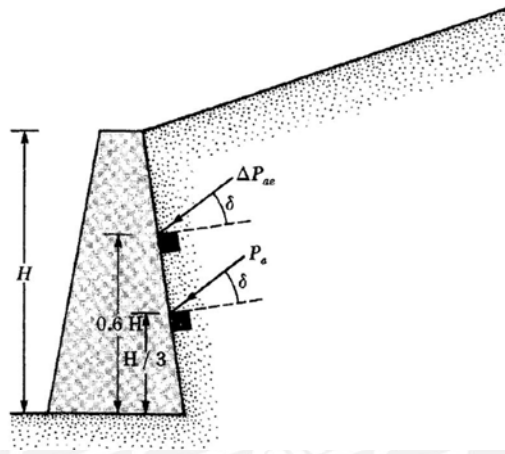


Figura 3.6: Determinación de la línea de acción de  $P_{ae}$  [93]

### 3.3. MÉTODO DE SARAGONI

Desde los inicios de los años 1920, la estabilidad sísmica de estructuras de tierra ha sido analizada usando una forma pseudo-estática en la cual los efectos de un sismo son representados por aceleraciones horizontales y/o verticales. En su forma más común, los análisis pseudo-estáticos representan los efectos de las vibraciones de un sismo mediante aceleraciones pseudo-estáticas que producen fuerzas inerciales  $F_h$  y  $F_v$ , las cuales actúan a través del cancroide de la masa de falla. Las magnitudes de las fuerzas pseudo-estáticas pueden ser estimadas según las ecuaciones (3.22) y (3.23) propuestas por Kramer [47]. Donde  $a_h$  y  $a_v$  son las aceleraciones horizontales y verticales,  $k_h$  y  $k_v$  son coeficientes pseudo-estáticos horizontales y verticales adimensionales (coeficientes sísmicos), y  $W$  es el peso de la masa de falla.

$$F_h = \frac{a_h W}{g} = k_h W \quad (3.22)$$

$$F_v = \frac{a_v W}{g} = k_v W \quad (3.23)$$

La propuesta de Saragoni para la selección del coeficiente sísmico está basada en el artículo de Noda y Uwave [49]. Se trata de la estimación de la relación entre el coeficiente sísmico  $k_h$  y la aceleración del suelo de muros gravitacionales de molos. Saragoni [48] desarrolló la ecuación (3.24) para el caso chileno. En donde  $a_{max}$  representa la aceleración horizontal máxima (PGA) del sismo. Esta ecuación es normalmente aplicada cuando hay un estudio de peligro sísmico disponible para determinar apropiadamente  $a_{max}$ .

$$k_h = \left\{ 0.3 \frac{a_{max}}{g}; a_{max} \leq 0.67g \right\} \text{ o } \left\{ 0.2 \left( \frac{a_{max}}{g} \right)^2; a_{max} > 0.67g \right\} \quad (3.24)$$

#### 3.4. MÉTODO DE ELEMENTOS DISCRETOS (MED)

El MED fue desarrollado inicialmente por Cundall en 1979 [59] para el análisis de rocas y se trata de un método numérico capaz de describir el comportamiento mecánico de conjuntos de elementos discretos. En el MED se definen las interacciones entre elementos con el fin de considerar las propiedades mecánicas del medio. El MED fue desarrollado para materiales granulares, en donde se considera que la mecánica del conjunto puede ser representada mediante las interacciones de contacto entre granos o elementos rígidos. Sin embargo, hoy en día el MED también puede ser aplicado para materiales cohesivos mediante leyes de contacto específicas. El modelo más simple considera leyes de contacto tal que los esfuerzos se calculan en proporción lineal elástico y contempla el criterio de rotura de Coulomb. Es importante mencionar que cuando el tamaño de las partículas numéricas no corresponde al de las partículas reales; es decir, cuando se trabaja con “macro partículas”, se necesita de un sistema de alto costo computacional de calibración de los parámetros locales.

##### 3.4.1. Cálculos mecánicos para el movimiento e interacción

El MED permite simular la respuesta mecánica de sistemas compuestos por bloques o partículas discretos [59]. Las formas de las partículas son arbitrarias: cualquier partícula puede interactuar con cualquier otra partícula, y no existen límites a los desplazamientos

o rotaciones de las partículas. El programa de cómputo que se utilizará en esta investigación para modelación numérica con elementos discretos es el 3DEC v4.2 [94]. En esta sección muestra los cálculos mecánicos que sigue el programa 3DEC para realizar aplicar el MED en un sistema tridimensional compuesto de una gran variedad de bloques. En general, los bloques pueden ser convexos o cóncavos, con caras que consisten en polígonos planos arbitrarios.

### a. Ciclo de cálculo

El programa de cómputo 3DEC se basa en un algoritmo dinámico en dominio de tiempo que resuelve las ecuaciones de movimiento del sistema de bloques mediante un método explícito de diferencias finitas [59]. En cada paso del tiempo se aplica la ley del movimiento y las ecuaciones constitutivas. Para los bloques rígidos y deformables, se prescriben relaciones de fuerza-desplazamiento en los sub contactos (juntas). La integración de la ley del movimiento proporciona las nuevas posiciones de bloque y, por lo tanto, los incrementos (o velocidades) de desplazamiento de contacto. La ley de desplazamiento de fuerza y contacto secundario se usa para obtener las nuevas fuerzas de sub-contacto, que se aplicarán a los bloques en el siguiente paso de tiempo. El ciclo de cálculos mecánicos se ilustra en la Figura 3.7.

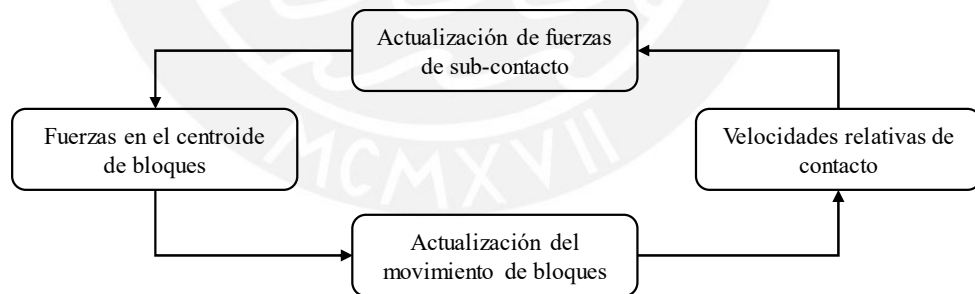


Figura 3.7: Ciclo de cálculo. Adaptado de Manual 3DECv4.1. [94]

### b. Modelo constitutivo en juntas: Coulomb-Slip

El modelo constitutivo básico implementado en el programa 3DEC, es la generalización de la ley de fricción de Coulomb. Se consideran tanto la falla por corte como la de tracción y se puede incluir la dilatación de las juntas. En el rango elástico, el comportamiento se rige por la rigidez normal ( $K_n$ ) y cortante ( $K_s$ ) de la junta, según las ecuaciones (3.25) y

(3.26). Los incrementos de desplazamiento sub-contacto se usan para calcular los incrementos de fuerza elástica.  $\Delta F^n$  es el incremento de fuerza normal,  $\Delta U^n$  es el incremento de desplazamiento normal,  $A_c$  es el área de sub-contacto (cada contacto es discretizado en sub-contactos, donde las fuerzas de interacción son aplicadas) y  $\Delta F_i^s$  es el incremento de las fuerza cortante.

$$\Delta F^n = -K_n \Delta U^n A_c \quad (3.25)$$

$$\Delta F_i^s = -K_s \Delta U_i^s A_c \quad (3.26)$$

Para una unión intacta; es decir, sin deslizamiento o separación previa, la fuerza normal de tracción sigue la ecuación (3.27), donde  $T$  es la resistencia a tracción en la junta.

$$T_{max} = -T A_c \quad (3.27)$$

La máxima fuerza cortante está da por la ecuación (3.28), donde  $c$  y  $\phi$  son la cohesión y el ángulo de fricción, respectivamente.

$$F_{max}^s = c A_c + F^n \tan\phi \quad (3.28)$$

Una vez que se identifica el inicio de la falla en el sub-contacto, ya sea en tracción o cortante, la resistencia a la tracción y la cohesión se toman como cero, tal como se observa en las ecuaciones (3.29) y (3.30):

$$T_{max} = 0 \quad (3.29)$$

$$F_{max}^s = F^n \tan\phi \quad (3.30)$$

Esta pérdida instantánea de fuerza se aproxima al comportamiento del debilitamiento de la junta. La Figura 3.8 muestra la interacción y el diagrama constitutivo para (a) fuerza normal y (b) cortante de los sub contactos o juntas según el modelo Coulomb-Slip.



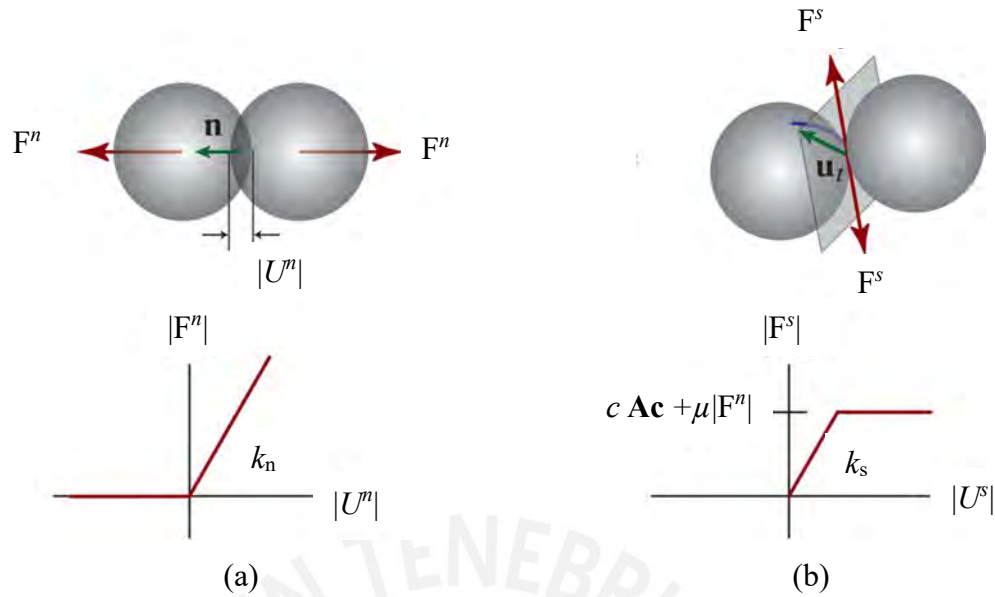


Figura 3.8: Interacción y diagrama constitutivo para (a) fuerza normal y (b) cortante según el modelo Coulomb-Slip

De la Figura 3.8 se observa que según el modelo de falla Coulomb-Slip, la relación entre la fuerza normal y el desplazamiento normal es perfectamente elástico, mientras que la relación entre la fuerza cortante y el desplazamiento cortante es elasto-plástico. Es importante mencionar que el modelo constitutivo puede considerar la dilatación de junta en la ley constitutiva normal; sin embargo, para efectos del presente trabajo de investigación, no se tomará en cuenta.

### c. Movimiento de bloque rígido

El movimiento traslacional para un bloque puede expresarse según la ecuación (3.31). Donde  $\ddot{x}_i$  es la aceleración del centroide del bloque,  $\dot{x}_i$  es la velocidad del centroide del bloque,  $\alpha$  es la constante de amortiguamiento viscoso,  $F_i$  es la suma de fuerzas actuando sobre el bloque (de contactos de bloques y fuerzas externas aplicadas),  $m$  es la masa del bloque y  $g_i$  es el vector de aceleración de la gravedad.

$$\ddot{x}_i + \alpha \dot{x}_i = \frac{F_i}{m} + g_i \quad (3.31)$$

El movimiento rotacional de un cuerpo rígido no amortiguado está descrito por las ecuaciones de Euler, ecuaciones (3.32), (3.33) y (3.34), en las cuales el movimiento está con referencia en los ejes principales de inercia del cuerpo. Donde  $I_1, I_2, I_3$  son los

momentos principales de inercia en el bloque;  $\dot{w}_1, \dot{w}_2, \dot{w}_3$  son las aceleraciones angulares;  $w_1, w_2, w_3$  son las velocidades angulares y  $M_1, M_2, M_3$  son las componentes del torque aplicado al bloque.

$$I_1 \dot{w}_1 + (I_3 - I_2) w_3 w_2 = M_1 \quad (3.32)$$

$$I_2 \dot{w}_2 + (I_1 - I_3) w_1 w_3 = M_2 \quad (3.33)$$

$$I_3 \dot{w}_3 + (I_2 - I_1) w_2 w_1 = M_3 \quad (3.34)$$

Los modelos de bloques rígidos son más apropiados para análisis pseudo-estáticos y, en estos casos, las ecuaciones rotacionales de movimiento pueden simplificarse, debido a que las velocidades son pequeñas y el término no lineal puede despreciarse. Además, como las fuerzas de inercia son pequeñas en comparación con las fuerzas totales aplicadas a los bloques, no es esencial una representación precisa del tensor de inercia. Por lo tanto, en 3DEC solo se calcula un momento aproximado de inercia  $I$ , basado en la distancia promedio desde el centroide a los vértices del bloque. Esto permite que las ecuaciones anteriores se refieran a los ejes globales.

La adición del término de amortiguamiento viscoso  $\alpha$  en las ecuaciones de Euler modifican cada una de las ecuaciones rotacionales en la ecuación (3.35), donde las velocidades,  $w_i$ , y el torque total,  $M_i$ , están referenciados a los ejes globales. Es importante señalar que el amortiguamiento viscoso  $\alpha$  se especifica únicamente para problemas pseudo-estáticos, donde el objetivo es absorber la energía vibratoria lo más rápido posible. En el caso de problemas dinámicos, se trabaja con amortiguamiento tipo Rayleigh, donde se requiere una fracción del amortiguamiento crítico en un rango de frecuencias específico.

$$\dot{w}_1 + \alpha w_i = \frac{M_i}{I} \quad (3.35)$$

Se usa un procedimiento central de diferencia finita para integrar las ecuaciones de movimiento. Las siguientes expresiones describen las velocidades de traslación y de rotación en el tiempo  $t$  en términos de los valores a intervalos intermedios:

$$\dot{x}_i(t) = \frac{1}{2} \left[ \dot{x}_i \left[ t - \frac{\Delta t}{2} \right] + \dot{x}_i \left[ t + \frac{\Delta t}{2} \right] \right] \quad (3.36)$$

$$w_i(t) = \frac{1}{2} \left[ w_i \left[ t - \frac{\Delta t}{2} \right] + w_i \left[ t + \frac{\Delta t}{2} \right] \right] \quad (3.37)$$

$$\ddot{x}_i(t) = \frac{1}{\Delta t} \left[ \dot{x}_i \left[ t + \frac{\Delta t}{2} \right] - \dot{x}_i \left[ t - \frac{\Delta t}{2} \right] \right] \quad (3.38)$$

$$\dot{w}_i(t) = \frac{1}{\Delta t} \left[ w_i \left[ t + \frac{\Delta t}{2} \right] - w_i \left[ t - \frac{\Delta t}{2} \right] \right] \quad (3.39)$$

Insertando estas ecuaciones en las ecuaciones de movimiento traslacional (3.31) y rotacional (3.32)(3.33)(3.34), y resolviendo para las velocidades en el tiempo  $[t - \Delta t/2]$ , se obtienen las ecuaciones (3.40) y (3.41). Donde  $D_1 = 1 - (\alpha \Delta t/2)$  y  $D_2 = 1/(1 + \alpha \Delta t/2)$

$$\dot{x}_i \left[ t + \frac{\Delta t}{2} \right] = \left[ D_i \dot{x}_i \left[ t - \frac{\Delta t}{2} \right] + \left[ \frac{F_i(t)}{m} + g_i \right] \Delta t \right] D_2 \quad (3.40)$$

$$w_i \left[ t + \frac{\Delta t}{2} \right] = \left[ D_i w_i \left[ t - \frac{\Delta t}{2} \right] + \left[ \frac{M_i(t)}{m} \Delta t \right] \right] D_2 \quad (3.41)$$

Los incrementos de rotación y traslación están dados por las ecuaciones (3.42) y (3.43) respectivamente.

$$\Delta x_i = \dot{x}_i \left[ t + \frac{\Delta t}{2} \right] \Delta t \quad (3.42)$$

$$\Delta \theta_i = w_i \left[ t + \frac{\Delta t}{2} \right] \Delta t \quad (3.43)$$

La posición del centroide del bloque es actualizado según la ecuación (3.44). Luego, las nuevas ubicaciones de los vértices de bloques se calculan en función de la posición del centroide del bloque.

$$x_i(t + \Delta t) = x_i(t) + \Delta x_i \quad (3.44)$$

Las sumas de fuerzas y momentos,  $F_i$  y  $M_i$ , para todos los bloques se restablecen a cero en cada ciclo una vez que se completa la actualización del movimiento del bloque.

### 3.5. MÉTODOS DE ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD SÍSMICA

La vulnerabilidad sísmica de una estructura es la susceptibilidad de ésta a ser dañada por un movimiento sísmico de una determinada intensidad. La vulnerabilidad sísmica tiene una relación directa con los materiales, las técnicas constructivas, las tipologías, entre otros. Existen métodos propuestos para estimar la vulnerabilidad y, según Tarannum et al [95] pueden ser divididos en tres grupos: métodos empíricos, métodos analíticos y métodos híbridos.

Los métodos empíricos son aquellos basados en observaciones del comportamiento de las estructuras durante sismos de intensidad conocida. En este método se establecen relaciones de daño – intensidad sísmica. Esta relación puede ser discreta, mediante matrices de probabilidad de daño; o continua, mediante curvas de vulnerabilidad. Existen dos principales desventajas: las observaciones son subjetivas y el daño se evalúa como una variable discreta, mientras que es una variable continua [96].

Los métodos analíticos son desarrollados con base en información teórica o experimental del comportamiento de las estructuras y pretenden estimar la capacidad de la estructura mediante modelos numéricos. A partir del sismo de demanda se puede definir el desempeño de la estructura y la probabilidad de exceder un nivel de daño. Los métodos analíticos pueden ser de colapso, de espectro de capacidad y de desplazamiento. Los de colapso consideran la formación de mecanismos de colapso [97], los de espectro de capacidad determinan el desempeño de la estructura para un determinado sismo [98] y los desplazamiento estiman el daño de la estructura en función de su máximo desplazamiento de entrepiso [99].

Los métodos híbridos emplean matrices de daño o funciones de vulnerabilidad, donde combinan datos estadísticos de daño observado post-sismo con modelos numéricos de las tipologías de estructuras en consideración. Estos métodos pueden realizarse aun cuando no se cuenta con suficientes datos de campo. Por ejemplo, Singhal y Kiremidjian [100] desarrollaron curvas de fragilidad para tres categorías de edificaciones de pórticos de concreto armado que expresan la probabilidad de exceder un desplazamiento dado para diferentes aceleraciones pico..

## CAPÍTULO 4: METODOLOGÍA

La zona de estudio fue la quebrada El Progreso y se ubica en las laderas del distrito de Carabayllo, Lima (La Figura 4.1). El acceso a la zona de estudio está en el kilómetro 18 de la Avenida Túpac Amaru con dirección a la prolongación de la Avenida Manuel Prado. La quebrada El Progreso se encuentra en la cuenca del río Chillón, tributario de la margen izquierda a una altura de 230 msnm.

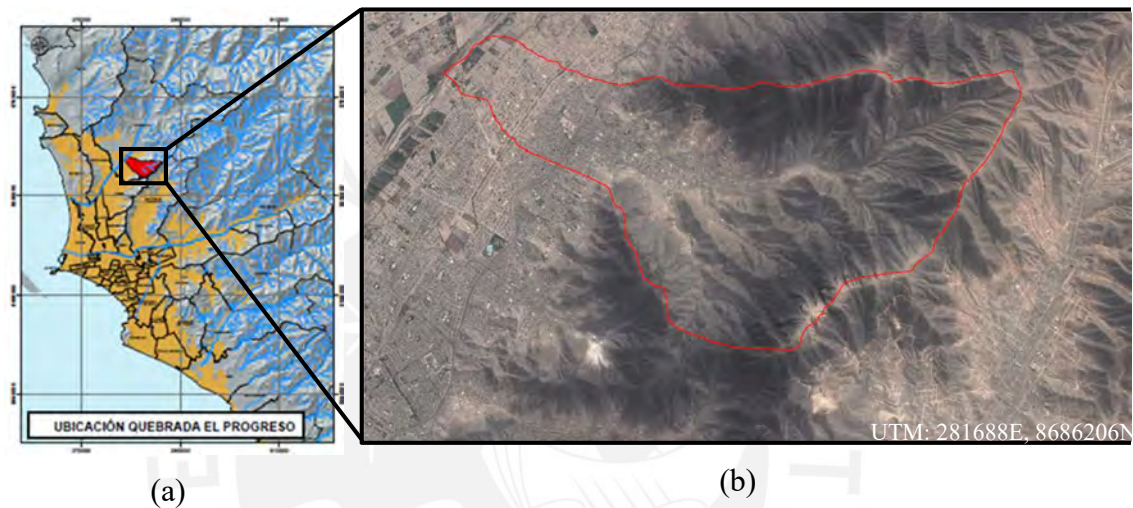


Figura 4.1: (a) Ubicación e (b) imagen satelital de la quebrada El Progreso en la ciudad de Lima [35]

Las principales amenazas naturales que se pueden identificar en la zona de estudio son dos: la amenaza sísmica y la amenaza por movimientos en masa. La zona de estudio presente pendientes máximas de  $35^\circ$  o  $72^\circ$  en la zona habitada (Google Earth Pro), mientras más alta sea la elevación, mayor es la pendiente. Una pendiente de  $35^\circ$  puede ser considerado como alto, según un estudio realizado por Diaz [35] sobre los peligros de la quebrada El Progreso de Carabayllo. Pendientes elevadas sumadas a los agentes erosivos como viento y agua y a la exposición termoclástica pueden generar fracturamiento en las rocas. Por ello, en la zona se puede encontrar material suelto con características mecánicas no deseadas como material de construcción. Sin embargo, algunas viviendas utilizan el material suelto superficial de las rocas como material de construcción para las pircas y el relleno.

En las visitas de campo a la zona de estudio se identificaron diversos materiales de construcción. El porcentaje de materiales de construcción de viviendas de madera, mampostería y sistemas no tecnificados (triplay, esteras y tierra) es de 44, 34 y 22%, respectivamente, según la encuesta existente que se realizó a la población de la quebrada El Progreso [11], tal como se muestra en la Figura 4.2.

■ Madera ■ Mampostería ■ No tecnificado



Figura 4.2: Porcentaje de materiales de construcción de viviendas en la quebrada El Progreso

Según la Figura 4.2, las viviendas de madera son la mayoría, seguido por las de mampostería. En la Figura 4.3 se muestra una foto del panorama en una zona de la quebrada El Progreso, donde se observa que la mayoría de viviendas son de madera y se señala gráficamente a las viviendas de mampostería, las cuales están presentes en menor cantidad.



Figura 4.3: Viviendas de madera y de mampostería (señalado) en un sector de la quebrada El Progreso

De modo similar, la Figura 4.4 muestra el porcentaje de viviendas de uno, dos y tres pisos según la encuesta existente [11], donde se observa que el 89% de las viviendas son de un piso, seguido por el 11% para viviendas de dos pisos y el 1% para viviendas de tres pisos.

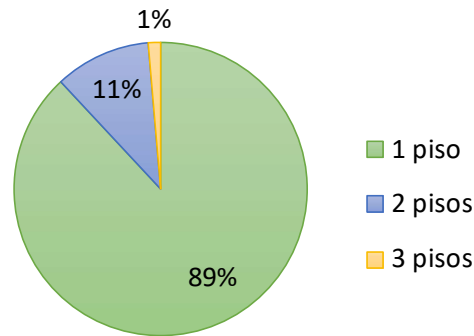


Figura 4.4: Porcentaje de viviendas de uno, dos y tres pisos según la encuesta existente [11]

En general, la zona de estudio presenta pendientes importantes y está ubicada en una zona de alto peligro sísmico. La mayoría de viviendas son precarias y están construidas de madera o de mampostería y son de un piso. A continuación, se describe la metodología para caracterizar las tres pircas representativas de la zona de estudio, estimar la intensidad del movimiento sísmico del terreno en ladera, realizar la modelación numérica las pircas en elementos discretos; y calcular las curvas de vulnerabilidad sísmica de las pircas.

#### 4.1. CARACTERIZACIÓN DE TRES PIRCAS REPRESENTATIVAS DE LA ZONA DE ESTUDIO

##### 4.1.1. Descripción de las pircas de la zona de estudio

En esta investigación las pircas serán consideradas como un tipo de DSRW. Los DSRW han sido utilizados contener taludes, permitir la agricultura y apoyar estructuras de ingeniería civil; por ejemplo, la fortaleza de Sacsayhuaman (Perú) y el castillo Mastuyama (Japón), construidos a los siglos XV y XVII respectivamente [101]. El proceso constructivo de las pircas se conocerá por medio de visitas de campo a la zona de estudio y entrevistas con maestros pirquero. Las características macroscópicas y las propiedades físicas de los bloques de roca para pircas se conocerán por medio de los resultados de laboratorio a cargo del Proyecto 109 – 2017 Fondecyt “Validación de técnicas de construcción de pircas mediante estudios numérico-experimentales con tecnología desarrollada en Perú” [102].

#### **4.1.2. Caracterización de la geometría de las pircas**

La metodología de la caracterización de pircas consiste en el análisis estadístico de una encuesta realizada a la población de la zona de estudio, la quebrada El Progreso. El fin es definir tres rangos de dimensiones de pircas que representen a la mayoría de las existentes. Una vez que se haya procesado los datos de las encuestas, se validarán los resultados mediante visitas de campo a la zona de estudio

La encuesta fue realizada en el mes de enero del 2016 y consistió en un levantamiento de información sobre las dimensiones de pircas en la población y fue realizada por el Proyecto “Carabayllo Reduciendo Riesgos” ([11] [103]). La encuesta se realizó a un total de 1739 propietarios, de los cuales, 1010 contestaron la ficha referente a las dimensiones de sus pircas y son objeto de estudio para la caracterización geométrica [11]. Según la ONG que se encargó de tomar las encuestas, la mayoría de dimensiones reportadas en la encuesta fueron respondidas de modo subjetivo según la estimación del propietario; es decir, no necesariamente fueron medidas en campo.

Las variables del análisis estadístico serán la altura, el ancho y la longitud de pircas. El análisis se realizará en cuatro etapas. En primer lugar, se filtrará la base de datos para descartar los valores inválidos (en blanco o con error). En segundo lugar, se graficarán los histogramas de las variables. En tercer lugar, se sectorizarán los histogramas en tres rangos definidos por los picos más frecuentes. El promedio de cada rango más y menos el error componen los límites del rango caracterizado. En cuarto lugar, se definirá la inclinación de la pirca a partir de mediciones realizadas en visitas de campo a la zona. Finalmente, las variables características se definieron como el promedio de cada rango.

### **4.2. ESTIMACIÓN DE LA INTENSIDAD DEL MOVIMIENTO SÍSMICO SEGÚN LOS NIVELES DE SISMO**

#### **4.2.1. Máxima aceleración del terreno (PGA)**

El PGA se determinará mediante un estudio de amenaza sísmica que se basarán en el método *Probabilistic Seismic Hazard Analysis* propuesto por Esteva (1968) [37]. Se empleará el programa computacional CRISIS 2007 (Ordaz et al 2007) [104] que considera la suma de efectos provenientes de todas las fuentes sismogénicas a la zona de estudio. Para ello, se emplearán 33 fuentes sismogénicas de naturaleza intraplaca, interface y



corticales definidas por el Instituto Geofísico del Perú (IGP) [39], leyes de recurrencia y las ecuaciones de predicción de movimiento sísmico.

Los niveles de sismo se asocian al PGA mediante el periodo de retorno. El periodo de retorno es el número de años en que se supera, en promedio, un determinado parámetro empleado para cuantificar el peligro sísmico; por ejemplo, el PGA [105]. En esta investigación se considerarán los cuatro niveles de sismo propuestos por el SEAOC Visión 2000 [106]: frecuente, ocasional, raro y muy raro. La Tabla 4.1. presenta los niveles de sismo con sus respectivos periodos de retorno.

Tabla 4.1: Niveles de sismos propuestos por el SEAOC Vision 2000 [106]

Niveles de sismo	Periodo de retorno (años)
Frecuente	43
Ocasional	72
Raro	475
Muy raro	970

De la Tabla 4.1 se observa que un sismo frecuente u ocasional sería aquel sismo con 43 o 72 años de periodo de retorno. De similar modo, un sismo raro o muy raro sería aquel sismo con 475 o 970 años de periodo de retorno. Mediante el estudio de amenaza sísmica se estimará el PGA asociado con cada periodo de retorno en la zona de estudio y, por lo tanto, con cada nivel de sismo.

#### 4.2.2. **Máxima aceleración del terreno en ladera (PGA\*)**

El PGA que se obtendrá del estudio de amenaza sísmico corresponde a un terreno plano sin ningún efecto que pueda modificarlo. No se considerará efecto de sitio debido a suelo ya que, en general, el suelo es rocoso. Sin embargo, sí se considerará efecto topográfico, pues el terreno de la zona de estudio es inclinado y podría los movimientos del terreno plano podrían amplificarse. Para ello, se definirá el factor de amplificación topográfica según literatura y las características de la topografía de la zona de estudio, tales como la pendiente y las dimensiones de la ladera. Entonces, el producto del PGA asociado a cada nivel de sismo multiplicado por el factor de amplificación topográfica será la aceleración máxima del terreno en ladera (PGA\*) según los niveles de sismo.

### 4.3. MODELACIÓN NUMÉRICA DE LAS PIRCAS EN ELEMENOS DISCRETOS

#### 4.3.1. Estimación de empujes y fuerzas inerciales sobre las pircas

Las cargas fuera de plano actuantes sobre las pircas serán consideradas como tres: (1) empuje del relleno en condiciones de servicio, (2) amplificación sísmica del relleno y (3) fuerza inercial sísmica del muro. Las dos primeras cargas se deben al relleno. El empuje en condiciones de servicio (S1) será calculado según la teoría de Coulomb. La amplificación del empuje debido al sismo (S2) se calculará según Mononobe-Okabe [42] [41]. La fuerza inercial sísmica de la pirca (S3) se estimará de acuerdo a Saragoni [48].

Se considerarán dos casos de relleno: relleno activo en toda la altura y el relleno activo en la mitad superior de la altura. Esto se debe a que en la base del relleno hay material que se podría auto soportar y, por lo tanto, no ejercer empuje sobre la pirca., pues algunas prácticas constructivas del relleno en pircas consisten en la colocación de los bloques más grandes de roca de pirca en la base del relleno. Es importante mencionar que el cálculo de empujes para condiciones de sismo estará asociado a un PGA máximo de 0.33g (en terreno plano) debido a limitaciones numéricas.

#### 4.3.2. Análisis paramétrico del modelo numérico

El modelo numérico se desarrollará a través del Método de Elementos Discretos (MED) [59] y se empleará el programa computacional 3DEC v4.2 [94]. El modelo numérico de las pircas estará conformado por el modelo geométrico, las cargas actuantes fuera de plano y las propiedades mecánicas de las juntas.

La geometría de las pircas estará definida según las tres pircas características, mientras que la geometría de bloques será definida como prismas rectangulares con una altura de 0.10 metros y un largo de 0.20 metros. El ancho de bloques será el mismo que el de la pirca y es variable según la altura debido a la forma trapezoidal de la sección transversal. Las cargas actuantes fuera de plano calculadas según la sección 4.3.1., serán aplicadas de abajo hacia arriba por capas de 0.25 metros a fin de simular la secuencia de empujes que ejerce el relleno durante la construcción según la práctica de los maestros pirqueros.

Las propiedades mecánicas de juntas que se considerarán en el modelo serán la rigidez normal  $K_n$ , la rigidez cortante  $K_s$ , el ángulo de fricción  $\phi$  y la cohesión  $c$  de las juntas. La resistencia a la tensión  $T$  no fue considerada por practicidad. Se colocaron topes laterales (con las mismas propiedades de junta que los bloques) para asegurar que los desplazamientos se concentren en la dirección fuera de plano.

Los bloques del modelo numérico que representan a las rocas son de forma regular prismática y de tamaño uniforme. Los bloques reales de las pircas son de diversos tamaños y de formas semi angulosas. La diferencia entre el modelo numérico y la realidad es aún mayor si se considera que el tamaño y la forma de los bloques pueden ser diferentes entre una pirca y otra debido a la variedad de estilos en la práctica constructiva. Sin embargo, en esta investigación se asumirá que estos bloques y sus propiedades mecánicas en las juntas pueden representar el mecanismo de acción real entre bloques.

La propiedad mecánica empleada específicamente con el fin de superar la limitación de la forma irregular de los bloques reales fue la cohesión ficticia de las juntas. Este puede representar la resistencia que aporta la trabazón entre bloques a consecuencia del ensamblaje entre unidades irregulares. Las pircas son un tipo de DSRW y la resistencia de los DSRW se debe principalmente al mecanismo de las juntas [101]. Por ello, es importante analizar el ensamblaje que tienen las rocas; es decir, las juntas y su incidencia en la resistencia. En general, los DSRW son muros ensamblados de bloques de roca de tamaños regulares y de forma prismática cuadrangular, a diferencia de las pircas y esto las hace un tipo particular.

Según el testimonio de maestros pirqueros, la forma aleatoria de los bloques debido a la fragmentación por percusión ayuda a ensamblar los bloques de modo que la trabazón en las juntas provee estabilidad al muro. Entonces en esta investigación se vio conveniente asumir que la resistencia de las juntas se debe a la fricción de la superficie de bloques y a la trabazón entre bloques. La Figura 4.5 presenta el esquema de los dos mecanismos físicos, la fricción y la trabazón, en las juntas de bloques que otorgan resistencia a las juntas.



<div style="text-align: center;">Tipo de muro</div> <div style="text-align: center;">Características de juntas</div>	DSRW	Pircas
		
<b>Mecanismos físicos de juntas:</b>	Fricción	Fricción + Trabazón
<b>Propiedades mecánicas de juntas en el modelo numérico:</b>	Ángulo de fricción ( $\phi$ )	Ángulo de fricción ( $\phi$ ) + Cohesión ( $c$ )

Figura 4.5: Esquema de los mecanismos físicos de juntas en DSRW y en Pircas

De la Figura 4.5 se observa que los mecanismos físicos de las juntas pueden representarse en la modelación a través de propiedades mecánicas. Para la modelación se consideró que la fricción de la superficie de bloques se puede representar mediante el ángulo de fricción de juntas; y la trabazón entre bloques, mediante la cohesión de juntas. Entonces, la resistencia provendría de la fricción de juntas en el caso de los DSRW de bloques regulares y provendría de la fricción y la trabazón de juntas en el caso de las pircas.

Se realizarán análisis paramétricos de la altura de bloques, de la relación Longitud/Altura (L/H) de pirca y de las propiedades de juntas para tener sensibilidad de la incidencia de estas variables en la respuesta estructural de la pirca (deriva fuera de plano). Las cargas que se considerarán en el análisis paramétrico serán las del estado de servicio. Las condiciones de borde en los modelos serán dos topes laterales con las mismas propiedades de junta que los bloques en representación de la continuidad que las pircas pudiesen presentar. Además, se fijará la primera fila inferior de bloques en consideración del desnivel del terreno.

#### 4.3.3. Calibración del modelo numérico de pircas con datos experimentales de un DSRW

La calibración del modelo numérico de pircas se realizará con base en datos experimentales de un DSRW tomado de literatura [22]. Se carece de ensayos de pircas, entonces no se cuenta medidas de los desplazamientos fuera de plano que ocasionan las cargas de servicio ni las cargas sísmicas. El modelo numérico requerirá de datos como el

peso específico de la pirca y las propiedades mecánicas de juntas. Las propiedades mecánicas de juntas en pircas, a diferencia de las juntas en DSRW presentan una cohesión ficticia de acuerdo a la metodología. Por lo tanto, se emplearán las propiedades mecánicas de fricción del DSRW calibrado ( $K_n, K_s$  y  $\phi$ ) y se añadirá la cohesión  $c$ , tal como se explicó en la Figura 4.5. La modelación del DSRW implicará la replicación de geometría y la consideración de las propiedades físicas y mecánicas reales de acuerdo a los datos de la literatura.

#### 4.3.4. Simulación pseudo-estática de la respuesta estructural las pircas ante cargas de servicio y de sismo

La simulación pseudo-estática de las pircas consistirá de la aplicación de cargas en servicio y de sismo al modelo numérico, de similar modo al descrito en la sección 4.3.2. Las cargas actuantes sobre la pirca están asociadas a las máximas aceleraciones sísmicas en ladera (PGA\*). El resultado de interés será la deriva fuera de plano asociado al PGA. Para la calificación de la respuesta estructural de las pircas frente a diversas intensidades sísmicas, se tomará en cuenta la definición de niveles de daño para muros de gravedad propuestos por PIANC [107] (ver Tabla 4.2): daño leve, moderado, extensivo y completo. A partir de esta definición, se podrá calificar el daño de las pircas según el nivel de sismo.

Tabla 4.2: Definición de Niveles de daño para Muros de gravedad [107]

Nivel de Daño	Deriva fuera de plano
Leve	Menos de 1.5%
Moderado	1.5% - 5.0%
Extensivo	5.0% - 10.0%
Completo	Más de 10.0%

### 4.4. CÁLCULO DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE LAS PIRCAS

#### 4.4.1. Curvas de vulnerabilidad sísmica de las pircas

Las curvas de vulnerabilidad sísmica relacionarán el daño estructural con la respuesta estructural (deriva fuera de plano) calculado según la sección 4.3.4. El cálculo de la vulnerabilidad sísmica será realizado con el método analítico desde un enfoque determinista. Se asumirá que el porcentaje de daño estructural guarda una relación linealmente proporcional con la deriva fuera de plano que propone PIANC, 2001 [107] para muros de gravedad. Entonces, el daño estructural asociado a la deriva fuera de plano

se muestra en la Tabla 4.3. Por ejemplo, de la Tabla 4.3. se observa que si la deriva fuera de plano fuese de 1.5%, entonces el daño estructural sería de 15%. Una vez que el daño estructural haya sido asociado a la deriva fuera de plano, se construirá la curva de vulnerabilidad estructural de modo discretizado con pasos de 0.025g.

Tabla 4.3: Niveles de daño y Deriva mínima para muros de gravedad adaptados de PIANC, 2001 [107]; y Daño estructural asignado

Nivel de Daño	% Deriva fuera de plano	% Daño Estructural
Leve	0	0
Moderado	1.5%	15%
Extensivo	5.0%	50%
Completo	10.0%	100%

A falta de una muestra representativa de resultados de donde se puedan calcular indicadores de dispersión estadística, se propone utilizar una desviación estándar que resulte en un coeficiente de variación máximo del 20%. Estos indicadores se relacionan mediante la ecuación (4.1). Se vio conveniente emplear este valor en vista de que el coeficiente de variación máximo está entre 15 y 25% en las curvas de vulnerabilidad sísmica de literatura [79] [108] [109]. La media viene a ser el daño directamente dado que los resultados son deterministas y no probabilísticos.

$$(C. V.) = \frac{(D. E.)}{media} \quad (4.1)$$

La desviación estándar (D.E.) será calculada mediante la ecuación (4.2), donde se observa un coeficiente de 0.40. Se utilizará este valor ya que es el que relaciona un coeficiente de variación de 20% con un daño estructural del 50%, el cual corresponde a la mediana del daño. Según la ecuación (4.2), la desviación estándar (D.E.) será cero cuando no haya nada de daño y cuando haya daño total. Esto representa que no hay dispersión de resultados probables en los escenarios; es decir cuando el daño es nulo o total.







$$(D. E.) = (0.40)(daño)(1 - daño) \quad (4.2)$$

Adicionalmente a las curvas de vulnerabilidad de las pircas características, se calcularán las curvas de vulnerabilidad sísmica de las viviendas que se asientan sobre pircas en las laderas de la zona de estudio.

#### 4.4.2. Curvas de vulnerabilidad sísmica de viviendas sobre pircas

Las viviendas ubicadas en las laderas de la zona de estudio son de sistema estructural de madera, mampostería simple y de sistemas no tecnificados, según el proceso estadístico explicado en la Figura 4.2. Por ello, se vio conveniente emplear las curvas de vulnerabilidad correspondientes a los tres sistemas estructurales propuestas en el Informe Técnico ERN-CAPRA-T1-3 “Propuesta de indicadores y funciones de vulnerabilidad” [79]. La Tabla 4.4 presenta la descripción de los sistemas estructurales de viviendas de madera, mampostería simple y de sistema no tecnificado, además muestra una foto de vivienda según el Informe Técnico ERN-CAPRA-T1-3 y una foto de vivienda en la quebrada El Progreso por cada sistema estructural.

Tabla 4.4: Descripción de los sistemas estructurales de vivienda: madera, mampostería simple y no tecnificado

	<b>Descripción del sistema estructural de vivienda [79]</b>	<b>Foto de vivienda según el Informe Técnico ERN-CAPRA-T1-3 [79]</b>	<b>Foto de vivienda en la quebrada El Progreso [110]</b>
<b>MADERA</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Sistema estructural principal de madera</li> <li>- Vigas y columnas de madera</li> <li>- Losas de madera</li> <li>- Cubierta del techo ligera: láminas de zinc (calamina)</li> <li>- Paredes de madera u otro material</li> <li>- Viviendas de uno o dos pisos</li> <li>- Vulnerabilidad sísmica baja</li> </ul>		
<b>MAMPOSTERÍA SIMPLE</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Sistema estructural principal de muros de ladrillo</li> <li>- Vigas y de madera o metal</li> <li>- Losas de madera</li> <li>- Cubierta del techo ligera: láminas de zinc (calamina)</li> <li>- Paredes interiores de madera u otro material</li> <li>- Viviendas de uno o dos pisos</li> <li>- Vulnerabilidad sísmica alta</li> </ul>		
<b>NO TECNIFICADO</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Sistema estructural indefinido</li> <li>- Estructura de cualquier tipo de material de desecho</li> <li>- Viviendas de uno piso</li> <li>- Vulnerabilidad sísmica impredecible</li> </ul>		

De la Tabla 4.4 se verifica que la descripción de los sistemas estructurales corresponde a la realidad de las viviendas en la quebrada El Progreso. Esto se justifica no solo con los resultados de la encuesta sobre materiales de construcción (Figura 4.2), sino también con las visitas de campo. Por lo tanto, se considerará válido emplear las curvas de vulnerabilidad existentes para viviendas de sistema estructural de madera, mampostería simple y no tecnificado [79] como representativas de las viviendas en la zona de estudio.

La Figura 4.6 presenta las curvas de vulnerabilidad sísmica de viviendas con sistemas estructurales de madera, mampostería simple y no tecnificado adaptadas del Informe Técnico ERN-CAPRA-T1-3 [79] para la aplicación a las viviendas en ladera. El eje horizontal representa la máxima aceleración de terreno plano (PGA) y el eje vertical representa el porcentaje de daño estructural que las viviendas en laderas tendrían.

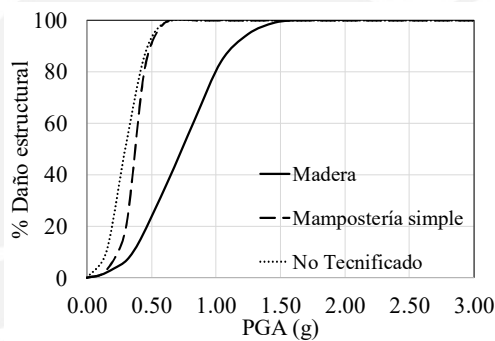


Figura 4.6: Curvas de vulnerabilidad sísmica de viviendas con sistemas estructurales de madera, mampostería simple y no tecnificado. Adaptado del Informe Técnico ERN-CAPRA-T1-3 [79]

La Figura 4.6 presentó tres curvas de vulnerabilidad sísmica de viviendas, donde se puede notar que las viviendas de sistema estructural no tecnificado son ligeramente más vulnerables que las de mampostería simple y estas son más vulnerables que las de madera. Según el informe [79], la alta vulnerabilidad del sistema no tecnificado se debe a que es un sistema indefinido y de comportamiento impredecible; la alta vulnerabilidad del sistema de mampostería simple es consecuencia del tipo de falla en el plano que podrían presentar los muros principales; y la baja vulnerabilidad del sistema de madera se da gracias a que el sistema no es susceptible a daños grandes ya que la fuerza inercial es baja.

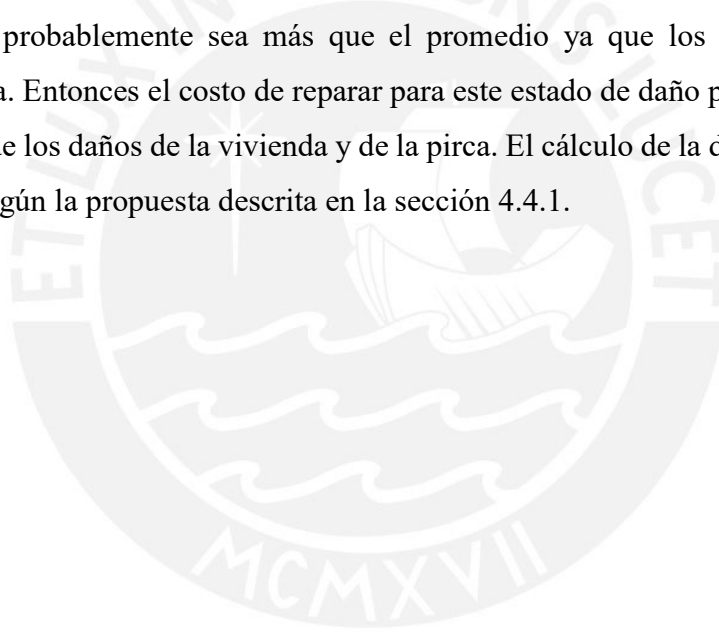
Una vez definido el daño de las pircas ( $D_p$ ) y el daño de las viviendas ( $D_v$ ) según las máximas intensidades sísmicas, se superpondrán ambas curvas con el fin de estimar el



daño de las viviendas sobre pircas ( $Dv/p$ ). El criterio se presenta en la según la ecuación (4.3) e indica que la función para determinar el daño de las viviendas sobre pircas ( $Dv/p$ ) depende de su el daño de las pircas ( $Dp$ ) y de las viviendas ( $Dv$ ) es menor o mayor igual que 15%, el cual es el límite superior del daño leve según la Tabla 4.3

$$Dv/p = \begin{cases} \frac{Dp + Dv}{2} & ; si \ Dp \ y \ Dv < 15\% \\ Max(Dp; Dv) & ; si \ Dp \ y \ Dv \geq 15\% \end{cases} \quad (4.3)$$

Se vio conveniente considerar el criterio de la ecuación (4.3) debido al costo aproximado de reparación que tendrían las viviendas sobre pircas. Por ejemplo, en el caso del daño leve (0 – 15%), el costo de reparación será un estimado de la mitad del daño de la pirca y de la vivienda. En cambio, en el caso de daño moderado o completo (15%+), el costo de reparación probablemente sea más que el promedio ya que los daños son de mayor importancia. Entonces el costo de reparar para este estado de daño podría ser el mayor de los gastos de los daños de la vivienda y de la pirca. El cálculo de la desviación estándar se realizará según la propuesta descrita en la sección 4.4.1.



## CAPÍTULO 5: APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA

En este capítulo se presenta la aplicación de la metodología para la caracterización de tres pircas representativas, la estimación de la intensidad del movimiento sísmico, la modelación numérica de pircas y el cálculo de la vulnerabilidad sísmica de las pircas.

### 5.1. CARACTERIZACIÓN DE LAS PIRCAS

#### 5.1.1. Descripción de las pircas de la zona de estudio

Se describe el proceso constructivo y los ensayos realizados a los bloques de roca de las pircas, según la metodología. De acuerdo al testimonio de maestros pirqueros, primero se debe contar con un terreno nivelado y con bloques de roca, los cuales pueden comprarse de ferreterías o se pueden obtener del corte de talud. Si en caso aún no está nivelado, se realiza el corte de talud. Luego, se excava una pequeña zanja de 0.20 metros de profundidad, mientras más alta la pirca, mayor deberá ser la zanja. Luego se va colocando las filas bloques de roca al paralelo con el relleno. Los bloques se ensamblan o se “trenzan” de modo que las caras estén una frente a otra y se forme el mecanismo de trabazón.

El relleno es el elemento del sistema que presenta mayor incertidumbre, ya que se trata de un relleno no controlado que puede estar compuesto de desechos o de bloques de roca tapados con suelo suelto. Otra fuente importante de incertidumbre es la altura del relleno; hay dos casos límite: que el suelo suelto esté en todo el relleno o que el suelo suelto esté en la mitad superior del relleno y sobre bloques de roca en el fondo. Por último, algunos maestros revisten las pircas de mezclas de mortero con el fin de evitar que ingresen insectos; sin embargo, la mezcla no tiene ninguna dosificación controlada y no tiene un fin estructural.

Los bloques de roca sueltos son material constituyente de las pircas y es importante analizarlos ya que tienen un rol importante en el comportamiento mecánico de las pircas. Se realizaron ensayos de laboratorio a bloques de roca tomados in situ del Asentamiento Humano Los Ángeles (Figura 5.1) en la quebrada El Progreso a cargo del Proyecto 109 – 2017 Fondecyt [102]. Fueron 15 muestras de bloques de roca sueltos y se realizaron estudios petrográficos macroscópicos, ensayos de propiedades físicas y elásticas, entre otras.



(a)

(b)

Figura 5.1: (a) Fotografía del AA.HH. Los Ángeles ubicado en la quebrada El Progreso. (b) Zona de donde se tomaron las muestras.

La descripción macroscópica consiste en la identificación de minerales constituyentes de la roca a través de las propiedades físicas (color, forma, etc.) mediante el estéreo microscopio y las pruebas químicas como reacción con ácido clorhídrico al 10% entre otros. Las propiedades físicas son las que controlan las características resistentes y las deformaciones. Las muestras fueron ensayadas en los laboratorios de Mineralogía y Mecánica de Rocas de la Facultad de Ingeniería Geológica, Minera y Metalúrgica de la Universidad Nacional de Ingeniería. Se tomaron tres muestras por tipo de ensayo. La Figura 5.2 presenta las tres muestras de roca para ensayos de propiedades elásticas.



Figura 5.2: Muestras de roca para ensayos de propiedades físicas

Los resultados del análisis de características macroscópicas y del ensayo de las propiedades físicas de las muestras de rocas se muestran en la Tabla 5.1.

Tabla 5.1: Características macroscópicas y Propiedades físicas de las muestras de roca

Muestra	Características macroscópicas			Propiedades físicas	
	Tipo de roca	Grado de meteorización	Clasificación macroscópica	Peso específico (kN/m <sup>3</sup> )	Absorción (%)
M-1	Ignea	Leve	Andesita propilitizada	27.49	0.17
M-2	Ignea	Leve	Pórfido andesítico	27.17	0.15
M-3	Ignea	Leve	Andesita porfírica	28.36	0.19

De la Tabla 5.1, se observa que las rocas son de origen ígneo con un grado de meteorización leve y de clase andesita. Además, la roca presenta en promedio un peso específico de  $27.70 \text{ KN/m}^3$ . El resultado del peso específico es ligeramente alto, pues el peso específico de una andesita debería estar entre  $22$  a  $28 \text{ KN/m}^3$  [111]. Entonces el resultado indica que la muestra es una roca andesita densa. El porcentaje de absorción es una propiedad física que no es parte de los datos de entrada para la modelación numérica. El peso específico de las pircas es equivalente al peso específico de los bloques de roca menos el porcentaje de vacíos de las pircas. Se considerará un 15% de porcentaje de vacíos en las pircas, según una medición realizada a escala natural [112]. Por lo tanto, se consideró un peso específico de pircas equivalente a  $23.52 \text{ KN/ m}^3$ .

### 5.1.2. Caracterización de la geometría de las pircas

La geometría de las pircas se caracterizó mediante un análisis estadístico de una base de datos según la metodología descrita. La encuesta fue realizada a la población de la quebrada El Progreso en Carabayllo. El total de asentamientos humanos y de familias encuestadas fue de 20 y 1216, respectivamente. La primera variable es la altura de pirca.

La Figura 5.3(a) muestra el histograma de alturas, donde se observa una amplia dispersión de datos. La dimensión promedio fue de 4.05 metros. La mínima dimensión fue de 0.10 metros, mientras que la máxima fue de 8.0 metros y estas dimensiones no son representativas de la realidad. Evidentemente, estas dimensiones no están en el orden de alturas observadas en las visitas de campo. Según la metodología, se seleccionaron tres rangos de acuerdo a las tres mayores frecuencias, tal como se muestra en la Figura 5.3(a).

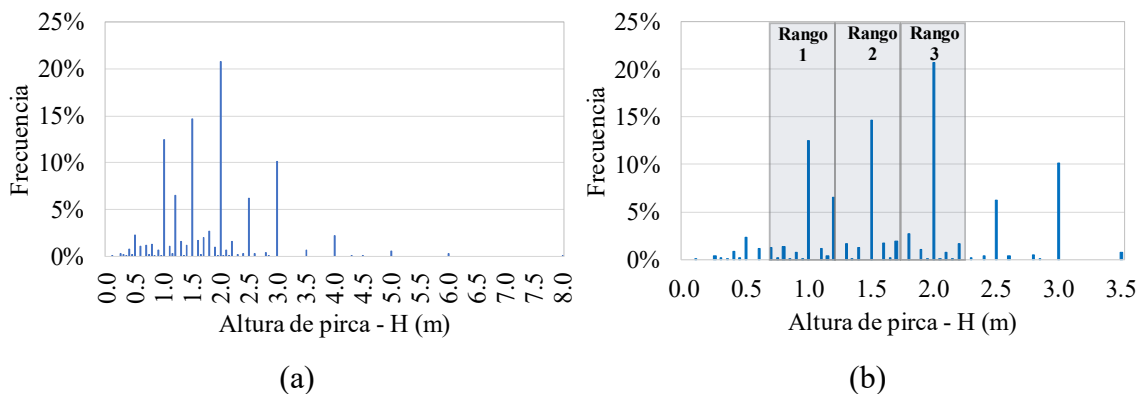


Figura 5.3: (a) Histograma de altura de pircas y (b) definición de rangos característicos

De la Figura 5.3(a) se observa que las tres alturas más frecuentes son de 2.0, 1.5 y 1.0 metros, los que representan al 20,15 y 13% de datos. Las demás alturas frecuentes son de 3.0 y de 2.5 metros; sin embargo, por fines prácticos, para la caracterización se tomarán únicamente las tres alturas más frecuentes. De la Figura 5.3(b) se distinguen los tres rangos definidos para la caracterización de alturas. Cada rango está conformado por los picos predominantes más menos un error. La Tabla 5.2 muestra el detalle de los tres rangos de alturas características, conformado por un valor mínimo, un valor máximo y un valor promedio, el cual se tomó como valor característico. El 71% de los datos registrados en la encuesta están dentro de los tres rangos definidos.

Tabla 5.2: Rangos de alturas características

H	H mínimo (m)	H máximo (m)	H promedio (m)	H ponderado (m)	Error (m) +/-	Nro. Pircas	%
H1	0.75	1.25	1.00	1.0	0.25	221	23%
H2	1.25	1.75	1.50	1.5	0.25	208	21%
H3	1.75	2.25	2.00	2.0	0.25	262	27%
# DATOS	972					691	71%

La segunda variable es el ancho de pirca. La Figura 5.4(a) muestra el histograma de anchos, donde se observa una amplia dispersión de datos, ya que se registró una dimensión promedio de 9.05 metros. La menor dimensión registrada fue de 0.10 metros, mientras que la mayor fue de 18 metros y es importante resaltar que estos valores no son representativos. Al igual que con la variable “Altura”, se realizó el filtrado de datos y se definieron tres rangos característicos según las tres mayores frecuencias. La Figura 5.4(b) muestra la definición de los tres rangos de anchos característicos.

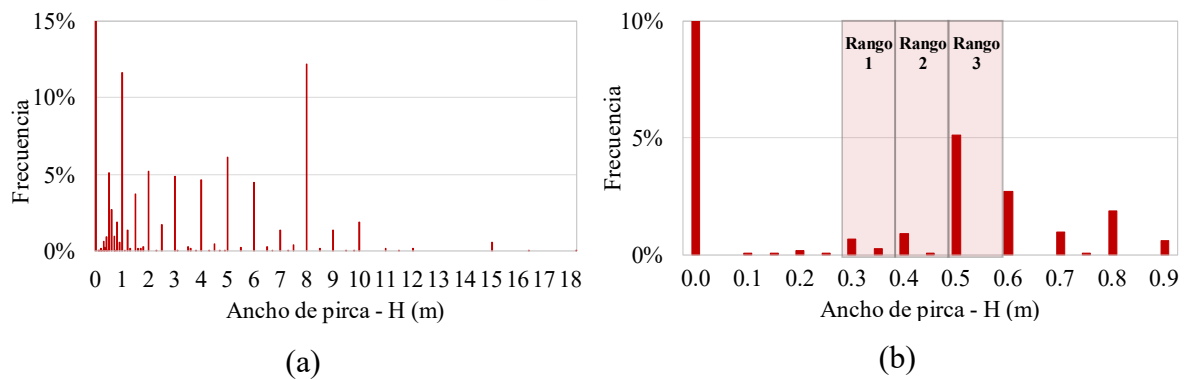


Figura 5.4: (a) Histograma de ancho de pircas y (b) definición de rangos característicos

De la Figura 5.4(a) se observa que los anchos más frecuentes son de 8.0, 1.0 y 5.0 y representan al 12, 11 y 6% de datos. En contraste con la magnitud de dimensiones tomadas y vistas en las visitas de campo (ver Tabla 5.4), las dimensiones de 8.0 y 5.0 metros pueden ser filtradas debido a la incompatibilidad con la realidad. Entonces se consideraron anchos promedio de máximo 1.0 metros. La Figura 5.4(b). presentó el histograma filtrado con el ancho de pirca máximo. Nótese que el valor de cero presenta la mayor frecuencia, pero se debe a errores en el llenado de la encuesta. Los tres anchos más frecuentes son de 0.5, 0.4 y 0.3 metros. Estos tres valores picos caen dentro de los tres rangos de anchos característicos. La Tabla 5.3 muestra el detalle de los tres rangos de anchos característicos, conformado por un valor mínimo, un valor máximo y un valor promedio, el cual se tomó como valor característico. El 75% de los datos registrados en la encuesta están dentro de los tres rangos definidos. Los tres anchos característicos son tomados como dimensión promedio de la sección transversal.

Tabla 5.3: Rangos de anchos caracterizados

A	A mínimo (m)	A máximo (m)	A promedio (m)	A ponderado (m)	Error (m) +/-	Nro. Pircas	%
A1	0.3	0.4	0.35	0.30	0.05	12.00	10%
A2	0.4	0.5	0.45	0.40	0.05	13.00	11%
A3	0.5	0.6	0.55	0.45	0.05	63.00	53%
# DATOS	118					88.00	75%

La tercera variable es la longitud de pirca. La Figura 5.5 muestra el histograma de la longitud de pirca y se obtuvo que la dimensión promedio fue de 12.63 metros. La dimensión mínima y máxima son de 0.25 y 25 metros respectivamente y estos valores no son representativas de la realidad

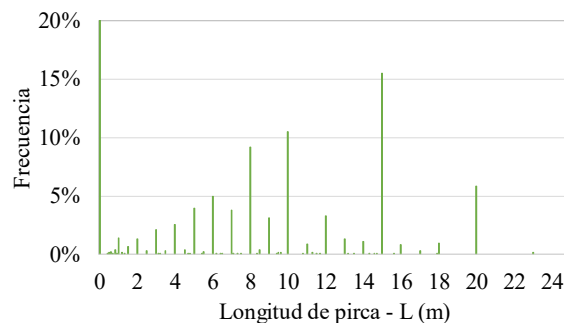


Figura 5.5: Histograma de longitud de pircas

De la Figura 5.5. se observa que las tres dimensiones más frecuentes son las de 15, 10 y 8 metros, las cuales representan al 35% de datos; sin embargo, en la mayoría de casos, estas dimensiones son considerablemente distintas a las medidas en las visitas de campo. Por ello, en esta investigación se optó por no tomar en cuenta los datos de encuesta para definir la longitud característica de pircas. La longitud característica de pircas se definió con base en literatura sobre un estudio experimental realizado sobre la falla tridimensional de los DSRW [113]. Este estudio indica que una relación de 4 entre la longitud y la altura pueden prevenir cualquier efecto de bordes sobre la falla del muro. Por lo tanto, las longitudes características son 4, 6 y 8 metros. Estas dimensiones presentan frecuencias de 2.5, 5 y 10% en el histograma presentado en la Figura 5.5. Si bien la suma es de 17.5% y no representa a la mayoría, se verifica que el criterio considerado para definir la longitud brinda dimensiones presentes en los datos de la encuesta.

La cuarta y última variable es la inclinación de las caras de la pirca, pues la pirca es de sección transversal. A diferencia de las variables anteriores, la inclinación no se tomó de la base de datos existente, sino que se tomaron medidas en campo a 5 pircas. La Tabla 5.4 muestra las medidas de la plomada (con respecto a la cara externa), la altura y el ancho de cinco muestras de pircas. Aquellas muestras que presentan más de una medida, fueron medidas en varias zonas a lo largo de la longitud. Se asumió que la sección transversal de las pircas es un trapecio escóseles, cuyo ancho promedio corresponde al ancho característico. Los ángulos de inclinación de los lados trapezoidales. Se registraron inclinaciones desde los 5° hasta los 15°. Se tomó una inclinación de 5° para las tres pircas caracterizadas, debido a que fue el valor más conservador.

Tabla 5.4: Medidas registradas en la visita de campo

	<b>Plomada (cm)</b>	<b>Altura (cm)</b>	<b>Ancho (cm)</b>	<b>Inclinación (°)</b>
Muestra 1	9	113	37	<b>5</b>
	13	111	25	<b>7</b>
	10	105	28	<b>5</b>
Muestra 2	21	110	23	<b>11</b>
	39	150	20	<b>15</b>
	33	156	23	<b>12</b>
Muestra 3	20	125	21	<b>9</b>
Muestra 4	35	185	31	<b>11</b>
Muestra 5	40	155	20	<b>14</b>
	25	150	20	<b>9</b>

En la Tabla 5.4 de medidas registradas en la visita de campo se presentaron inclinaciones mayores. Por ello, la inclinación considerada en el presente estudio podría ser un factor que sobre estime los resultados. Ya que mientras mayor es la inclinación de las caras en la pirca, entonces la masa estará más concentrada en la base y aportará más estabilidad por gravedad. En resumen, las pircas características representan a más del 70% de los datos de la encuesta. La Tabla 5.5 muestra las dimensiones de la pircas caracterizadas: la altura, el ancho mayor y menor de la sección transversal y la longitud.

Tabla 5.5: Dimensiones de las pircas caracterizadas.

	Altura (m)	Ancho mayor (m)	Ancho menor (m)	Longitud (m)
Pirca 1	1.00	0.45	0.25	4.00
Pirca 2	1.50	0.60	0.30	6.00
Pirca 3	2.00	0.70	0.35	8.00

La Figura 5.6 muestra una vista tridimensional de las pircas características. Nótese que las tres pircas presentan dimensiones diferentes, pero comparten la misma inclinación de  $5^\circ$  y la relación Longitud/Altura de 4.

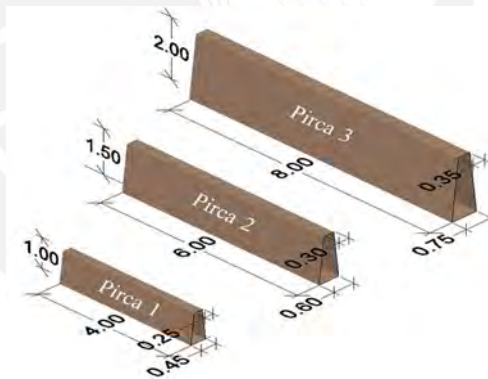


Figura 5.6: Vista 3D de las tres pircas características

Con base en las visitas de campo a la quebrada El Progreso, Carabayllo, se observó que las dimensiones características de las tres pircas corresponden a magnitudes representativas, pues representan el 71% (691 unidades) de pircas de la población en la zona de estudio según la encuesta existente [11] (Tabla 5.2). Este porcentaje es satisfactorio para representar una mayoría. Sin embargo, si se quisiese generalizar resultados para otras zonas, se especifica que debe considerarse la variedad de geometría y el proceso constructivo ya que pueden ser diferentes, según la zona.



## 5.2. ESTIMACIÓN DE LA INTENSIDAD DEL MOVIMIENTO SÍSMICO SEGÚN LOS NIVELES DE SISMO

### 5.2.1. Máxima aceleración del terreno (PGA)

El análisis de amenaza sísmica fue realizado de acuerdo al *Probabilistic Seismic Hazard Analysis* (PSHA) con el fin de obtener el PGA asociado a los niveles de sismo, de acuerdo a la metodología. Como parte de los resultados, la Figura 5.7(a) muestra el mapa de intensidad sísmica (PGA) para un nivel de sismo frecuente; es decir, de 43 años de periodo de retorno. La gradiente de PGA indica que correspondería una aceleración de 0.18g. La Figura 5.7(b), muestra el espectro de peligro uniforme para los cuatro niveles de sismo donde el eje horizontal corresponde al periodo estructural y el eje vertical a la pseudo-aceleración ( $S_a$ ).

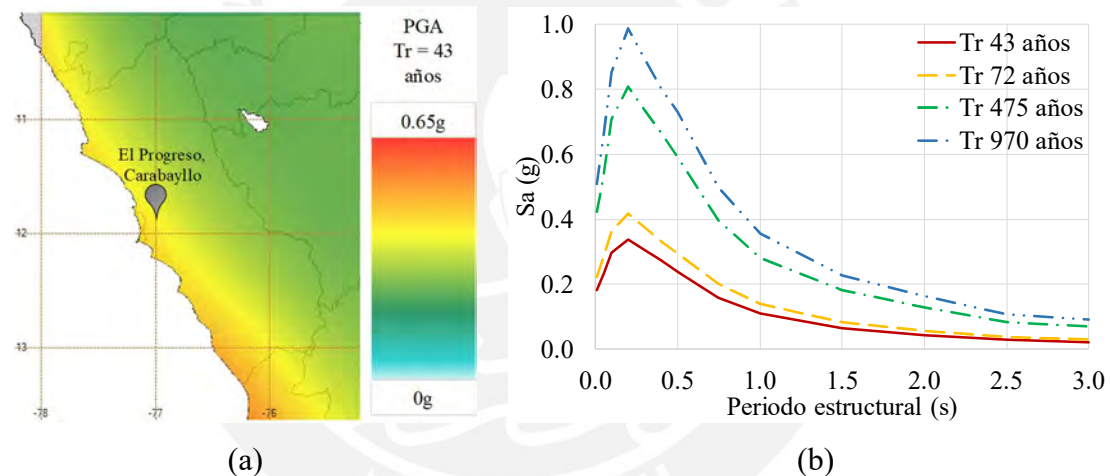


Figura 5.7: (a) Mapa de intensidad sísmica para un sismo frecuente en Lima – PGA y (b) Espectro de Peligro Uniforme para los niveles de sismos en la zona de estudio

El mapa de intensidad sísmica en Lima de la Figura 5.7(a) muestra la distribución del PGA frente a un sismo raro. Se observa que la mayor sismicidad tiende hacia sur oeste. Esta tendencia se verifica por el mapa de zonificación sísmica del Perú, tal como se indica en el mapa de zonificación sísmica del Perú [114], el cual está planteado para nivel de sismo raro - Figura 5.8(a). La comparación de ambos mapas se puede realizar en términos de distribución sísmica y en términos del PGA, ya que corresponden al mismo nivel de sismo (raro).

Con respecto a los espectros de peligro uniforme mostrados en la Figura 5.7(b), se obtuvo que el PGA (asociado al periodo estructural cero) del nivel de sismo frecuente, ocasional raro y muy raro es de 0.18, 0.22, 0.42 y 0.51g, respectivamente para la zona de estudio. Además, se observa que el pico de las cuatro curvas se da para periodos estructurales cortos, alcanzando el máximo valor para 0.20 s. Esto se debe a que la incidencia de las fuentes sismogénicas de subducción son las más predominantes para la zona de estudio, entonces los periodos cortos son aquellos que se asocian a mayores aceleraciones espectrales [39]. La relación entre el periodo estructural y las aceleraciones se definieron mediante las Ecuaciones de Predicción de Movimiento del Suelo (GMPE). Con fines de comparación, la Figura 5.8(b) muestra los resultados obtenidos de los Espectros de Peligro Uniforme provistos por SENCICO a través de su página web [115].

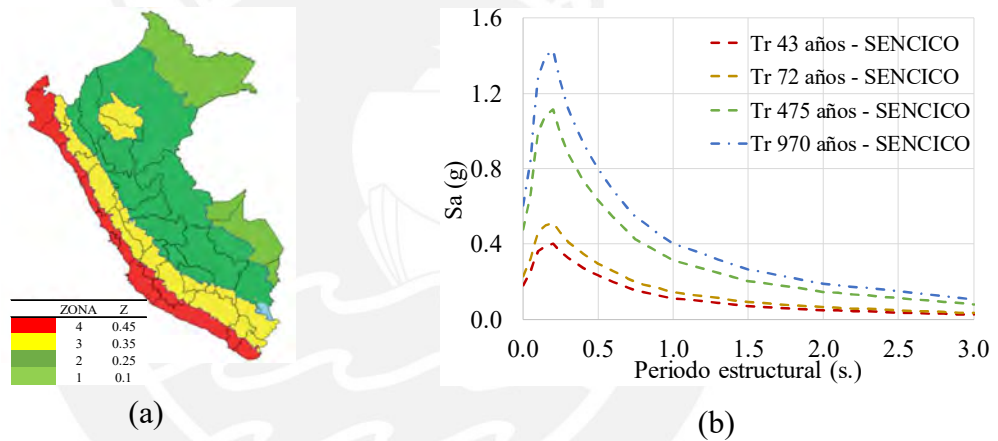


Figura 5.8: (a) Mapa de zonificación sísmica del Perú [114] y el valor del PGA – sismo raro y (b) Espectro de Peligro Uniforme provisto por SENCICO [115]

La comparación de mapas verifica la tendencia de sismicidad en la zona de Lima. La comparación del Espectros de Peligro Uniforme verifica que la mayor pseudo-aceleración se da para un periodo estructural de 0.20 s. Además, se observó que los Espectros de Peligro Uniforme obtenidos (CRISIS V7) son menores que los espectros provistos por SENCICO. Las diferencias entre los resultados propios y los de SENCICO se puede deber a las ecuaciones de predicción de movimiento utilizadas, a las ecuaciones de recurrencia y a los datos de fuentes sismogénicas. Si se toma como referencia los PGA de SENCICO, entonces los resultados son menores en un 7, 16, 12 y 16% para los sismos frecuentes, ocasional, raro y muy raro, respectivamente.

### 5.2.2. Máxima aceleración del terreno en ladera (PGA\*)

Las laderas de El Progreso presentan zonas con posibilidad de amplificación topográfica y es importante conocer las características de su topografía. La Figura 5.9 muestra un perfil de elevación en las zonas de ladera obtenido a través de Google Earth Pro. Se obtuvo una pendiente promedio de  $11^\circ$  y máxima de  $20^\circ$ . Se asume que la amplificación es significativa para aquellas viviendas ubicadas en la mitad superior de la ladera.

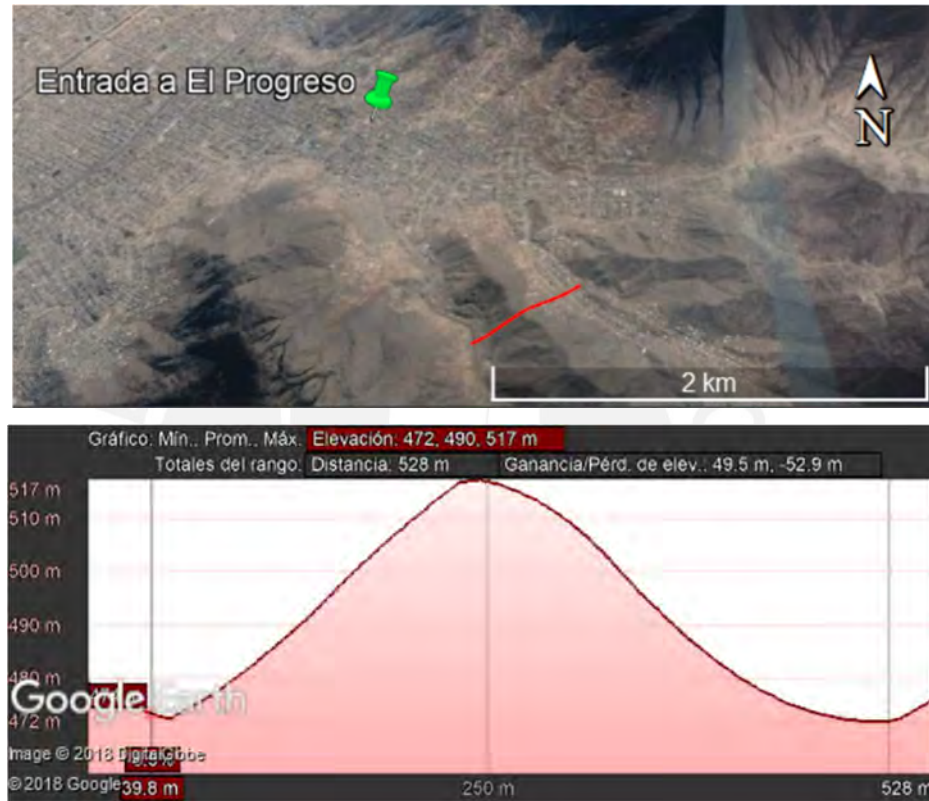


Figura 5.9: Perfil de elevación de la línea de corte en la zona de El Progreso

Con base en la altura de la ladera (40 metros) y en las pendientes obtenidas, se vio conveniente utilizar un factor de amplificación topográfica de 1.2. Se considera válido este valor, pues el factor de amplificación está asociado a una altura de ladera de 40 metros y cumple con las recomendaciones de García et al [92] (Tabla 3.2). En consideración del factor de amplificación definido, se presentan en la Tabla 5.6 los resultados del PGA y del PGA\* según los niveles de sismo.

Tabla 5.6: Resultados del PGA y del PGA\* para los niveles de sismo

Niveles de sismo	PGA (g)	PGA*: con amplificación topográfica (x1.2)
Frecuente	0.18	0.22
Ocasional	0.22	0.27
Raro	0.42	0.51
Muy raro	0.51	0.61

De la Tabla 5.6 se observa que el PGA\* en un sismo frecuente, ocasional, raro y muy raro es de 0.22, 0.27, 0.51 y 0.61g. Sin embargo, en esta investigación el máximo PGA\* dentro del alcance es de 0.39g, lo que equivale a un PGA de 0.33g, debido a una limitación en la ecuación de del método Mononobe-Okabe, con el que se calcularán las fuerzas de empuje fuera de plano.

Las características de la ladera corresponden a una de las pendientes más pronunciadas de la zona de estudio. Desde luego, hay otros AA.HH. donde la pendiente es menor debido a la topografía o a la ubicación sobre zonas más bajas. En estos casos les correspondería una menor amplificación topográfica. Sin embargo, este estudio ha considerado un único factor de amplificación por practicidad.

### 5.3. MODELACIÓN NUMÉRICA DE LAS PIRCAS EN ELEMENTOS DISCRETOS

#### 5.3.1. Estimación de empujes y fuerzas inerciales sobre las pircas

La estimación de empujes requiere de las propiedades físicas de los bloques de roca y del relleno. El peso específico de las pircas fue definido 23.52 KN/ m<sup>3</sup> en la sección 5.1.1. El relleno fue asumido como arena o material granular no cohesivo; por lo tanto, se tomó 17 KN/ m<sup>3</sup> y 28° como peso unitario y ángulo de fricción respectivamente, según valores recomendados en literatura [116].

La estimación de la sobrecarga se realizó en función del material de construcción y del número de pisos de la mayoría de viviendas en la zona de estudio. La mayoría de viviendas son de madera y de mampostería, tal como se observó en la Figura 4.3 y de un piso, tal como se mostró en la Figura 4.4. La sobrecarga total fue de 5.9 KN/m<sup>2</sup> y es la suma de la carga viva y la carga muerta. La carga viva fue de 1.96 KN/m<sup>2</sup> en consideración de la carga mínima repartida en viviendas según la Norma Técnica Peruana de Cargas E.020

[117]. La carga muerta fue de 3.94 KN/m<sup>2</sup> y corresponde al peso promedio de viviendas de madera pre fabricada y de viviendas de mampostería (con techo ligero de tiplay o calamina) dado que son los dos materiales predominantes en la zona de estudio.

Se calcularon las cargas actuantes con pasos de PGA\* de 0.025g. Las aceleraciones verticales fueron consideradas como el 70% del PGA\*, tal como sugiere la Norma de Construcción Sismorresistente NCSE-02 [118]. A modo de ejemplo, la Tabla 5.7 muestra los resultados en servicio y en un sismo frecuente cuando el relleno está activo en toda la altura de la pirca.

Tabla 5.7: Cargas actuantes en servicio y en sismo frecuente en la base y en la cima de la Pirca 1, Pirca 2 y Pirca 3 – Relleno activo en toda la altura

	Z (m)	Estado en servicio (PGA*=0)				Sismo frecuente (PGA*=0.22 g)			
		S1 (kPa)	S2 (kPa)	S3 (kPa)	S1+S2+S3 (kPa)	S1 (kPa)	S2 (kPa)	S3 (kPa)	S1+S2+S3 (kPa)
Pirca 1	1.0	2.4	-	-	2.4	2.4	1.2	1.1	4.6
	0.0	9.1	-	-	9.1	9.1	4.6	0.0	13.6
Pirca 2	1.5	2.4	-	-	2.4	2.4	1.2	1.4	5.0
	0.0	12.4	-	-	12.4	12.4	6.3	0.0	18.7
Pirca 3	2.0	2.4	-	-	2.4	2.4	1.2	1.7	5.3
	0.0	15.7	-	-	15.7	15.7	8.0	0.0	23.7

De la Tabla 5.7 se observa que el empuje en condiciones de servicio (S1) es el mismo en el estado en servicio y de sismo, pues no depende del PGA\*. Esto no sucede con la amplificación sísmica del relleno (S2) y la fuerza inercial de la pirca (S3) ya que estos sí dependen del PGA\*. Asimismo, la amplificación sísmica del relleno (S2) y la fuerza inercial de la pirca (S3) son cero para el estado en servicio, debido a que no hay aceleración sísmica. La distribución de empujes es trapezoidal con el mayor valor en la base de las pircas. La Figura 5.10 muestra un esquema de las tres cargas que suman el empuje total para el caso del empuje del relleno en toda la altura y se grafica que la única carga que no depende del sismo es la carga S1, pues es la única carga actuante en el estado de servicio, mientras que, en el sismo frecuente, se adicionan las cargas S1 y S3. El empuje inicial en la cima de las pircas se debe a la sobre carga. Por ejemplo, para el sismo frecuente se calculó un empuje total de 5.0 kPa en el borde superior y un empuje de 18.7 kPa en el borde inferior de la Pirca 2.

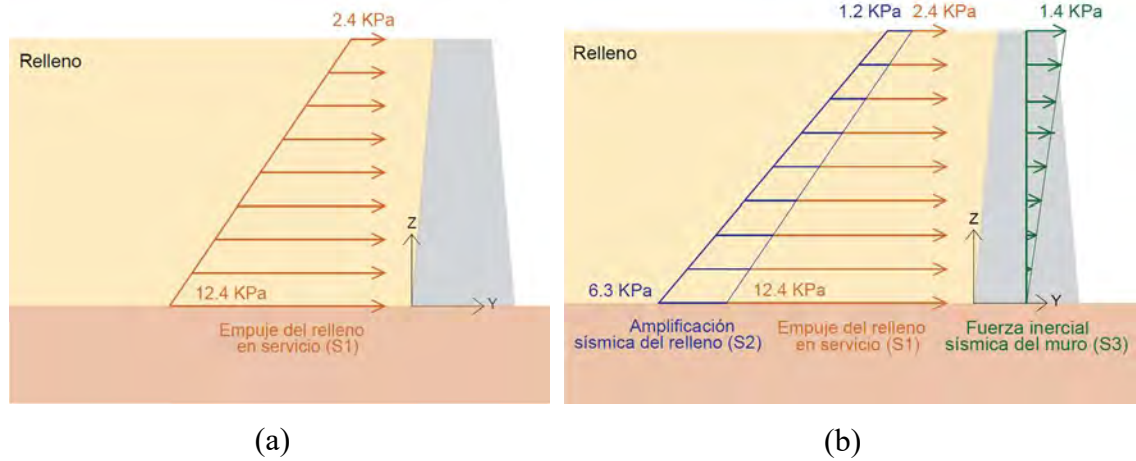


Figura 5.10: Cargas actuantes sobre la pirca en (a) condiciones de servicio y en (b) un sismo frecuente – Relleno activo en toda la altura

Para el caso del relleno activo en la mitad superior de la altura, se realizó el mismo cálculo que para el caso del relleno en toda la altura, con la única diferencia de que el empuje del relleno (S1 y S2) solo actúan en la mitad superior de la altura de pirca. La Tabla 5.8 presenta resultados en servicio y en sismo frecuente cuando el relleno está activo en la mitad superior de la altura.

Tabla 5.8: Cargas actuantes en servicio y en sismo frecuente en la base y en la cima de la Pirca 1, Pirca 2 y Pirca 3 – Relleno activo en la mitad de la altura

	Z (m)	Estado en servicio (PGA=0)				Sismo frecuente (PGA*=0.22 g)			
		S1	S2	S3	S1+S2+S3	S1	S2	S3	S1+S2+S3
		(kPa)	(kPa)	(kPa)		(kPa)	(kPa)	(kPa)	
Pirca 1	1.0	2.4	-	-	2.4	2.4	1.2	1.1	4.7
	0.5	5.75	-	-	5.8	5.75	2.9	0.55	9.2
Pirca 2	1.5	2.4	-	-	2.4	2.4	1.2	1.4	5
	0.75	7.4	-	-	7.4	7.4	3.75	0.7	11.9
Pirca 3	2.0	2.4	-	-	2.4	2.4	1.2	1.7	5.3
	1.0	9.05	-	-	9.1	9.05	4.6	0.85	14.5

De la Tabla 5.8 se observa, por ejemplo, que en la Pirca 2 la carga total en un sismo frecuente es de 5.0 y 11.9 kPa en el borde superior e inferior, respectivamente. A modo ilustrativo, las cargas actuantes de los estados de servicio y de sismo en la Pirca 2 se muestran en la Figura 5.11.

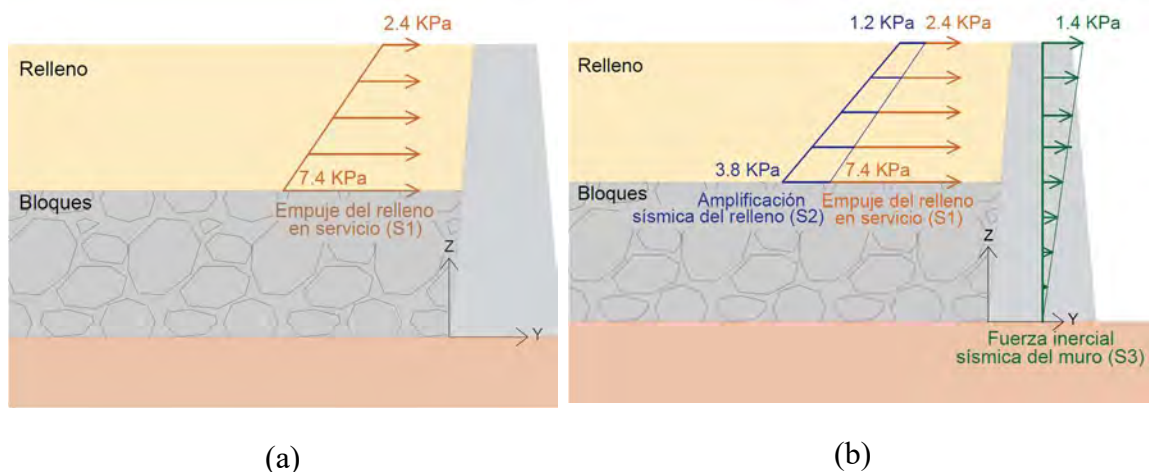


Figura 5.11: Cargas actuantes sobre la pirca en (a) condiciones de servicio y en (b) un sismo frecuente – Relleno activo en la mitad superior de la pirca

La Figura 5.10 y la Figura 5.11 mostraron las cargas actuantes sobre la pirca en dos casos del relleno: relleno activo en toda la altura y en la mitad superior de la altura de pirca. Se observó que la carga S1 representa la carga total en el estado en servicio, pues las cargas S2 y S3 son cero. Mientras que la carga S1 no representa el total, pero sí gran parte de la carga total en el estado de sismo frecuente y ocasional, que son los dos sismos estudiados en esta investigación. Por ejemplo, en la base de la pirca y en sismo frecuente, la carga S1 representa alrededor de 65% de la carga total seguido por la carga S2 con una participación del 33%. En cuanto al borde superior, las cargas S1, S2 y S3 representan el 47, 22 y 31%.

### 5.3.2. Análisis paramétrico del modelo numérico de las pircas

El modelo numérico de las pircas fue elaborado de acuerdo a la metodología prescrita y se muestra en la Figura 5.12. El valor del amortiguamiento viscoso de la ecuación (3.31) fue de 0.80, pues es el valor recomendado por defecto para análisis pseudo-estáticos.

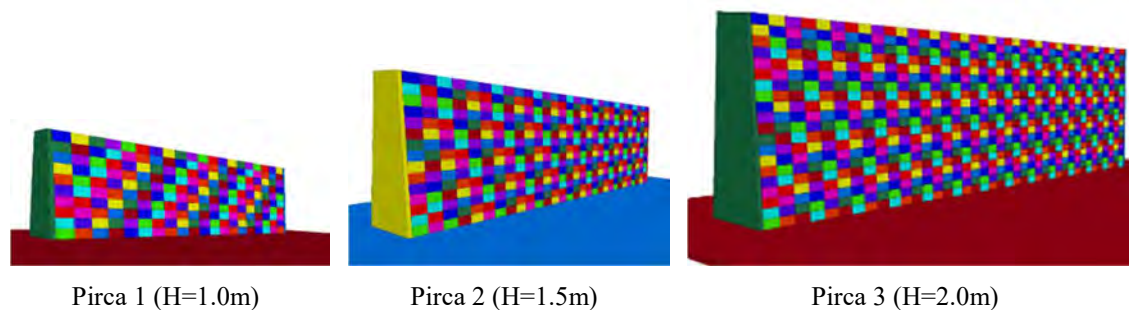


Figura 5.12: Modelo numérico de las pircas características

Los análisis paramétricos parten de valores frecuentes de las propiedades mecánicas de juntas mostradas en la recopilación de propiedades mecánicas de juntas usadas en literatura (Tabla 2.1). El valor de la rigidez normal ( $K_n$ ) es de  $1e8$  Pa, la relación de la rigidez normal sobre la rigidez cortante ( $K_n/K_s$ ) cortante es de 2, el ángulo de fricción ( $\phi$ ) es de  $40^\circ$  y la cohesión ( $c$ ) es de  $1e5$  Pa.

**a. Incidencia de la altura de bloques**

Se analizó la incidencia de la altura de bloques con dimensiones comprendidas en un rango de 0.05 a 0.45 metros y con pasos de 0.05 metros. La Figura 5.13 muestra los gráficos de la respuesta estructural (deriva fuera de plano) en función a la altura de bloques y el zoom para derivas menores de 0.10%. EL eje horizontal es el parámetro de análisis y el eje vertical es la respuesta estructural.

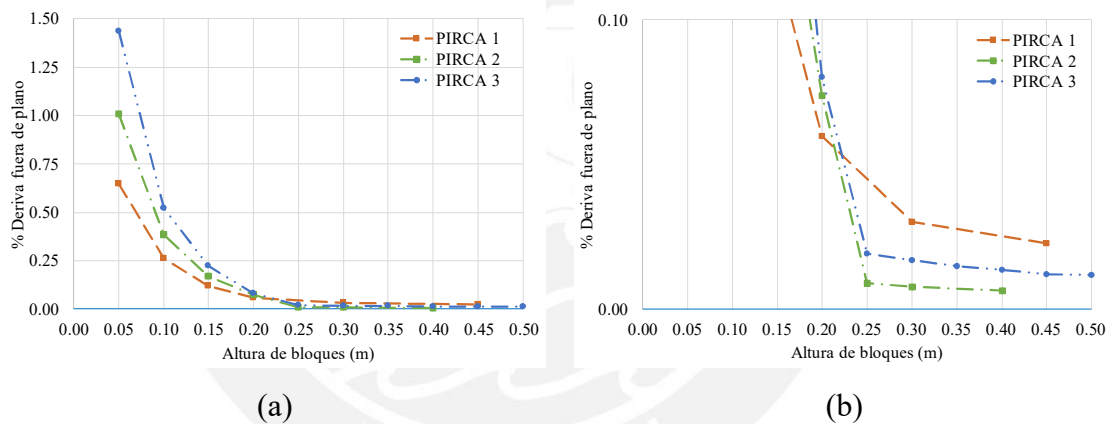


Figura 5.13: (a) Variación de la deriva fuera de plano según la altura de bloques y (b) zoom para derivas menores de 0.10%

De la Figura 5.13 se observa que mientras mayor será la altura de bloques, entonces la deriva fuera de plano decrece asintóticamente. La dimensión a partir de la cual las derivas decrecen con pendientes bajas en las curvas es de 0.15 metros aproximadamente. A partir de este valor, el modelo comienza a ser inestable. Esto se puede deber a que las estructuras modeladas con base en el MED necesitan una discretización mínima para lograr la estabilidad del modelo. Por lo tanto, una altura de bloques de 0.10 metros. sería adecuada para asegurar la convergencia numérica.



### b. Incidencia de la relación Longitud/Altura de pirca

Se analizó la relación Longitud (L) / Altura (H) de pirca con relaciones L/H comprendidas en el rango de 1 a 6 y con pasos de 1. La Figura 5.14 muestra los gráficos de la respuesta estructural en función de la relación Largo/Altura (L/H) de la pirca. El eje horizontal contiene los valores de L/H y el eje vertical contiene la respuesta estructural.

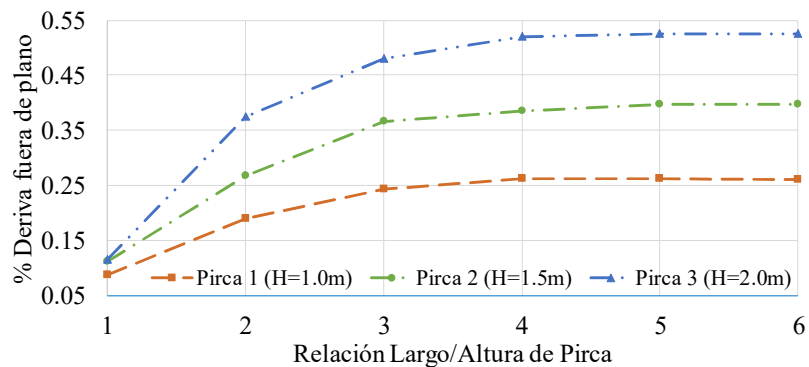


Figura 5.14: Variación de la deriva fuera de plano según la relación Largo/Altura de la pirca

De la Figura 5.14 se observa que la respuesta estructural converge a una misma respuesta cuando se tiene relaciones L/H a partir de 4. Así también, a partir de un L/H menor que 4, mientras menor sea la relación L/H, menor también será la respuesta. Esto se puede deber a que, a partir del valor de 4, los efectos de borde son irrelevantes en la respuesta estructural. La relación L/H debe ser lo suficientemente grande con el fin de prevenir algún efecto de sitio en el colapso del muro, según Quezada et al [113] en su artículo sobre modelación DEM de DSRW a escala reducida. Por lo tanto, se verifica que la relación L/H igual a 4 que corresponden a los modelos están en el rango estable.

### c. Incidencia de propiedades mecánicas de juntas

Las tres variables analizadas son la rigidez normal ( $K_n$ ), la relación de rigidez normal/rigidez cortante ( $K_n/K_s$ ) y el ángulo de fricción ( $\phi$ ). Se vio conveniente dejar a la cohesión ( $c$ ) en un valor fijo, dado el análisis de tres variables es suficiente para la definición de parámetros desde un enfoque puramente teórico. El rango de las variables está definido por los valores máximos y mínimos de la Tabla 2.1. La Tabla 5.9 resume los

límites del rango, el paso de análisis y el valor por dijo o por defecto para las propiedades mecánicas de junta.

Tabla 5.9: Valores mínimos y máximos de las propiedades mecánicas de juntas

Propiedad mecánica de junta	Mínimo	Máximo	Paso	Valor por defecto
Rigidez normal $K_n$ (Pa)	1.00E+08	2.50E+09	1.3E+09	1.3E+09
Relación de rigideces $K_n/K_s$	1	4	1	2
Ángulo de fricción $\phi$ (°)	20	60	10	40
Cohesión $c$ (Pa)	-	-	-	1e5

El análisis de incidencia del ángulo de fricción  $\phi$  se realizó en variación de la rigidez normal  $K_n$  y de la relación  $K_n/K_s$ , tal como se muestra en la Figura 5.15 y en la Figura 5.16, respectivamente. En la Figura 5.15 se observan tres curvas de  $K_n$  por cada una de las tres pircas. En la Figura 5.16 se observan tres curvas de  $K_n/K_s$  por cada una de las tres pircas. Para ambos gráficos el eje horizontal representa el ángulo de fricción y el vertical a la respuesta estructural en términos de la deriva fuera de plano. El color naranja representa al de la Pirca 1; el color verde, al de la Pirca 2; y el color azul, al de la Pirca 3. La representación de estos colores se mantendrá para toda la sección de Análisis paramétrico.

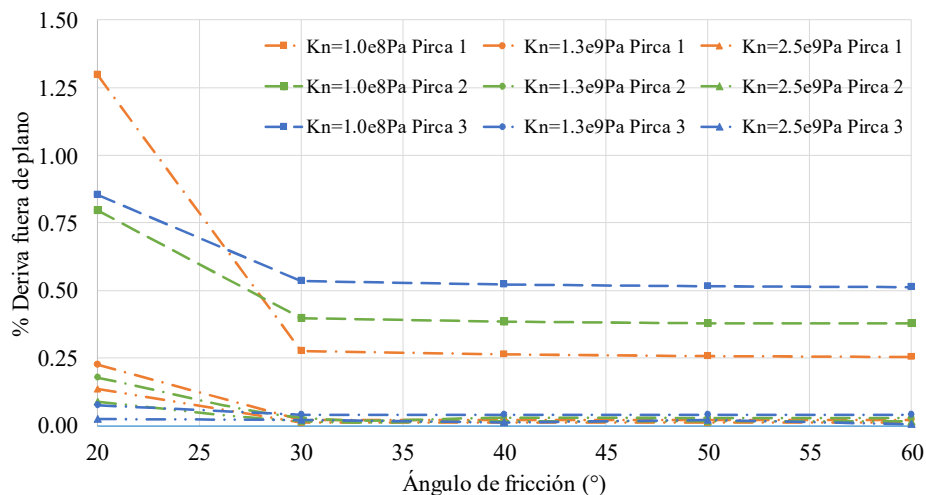


Figura 5.15: Incidencia del ángulo de fricción en variación de la rigidez normal ( $K_n$ )

De la Figura 5.15 se observó que a partir de valores mayores a 30 para el ángulo de fricción  $\phi$  se le puede atribuir menor relevancia a la rigidez normal  $K_n$ , pues se obtienen respuestas estructurales similares. A partir de valores menores que 30, pero mayores que 20, mientras mayor sea el ángulo de fricción  $\phi$ , entonces menor será la respuesta estructural. Además, es importante señalar que la rigidez normal  $K_n$  es la propiedad mecánica con mayor importancia y presenta una relación inversa con la respuesta estructural. Esto se debe a que el desplazamiento de juntas durante la etapa inelástica (Figura 3.8) depende de la Fuerza normal y; este, de la rigidez normal. Las juntas en casi toda la etapa de carga están en la etapa inelástica, según el modelo numérico.

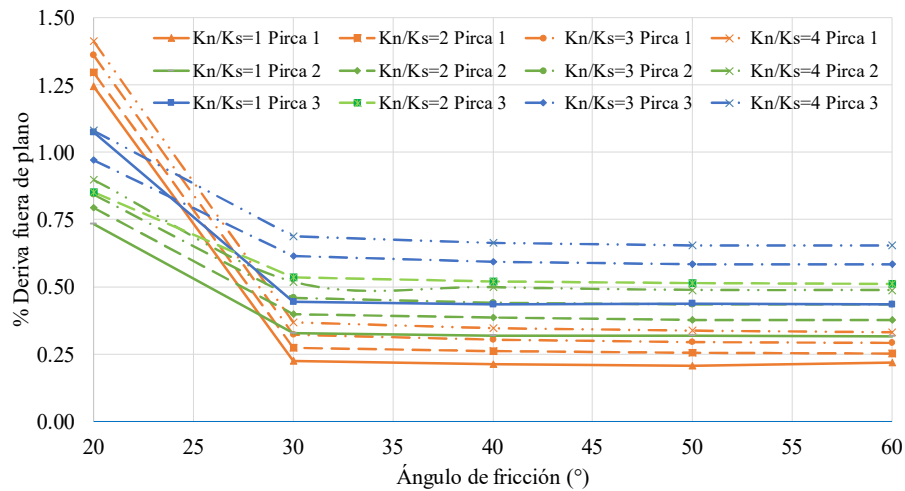


Figura 5.16: Incidencia del ángulo de fricción en variación de la relación  $K_n/K_s$

Frente a un valor fijo de la rigidez normal  $K_n$ , de la Figura 5.16 se observa que hay una relación directa entre  $K_n/K_s$  y la respuesta estructural. Mientras mayor sea  $K_n/K_s$ , entonces la respuesta estructural será mayor, independientemente del ángulo de fricción. A partir de un ángulo de fricción  $\phi$  de 30° a más, la incidencia es mínima. Además, se puede observar que los resultados para  $K_n/K_s$  iguales a 2 y 3 son notablemente similares. De las tres variables analizadas, se puede señalar que la rigidez cortante  $K_s$  es la propiedad mecánica menos importante. Esto se debe a que la rigidez cortante  $K_s$  únicamente actúa en la etapa elástica del mecanismo en las juntas (ver Figura 3.8).

Con base en los resultados de la Figura 5.15 y la Figura 5.16, un valor conservador de la rigidez normal  $K_n$  es de  $1e8$  Pa. Con respecto al ángulo de fricción  $\phi$ , se observó que los

resultados son similares para valores mayores que 30 y se debe a que a partir de este valor casi todas las juntas entran al régimen inelástico, donde la resistencia no depende del desplazamiento. Entonces se verifica que un valor de  $40^\circ$  puede asegurar la estabilidad de resultados y ser óptimo en cuanto a costo computacional. Además, se confirmó que el valor de la relación  $K_n/K_s$  tiene poca importancia en la respuesta estructural.

### 5.3.3. Calibración del modelo numérico de pircas con datos experimentales de un DSRW

El artículo tomado de literatura [22] se trató sobre las mediciones de los desplazamientos fuera de plano de un DSRW sometidos a empujes del relleno. Se cargó el muro de 2.5 metros de alto y de bloques de roca caliza dura con un relleno granular (sin cohesión) hasta el colapso. El protocolo experimental se puede encontrar en Colas et al (2010b) [65]. La Tabla 5.10 muestra las características físicas y geométricas del muro experimental, identificado por los autores como C4L. Con estos datos se definió la geometría del muro y se estimó el empuje del suelo. El empuje siguió una distribución lineal en la altura partiendo desde cero en la cima hasta 16.4 kPa en la base del muro. El empuje fue calculado mediante el método de Coulomb, que equivale al método de M-O sin sismo, tal como se describió en la sección 3.2 del Marco Teórico.

Tabla 5.10: Características físicas y geométricas del muro experimental cargado por relleno granular. Adaptado de [22]

MURO	C4L
Altura de muro (m)	2.5
Longitud de muro (m)	4
Ancho menor de muro (m)	0.5
Ancho mayor de muro (m)	0.65
Inclinación de junta ( $^\circ$ )	9.1
Inclinación del relleno ( $^\circ$ )	34.9
Peso unitario del muro (KN/m <sup>3</sup> )	21.9
Peso unitario del suelo (KN/ m <sup>3</sup> )	14.9
Vacíos del muro (%)	16
Peso del muro (KN/ m <sup>3</sup> )	18.4
Ángulo de fricción del suelo ( $^\circ$ )	37.7
Ángulo de fricción de juntas ( $^\circ$ )	37.7
Áltura última del relleno (m)	2.95

Luego de varios análisis en el modelo con variación de las propiedades mecánicas en juntas, estas fueron definidas con los siguientes valores. La rigidez normal  $K_n$  fue  $1e8$  Pa, la relación de  $K_n/K_s$  fue 2, el ángulo de fricción  $\phi$  fue  $40^\circ$  y la cohesión fue nula debido a que el mecanismo de resistencia al corte en las juntas de un DSRW lo otorga la fricción de los bloques, según la propuesta detallada en la sección 4.3.2. La elección de la rigidez normal  $K_n$  y de la relación de  $K_n/K_s$  se basó en los valores más conservadores de la sección 5.3.2 del análisis paramétrico del modelo numérico de las pircas. El ángulo de fricción  $\phi$  es el valor redondeado medido experimentalmente y presentado en la Tabla 5.10. La Figura 5.17(a) muestra el proceso de carga del DSRW con el relleno granular y la Figura 5.17(b) muestra el modelo numérico del muro antes de la aplicación del empuje elaborado en el programa 3DEC v4.1 [94].



Figura 5.17: (a) Proceso de carga del DSRW con relleno granular [22] y (b) modelo numérico del muro antes de la aplicación del empuje

Se aplicó la carga que ejerce el relleno sobre el DSRW y se compararon los resultados experimentales con los teóricos en términos de la deriva fuera de plano que se produce a la izquierda, al centro y a la derecha del muro. La Figura 5.18 muestra el gráfico de la altura y su deriva fuera de plano asociado para la fase experimental y teórica medidos a la izquierda, al centro y a la derecha del DSRW

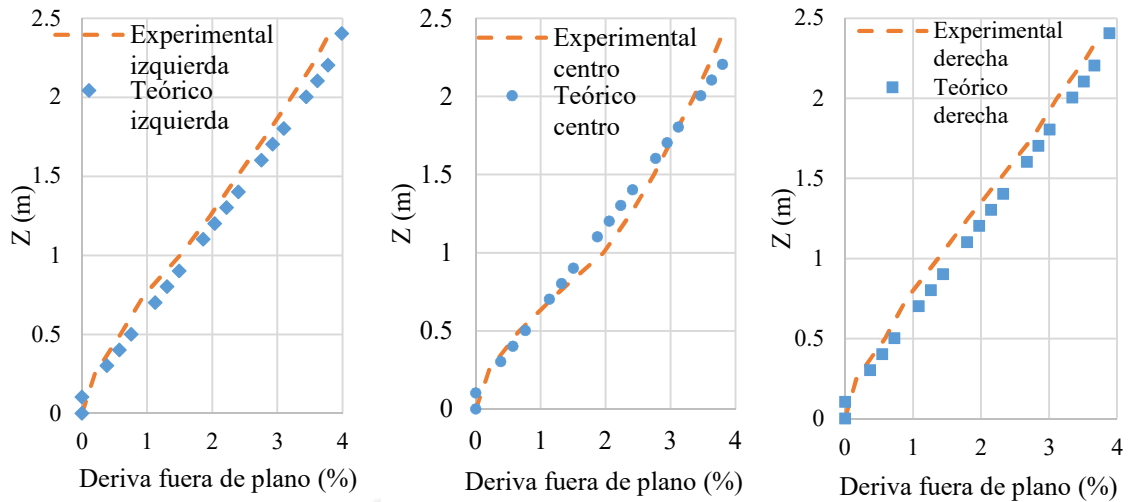


Figura 5.18: Deriva fuera de plano obtenida de la fase experimental [22] y del modelo numérico (teórico) medidos a la izquierda, al centro y a la derecha del DSRW

De la Figura 5.18 se observa que los resultados experimentales y teóricos mostraron una buena correlación, ya que los errores máximos fueron de 7, 6 y 7% para la medición de la izquierda, al centro y a la derecha del DSRW, respectivamente. Además, se observa que la deriva teórica es mayor que la experimental para las mediciones de la derecha y de la izquierda; sin embargo, esto no se cumple en toda la altura de la medición al centro. Esto se debe a que los resultados experimentales medidos al centro del DSRW indican que se forma una curva cerca de la mitad de la altura, mientras que el modelo numérico no tuvo la capacidad de reproducir dicho efecto.

Una vez definidas las propiedades mecánicas de juntas del DSRW de literatura, se definieron las propiedades mecánicas de juntas en la pirca con los mismo valores de rigidez normal  $K_n$ , de relación  $K_n/K_s$  y del ángulo de fricción  $\phi$ . Adicionalmente se consideró un valor no nulo de la cohesión debido a la resistencia de la trabazón característica de las pircas, tal como se detalló en la sección 4.3.2 de la Metodología. El peso específico de las pircas fue considerado como  $23.52 \text{ KN/m}^3$ , según lo definido en la sección 5.1.1.

En resumen, las propiedades mecánicas de juntas en pircas fueron la rigidez normal  $K_n$  de  $1e8 \text{ Pa}$ , la relación  $K_n/K_s$  de 2, el ángulo de fricción  $\phi$  de  $40^\circ$  y la cohesión  $c$  de  $1e5 \text{ Pa}$ . A falta de ensayos experimentales en las pircas, se tomó este valor de cohesión. Este es

un valor intermedio y frecuente entre las propiedades de juntas para Mampostería de piedra recopiladas de literatura (Tabla 2.2.), aunque debe resaltarse que es un valor preliminar hasta tener resultados experimentales en pircas. Por lo general, la mampostería de piedra presenta conglomerantes en las juntas, entonces la cohesión representa la resistencia al corte que estos le otorgan a las juntas. Es pertinente comentar que en la recopilación de propiedades de juntas para DSRW (Tabla 2.1) no se encontraron valores para la cohesión debido a que los autores consideran que el mecanismo en las juntas secas de los DSRW, en general, pueden ser representados únicamente por la fricción. Tal como se dijo líneas arriba, en esta investigación se consideró que la trabazón de las pircas puede ser representado por la cohesión.

#### **5.3.4. Simulación pseudo-estática de la respuesta estructural las pircas ante cargas de servicio y de sismo**

La simulación pseudo-estática de las pircas se realizó de acuerdo a la metodología. Se aplicaron las cargas actuantes fuera de plano sobre la pirca para las máximas aceleraciones del terreno en ladera ( $PGA^*$ ) y según dos casos de relleno. Por ejemplo para el caso de relleno activo en toda la altura, la Figura 5.19(a) muestra el gradiente de desplazamiento fuera de plano de la Pirca 2 frente a un  $PGA^*$  de 0.22g (sismo frecuente), mientras que la Figura 5.19(b) muestra el colapso de la Pirca 2 frente a un  $PGA^*$  de 0.28g. El modelo muestra mayores desplazamientos al centro de la pirca y en la zona superior. Esto se debe a que las condiciones de bordes laterales pese a que no hay restricción de movimiento fuera de plano, sí ejercen un efecto de sitio o local. Además, frente a un sismo frecuente, la Pirca 2 tendía un máximo desplazamiento fuera de plano igual a 0.22 metros, lo que equivale a una deriva del 15%.

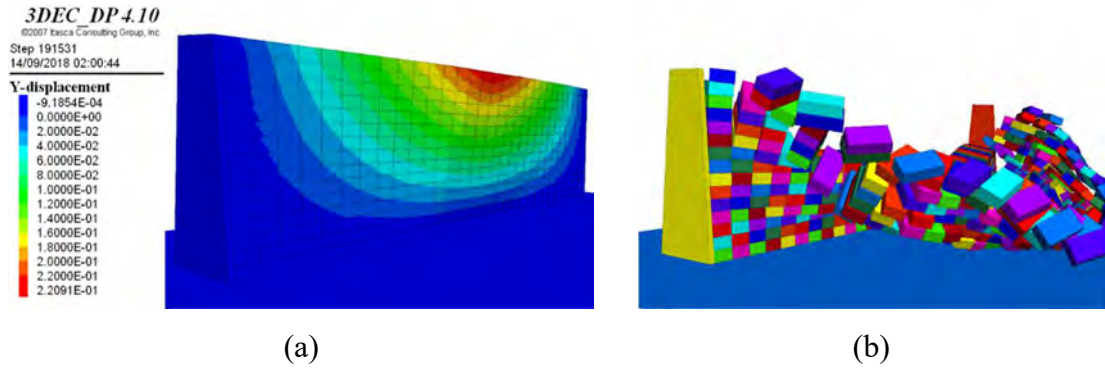


Figura 5.19: (a) Desplazamiento fuera de plano frente a un  $PGA^*$  de 0.22g y (b) colapso de la Pirca 2 (H=1.5m.) frente a un  $PGA^*$  de 0.28g - relleno en toda la altura.

De modo similar, para el caso de relleno activo en la mitad de la altura, la Figura 5.20(a) muestra el gradiente de desplazamiento fuera de plano de la Pirca 2 frente a un  $PGA^*$  de 0.22g (sismo frecuente), mientras que la Figura 5.20 (b) muestra el colapso de la Pirca 2 frente a un  $PGA^*$  de 0.39g. Los desplazamientos fuera de plano presentan un patrón de gradiente parecido al de las pircas en el caso del relleno en toda la altura, con la diferencia de que los desplazamientos ya no están repartidos uniformes en toda la altura, sino en la zona superior de la pirca. Esto se debe a que la zona de aplicación de empujes.

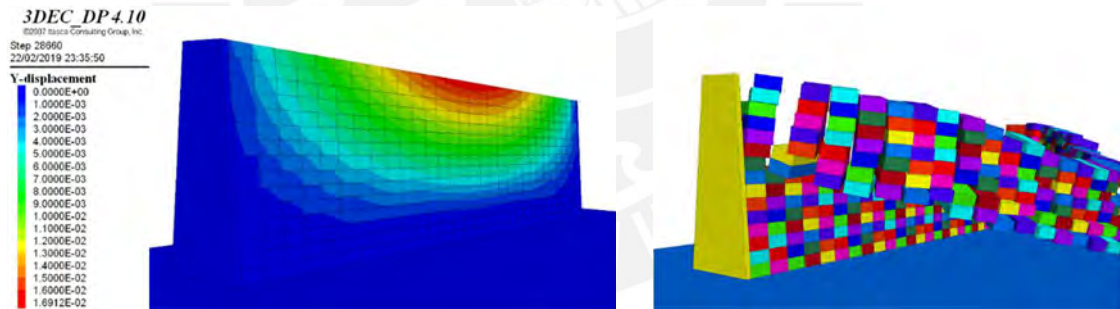
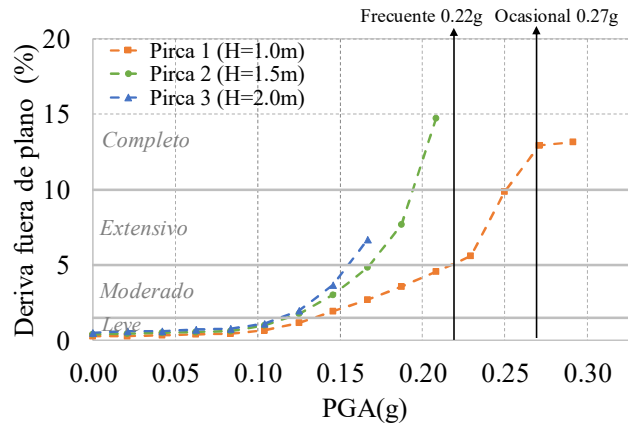


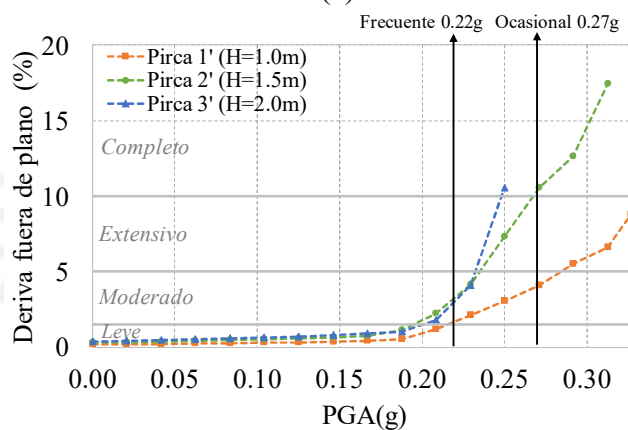
Figura 5.20: (a) Desplazamiento fuera de plano frente a un  $PGA^*$  de 0.22g y (b) colapso de la Pirca 2 (H=1.5m.) frente a un  $PGA^*$  de 0.39g - relleno en la mitad de la altura.

Los resultados de las tres pircas se presentan en la Figura 5.21, donde se presenta la gráfica de respuesta estructural de las tres pircas con el relleno según el PGA en (a) toda la altura y (b) en la mitad superior de altura, además se indican los niveles de daño.





(a)



(b)

Figura 5.21: Respuesta estructural de las pircas con el relleno en (a) toda la altura y (b) en la mitad superior de altura

La Figura 5.21 muestra que la tendencia de los resultados frente a un mismo PGA señala que en ambos casos del relleno, la Pirca 1 es la que menos deriva tendría, seguido por la Pirca 2 y la Pirca 3. Los análisis demostraron que para el caso (a) y para el caso (b), las pircas permanecen en el rango elástico hasta los 0.10g y los 0.17 g, respectivamente, ya que los desplazamientos son de menor orden. Por lo tanto, la pirca más baja es la pirca más rígida, pues se deforma menos frente a una misma aceleración. Es decir, frente a un mismo porcentaje de deriva, la pirca más baja resiste mayor intensidad sísmica.

Asimismo, los resultados señalan que hay una relación inversa entre la altura de pirca y la deriva fuera de plano. Por ello, mientras más alta sea la pirca, habrá más capacidad de desplazamiento en las juntas. Mientras más alta sea la pirca, menor PGA resistirá antes de colapsar. Por ejemplo, para el caso del relleno en toda la altura de la pirca, la Pirca 1, Pirca 2 y la Pirca 3 resistieron un máximo PGA de 0.275g, 0.20g y 0.175g respectivamente.

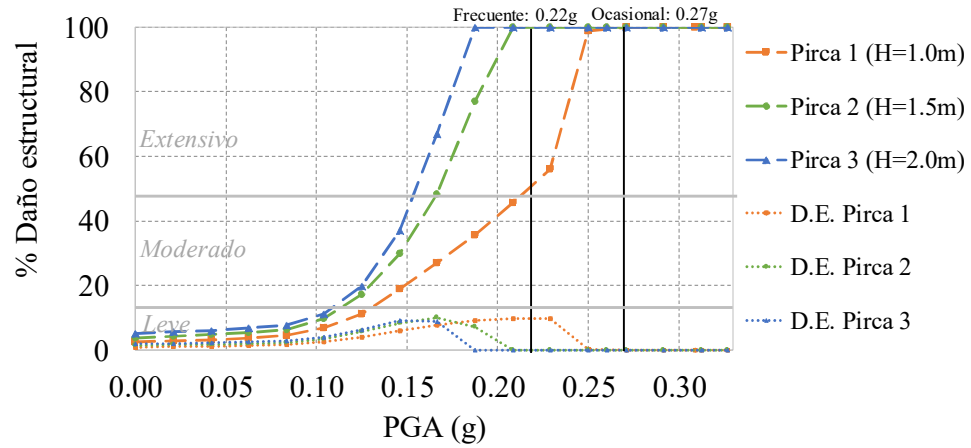
Se observa que, por ejemplo, frente al escenario de un sismo frecuente en el caso (a), la Pirca 1 quedaría en daño extensivo, mientras que la Pirca 2 y la Pirca 3 quedarían en daño completo. Frente al escenario de un sismo ocasional en el caso (b), las tres pircas colapsarían. Para el escenario del sismo frecuente y el caso (b), las tres pircas quedarían en daño moderado. Frente al escenario de un sismo ocasional y en el caso (b), la Pirca 1 quedaría en daño moderado, mientras que la Pirca 2 y la Pirca 3 quedarían en daño completo. Esto se debe a que la condición del relleno en toda la altura es la condición más crítica, consiste en las mayores cargas.

Asimismo, en el caso (b) se observa que la Pirca 2 invierte la tendencia de que a mayor altura mayor deriva para un PGA de 0.17 y 0.23g. Este comportamiento se podría deber a la discontinuidad de los empujes. Pues a diferencia de la Pirca 1 y la Pirca 3, el empuje del relleno comienza su aplicación en la mitad de una fila de bloques, mas no en una junta horizontal. Sin embargo, la influencia de la zona a donde llega la aplicación de empujes es pequeña, ya que en general sí se cumple con la tendencia esperada.

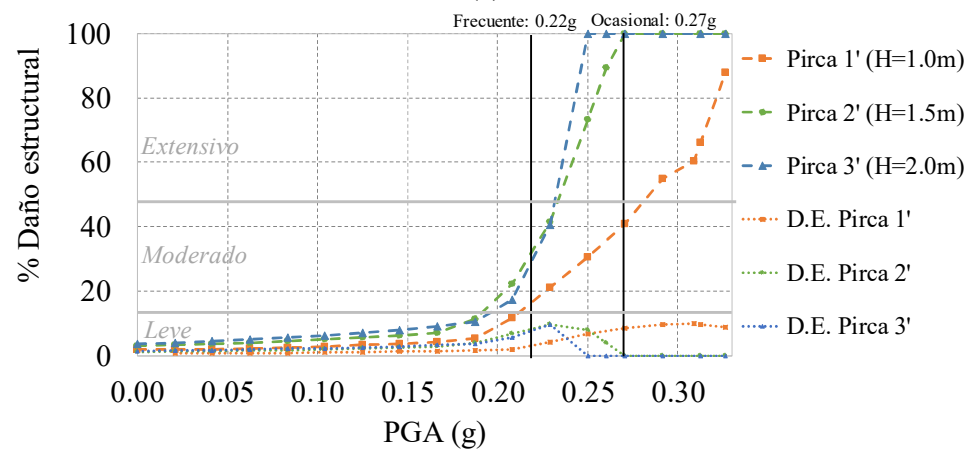
#### **5.4. CÁLCULO DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE LAS PIRCAS**

##### **5.4.1. Curvas de vulnerabilidad sísmica de las pircas**

De acuerdo con la metodología, se presenta la Figura 5.22, donde se muestra las curvas de vulnerabilidad sísmica de las pircas con el relleno en (a) toda la altura y (b) en la mitad superior de la altura. El eje horizontal representa la máxima aceleración del terreno plano (PGA) y el eje vertical representa el porcentaje de daño estructural.



(a)



(b)

Figura 5.22: Curvas de vulnerabilidad sísmica de las pircas características con el relleno en (a) toda la altura y a (b) mitad de la altura

De las curvas de vulnerabilidad mostradas en la Figura 5.22, se observa que la Pirca 1 es la que presentaría menos daño, seguido por la Pirca 2 y la Pirca 3 independientemente del caso del relleno. En el caso del relleno en toda la altura, únicamente la Pirca 1 no colapsaría en un sismo frecuente (0.22g) y presentaría un daño estructural del 50%, mientras que las tres pircas sí colapsarían en un sismo ocasional (0.27g). En el caso del relleno en la mitad superior de la altura, las tres pircas características quedarían en un daño estructural de aproximadamente el 20%, mientras que la Pirca 1 quedaría con un daño del 40% y las Pircas 2 y 3 colapsarían en el caso de un sismo ocasional.

La desviación estándar fue calculada según la metodología descrita en la sección 4.4.1. y en la Figura 5.22 se cumple que el máximo valor de dispersión está asociado a un valor del 50% del daño. Por ejemplo, en el caso del relleno activo en toda la altura, la Pirca 2

( $H=1.5$  metros) presenta una máxima desviación estándar del 10% y corresponde a un PGA de 0.175g. Se puede señalar que mientras más grande es la pirca, entonces menor es el PGA esperado para los valores de mayor dispersión. Esto se debe a la magnitud de PGA con el que las pircas admiten daño estructural.

#### 5.4.2. Curvas de vulnerabilidad sísmica de viviendas sobre pircas

Las curvas de vulnerabilidad sísmica de las viviendas en ladera fueron tomadas de literatura [79] y fueron presentadas en la sección 4.4.2. Con fines de comparación la Figura 5.23(a) y la Figura 5.23(b) muestran las curvas de vulnerabilidad sísmica de las pircas y de las viviendas para el caso del relleno activo en toda la altura y en la mitad superior de la altura de pirca, respectivamente. El eje horizontal representa la máxima aceleración del terreno plano (PGA) y el eje vertical representa el porcentaje de daño estructural.

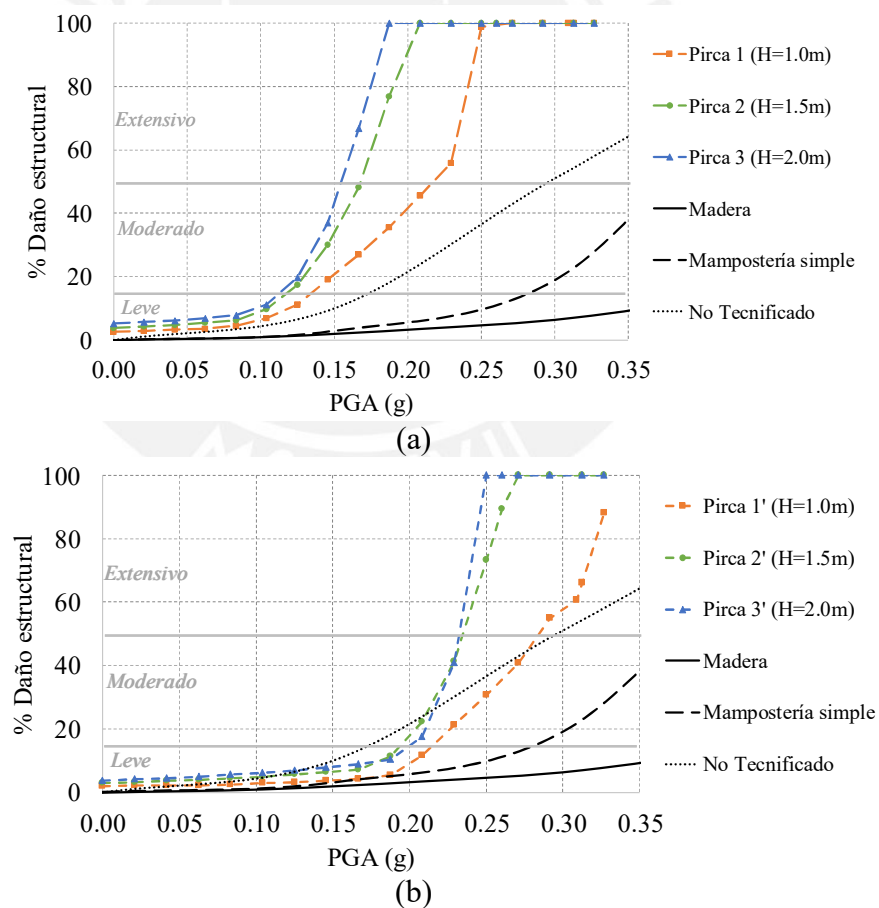


Figura 5.23: Curvas de vulnerabilidad sísmica de las pircas y de las viviendas para el caso del relleno activo en (a) toda la altura y en (b) la mitad superior de la altura de pirca

De la Figura 5.23(a) nótese que la vulnerabilidad sísmica de las pircas es mayor que la de las viviendas frente a cualquier intensidad sísmica. El caso (a) es el que contempla las mayores cargas y ocasiona que las pircas sean de mayor vulnerabilidad que el caso (b). Por otro lado, de la Figura 5.23(b) se señala que la vulnerabilidad de la vivienda no tecnificada podría ser mayor que la de las tres pircas, frente a un PGA entre 0 a 0.21g, pero mayor que solo la Pirca 1, frente a un PGA de 0.21 a 0.27g. La vulnerabilidad de las viviendas es menor que la de las tres pircas para PGA mayores a 0.27g.

La Figura 5.24 presenta las curvas de vulnerabilidad sísmica de viviendas sobre pircas según el sistema estructural y frente al caso del relleno actuante en (a) toda la altura y en (b) la mitad superior de la pirca. El eje horizontal representa la máxima aceleración del terreno (PGA) y el eje vertical representa el porcentaje de daño estructural.

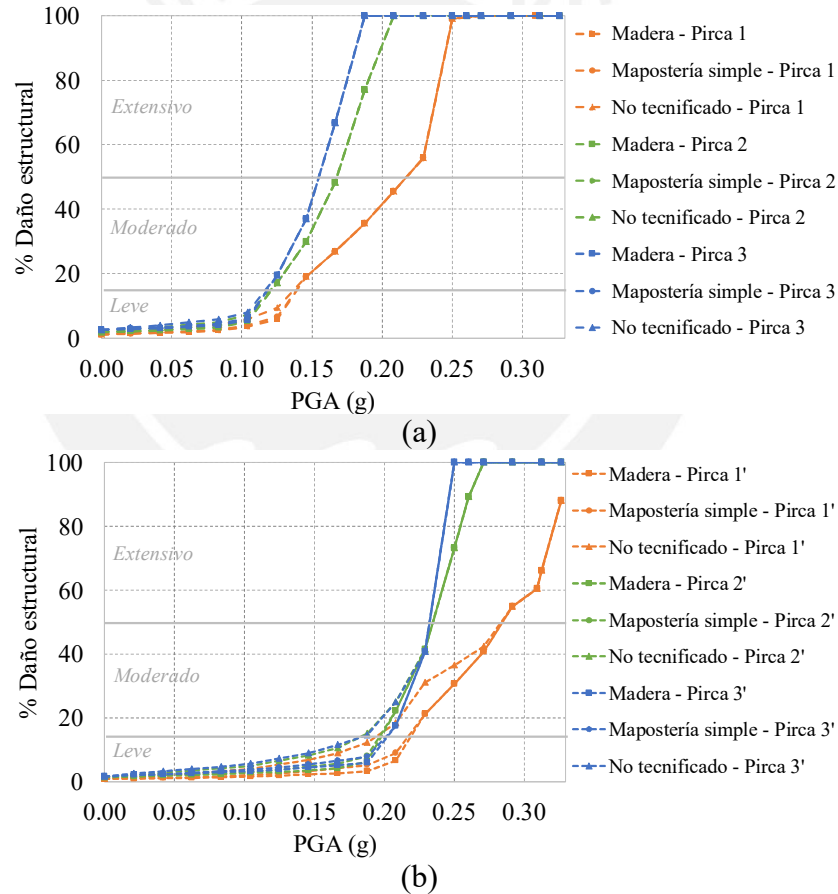
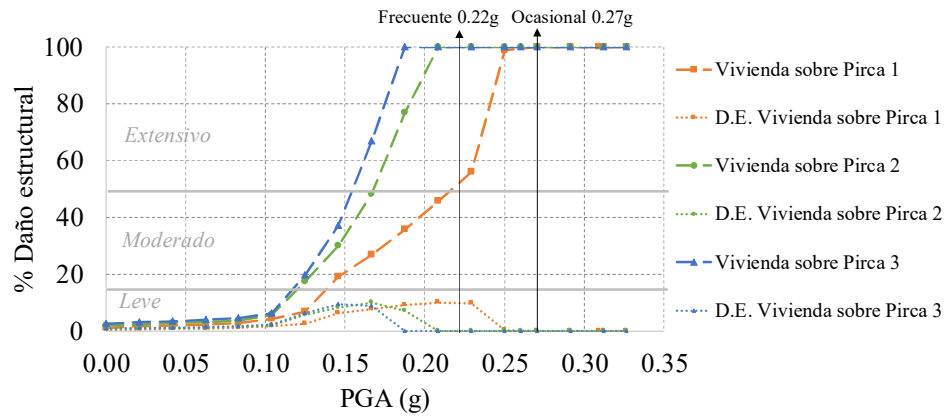


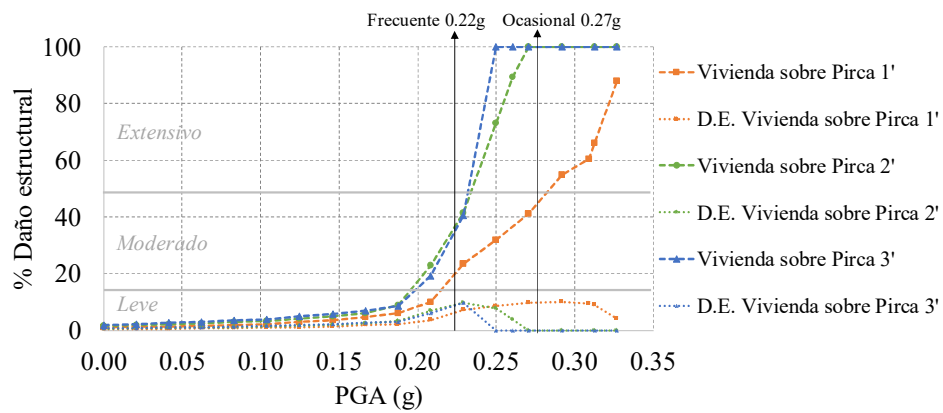
Figura 5.24: Curvas de vulnerabilidad sísmica de viviendas sobre pircas según el sistema estructural y frente al caso del relleno actuante en (a) toda la altura y en (b) la mitad superior de la pirca

La Figura 5.24(a) muestra que las curvas de vulnerabilidad de las viviendas sobre pircas son prácticamente las mismas para cada uno de los sistemas estructurales. Esta similitud se debe a que la vulnerabilidad de las pircas es determinante para los niveles de daño moderado y extensivo (derivadas mayores a 15%). Por otro lado, la Figura 5.24(b) indica que hay mayor participación del daño de la vivienda que en el caso (a) para el daño leve y moderado. Esto se explica con el hecho de que en el caso (b) la vulnerabilidad de las viviendas es mayor que el de las pircas en algunas intensidades sísmicas.

Frente a la similitud de vulnerabilidad de viviendas sobre pircas según su sistema estructural, se vio conveniente definir una sola curva de vulnerabilidad sísmica de vivienda sobre pirca que solo dependa del tamaño de la pirca. Las curvas fueron calculadas como el promedio de las curvas correspondientes a cada una de las viviendas sobre pircas según los tres sistemas estructurales (Figura 5.24). La Figura 5.25 muestra las curvas de vulnerabilidad de viviendas sobre pircas frente al caso del relleno actuante en (a) toda la altura y en (b) la mitad superior de la altura de pirca, así como sus desviaciones estándar correspondientes. El eje horizontal representa la máxima aceleración del terreno plano (PGA) y el eje vertical representa el porcentaje de daño estructural.



(a)



(b)

Figura 5.25: Curvas de vulnerabilidad de viviendas sobre pircas frente al caso del relleno actuante en (a) toda la altura y en (b) la mitad superior de la altura de pirca

De las curvas de vulnerabilidad sísmica mostradas en la Figura 5.25 se muestra que, en general, la vulnerabilidad de las viviendas sobre pircas está directamente relacionado con la altura de la pirca. Es decir, a mayor altura de pirca, entonces mayor es la vulnerabilidad de las viviendas sobre pircas. Por ejemplo, se cumple que la vulnerabilidad de viviendas sobre pircas de baja altura (0.75 – 1.25 m.) es menor que la de las viviendas sobre pircas de mediana (1.25-1.75 m.) y mayor (1.75-2.25 m.) altura. En vista de que, en general, las pircas determinan el daño, la evaluación de resultados de las curvas de vulnerabilidad de pircas (Figura 5.22) para niveles de daño moderado y extensivo es válido para el análisis de la vulnerabilidad del sistema vivienda sobre pircas.

La desviación estándar fue calculada según la metodología descrita en la sección 4.4.1 y se verifica en la Figura 5.25 que la máxima desviación estándar es del 10% y se da para un daño estructural del 50%. En vista de que prácticamente la vulnerabilidad del sistema

está determinada por la vulnerabilidad de las pircas, el análisis de la desviación estándar de las pircas es también válido para el sistema de vivienda sobre pirca. La Tabla 5.11 presenta un resumen del porcentaje de daño estructural de viviendas sobre pircas,

Tabla 5.11: Resumen del porcentaje de daño estructural de viviendas sobre pircas

Caso del relleno  Sistema de vivienda	Caso (a): Relleno activo en toda la altura		Caso (b): Relleno activo en la mitad superior de la altura	
	Sismo Frecuente	Sismo Ocasional	Sismo Frecuente	Sismo Ocasional
Vivienda sobre pirca alta 1.75–2.25 m.	100% Daño completo	100% Daño completo	30% Daño moderado	100% Daño completo
Vivienda sobre pirca mediana 1.25–1.75m	100% Daño completo	100% Daño completo	31% Daño moderado	100% Daño completo
Vivienda sobre pirca baja 0.75–1.25 m.	52% Daño extensivo	100% Daño completo	20% Daño moderado	40% Daño moderado

De la Tabla 5.11, se señala que frente al caso (a) del relleno actuante en toda la altura, las viviendas sobre pircas bajas quedarían con un daño extensivo del 51%; mientras que las viviendas sobre pircas medianas y altas tendrían un daño completo ante un sismo frecuente. Las viviendas sobre pircas bajas, medianas y altas quedarían en daño completo ante un sismo ocasional. Por otro lado, frente al caso (b) del relleno actuante en la mitad superior de la altura, las viviendas sobre pircas bajas, medianas y altas quedarían con un daño moderado de 20, 31 y 30% respectivamente ante un sismo frecuente. Las viviendas sobre pircas bajas quedarían con un daño del 40% y las viviendas sobre pircas medianas y altas quedarían con daño completo ante un sismo ocasional.



## CAPÍTULO 6: DISCUSIÓN DE RESULTADOS

En este capítulo se discuten los resultados de la caracterización de las pircas, de la estimación de la intensidad del movimiento sísmico, de la modelación numérica en elementos discretos y del cálculo de la vulnerabilidad sísmica de las pircas. Además, se describen algunas ventajas y limitaciones de la metodología y de su aplicación.

### 6.1. CARACTERIZACIÓN DE LAS PIRCAS

#### 6.1.1. Descripción de las pircas de la zona de estudio

Los resultados de los ensayos macroscópicos y de propiedades físicas de los bloques de roca proporcionados por el Proyecto 109 – 2017 Fondecyt [102] fue realizado con muestras inalteradas de rocas obtenidas de la zona de estudio. Esto brinda resultados confiables para la aplicación en el modelo numérico. Es importante reconocer que los resultados corresponden a uno de los AA.HH. de la zona de estudio. Las muestras fueron tomadas de un único asentamiento humano; sin embargo, el suelo puede variar entre una zona y otra. Si se desea estudiar las pircas de otra zona, se recomienda considerar ensayos con muestras in situ de la zona correspondiente para definir el peso específico correspondiente.

#### 6.1.2. Caracterización de la geometría de las pircas

Las longitudes de las pircas características son de 4, 6 y 8 metros para la Pirca 1, Pirca 2 y Pirca 3, respectivamente. La relación Longitud/Altura de pirca (L/H) es de cuatro en todos los casos y se verificó en el histograma de ancho de pircas y definición de rangos característicos (Figura 5.14) que un valor mayor o igual que cuatro para la relación (L/H) puede ser un valor adecuado a fin de evitar los efectos de borde y obtener resultados similares. Entonces el valor considerado para la relación (L/H) de pirca es el más óptimo, ya que se trata del menor costo computacional.

La caracterización se realizó en función de tres pircas y se obtuvo un índice de representatividad satisfactorio, pues más del 70% de pircas en la zona de estudio fueron representadas mediante las tres pircas características. Sin embargo, los histogramas presentados en la Figura 5.3, Figura 5.4 y en la Figura 5.5 indican que las pircas son estructuras con una importante variabilidad de dimensiones. Esto no solo se cumple en las

dimensiones, sino también en la forma y el tamaño de los bloques de roca. La variabilidad se debe a que las pircas son estructuras precarias e informales, cuyos constructores pueden tener diferentes prácticas para partir las rocas y para ensamblarlas en las pircas.

Una de las limitaciones en la caracterización de pircas es la variabilidad de dimensiones y de formas en las pircas, pues si bien las pircas características representan al 70%, hay un 30% de pircas que no han sido estudiadas en esta investigación. Estas pircas deberían ser estudiadas en futuras investigaciones pues, acorde a los resultados de esta investigación, son probablemente las más altas y vulnerables. Otras de las limitaciones de la caracterización de pircas es el difícil acceso a las cimas de las pircas para realizar mediciones, debido al espacio o el retiro inexistente de la vivienda y la inestabilidad de las pircas a consecuencia del movimiento de material que podría incomodar a los vecinos de la terraza inferior. En el caso de esta investigación, las dimensiones se obtuvieron de una encuesta existente y se identificó que este medio permite alcanzar a gran cantidad de viviendas; no obstante, se pueden presentar errores en el llenado de la encuesta (datos inválidos, incorrectos o vacíos) o en la lectura humana al pasar las fichas al formato digital.

## **6.2. ESTIMACIÓN DE LA INTENSIDAD DEL MOVIMIENTO SÍSMICO SEGÚN LOS NIVELES DE SISMO**

### **6.2.1. Máxima aceleración del terreno (PGA)**

El mapa de intensidad sísmica para un sismo frecuente en Lima que se presentó en la Figura 5.7(a) ayuda a conocer la distribución de la sismicidad y el valor estimado del PGA en el punto de interés. Según este mapa, el PGA en la quebrada El Progreso frente a un sismo raro tendría un valor entre 0.41 y 0.43g. Sin embargo, si se quiere leer valores con precisión, es recomendable ver el Espectro de Peligro Uniforme (EPU). La Figura 5.7(b) mostró el EPU donde la lectura del PGA para el sismo raro indica un valor de 0.42g. Este valor precisa el valor leído del mapa de intensidad sísmica.

A modo de evaluar los resultados de PGA obtenidos, se presentó el mapa de zonificación sísmica del Perú (sismo raro) - Figura 5.8 - donde para toda la costa peruana le corresponde un PGA de 0.45g. Este valor es ligeramente mayor que el resultante del análisis de peligro sísmico (0.42g). La diferencia se puede deber a que en el mapa de zonificación sísmica presenta una sola zona (zona 4) para toda la costa peruana y el PGA tomó un mayor valor

para la zona central que el que tendría en un estudio más detallado, pues la costa sur es más sísmica que la costa norte. Por otro lado, la Tabla 6.1 muestra una comparación del PGA obtenido (CRISIS V7) con los provistos por SENCICO.

Tabla 6.1: Comparación de PGA obtenidos de la investigación (CRISIS V7) con los provistos por SENCICO.

	CRISIS V7	SENCICO	CRISIS- SENCICO/SENCICO
Sismo	PGA (g)	PGA (g)	
Frecuente	0.18	0.19	-7%
Ocasional	0.22	0.26	-16%
Raro	0.42	0.48	-12%
Muy raro	0.51	0.61	-16%

De la Tabla 6.1 se observa que para los sismos frecuente y ocasional, se obtienen diferencias de 7 y 16% respecto del resultado de SENCICO. Los sismos raro y muy raro están fuera del alcance por razones numéricas del método M-O. La fuente de SENCICO ofrece resultados de peligro sísmico de modo libre y rápido; sin embargo, no describen las consideraciones ni el método empleado.

#### 6.2.2. Máxima aceleración del terreno en ladera (PGA\*)

Con respecto a la estimación de la máxima aceleración del terreno en ladera (PGA\*), se definió un factor de amplificación único de 1.20. Este puede ser un buen valor teórico pues el valor del factor de amplificación topográfica considerado está dentro del rango de factores recomendados por el Euro-Código 8 [90] y el Código Sísmico Francés [91]. Se afirma esto ya que el perfil de elevación del corte en la zona de estudio (Figura 5.9) presenta un pendiente promedio y máxima de 11° y 20°. Estos son valores similares a las pendientes que las dos normas en mención condicionan: 15° y 22°. El factor de 1.20 fue tomado de modo conservador debido a que se asocia a las zonas de mayores pendientes de la zona de estudio. Por ello, se sugiere realizar mediciones de la amplificación en tantos puntos como sea posible en la zona de estudio. El factor asumido en la presente investigación puede ser aceptable para las zonas de pendientes medias a altas, pero podría sobreestimar el PGA\* en diversos niveles de sismo para las zonas de pendientes bajas.

Se asumió que no hay efectos de sitio debido al suelo, ya que en general el suelo es rocoso. No obstante, en algunas zonas de la quebrada El Progreso podría haber pequeños estratos

de suelo blando. Entonces, la asunción de un suelo rocoso podría subestimar la intensidad sísmica que se presentaría según el nivel de sismo, ya que los suelos blandos originan una amplificación por suelo o también llamado efecto de sitio. Frente a esto, se sugiere realizar estudios de mecánica de suelos en distintos puntos de la zona de estudio.

### **6.3. MODELACIÓN NUMÉRICA DE LAS PIRCAS EN ELEMENOS DISCRETOS**

#### **6.3.1. Estimación de empujes y fuerzas inerciales sobre las pircas**

Las cargas fuera del plano que se consideraron para el cálculo fueron tres: (1) el empuje del relleno en condiciones de servicio, (2) la amplificación sísmica del relleno y (3) la fuerza inercial sísmica del muro. El empuje del relleno y la amplificación del relleno se realizaron con el método de M-O. El método de M-O requiere de propiedades del relleno, como el peso específico y el ángulo de fricción. Realizar un estudio de mecánica de suelos en el relleno no controlado de las viviendas existentes es una labor complicada, pues se debe contar con el consentimiento del propietario para retirar parte del suelo sobre el cual se asienta su casa. Debido a la falta de estos datos a nivel experimental, en esta investigación se asumieron propiedades recomendadas de literatura para arena o material granular no cohesivo. Esta asunción es una fuente de error sensible al cálculo de empujes.

Los empujes fueron calculados en función de la sobrecarga. La sobrecarga fue el promedio del peso de una vivienda de madera y de mampostería de un piso, pues se trató de representar a la mayoría de viviendas, tal como se definió en la Figura 4.3 y en la Figura 4.4. Desde luego, hay viviendas que quedan fuera del alcance, como aquellas de dos pisos a más y se espera que sean más vulnerables.

Con respecto a la fuerza inercial sísmica de las pircas, esta fue calculada según el método propuesto por Saragoni. Este método fue desarrollado para muros de gravedad y propone valores que calzan dentro de los valores presentados por los otros métodos descritos en la sección 2.4 (Estudios previos). En esta investigación, a falta de métodos para estimar fuerzas inerciales en pircas, estas fueron consideradas como muros de gravedad, aunque no lo son pues no se pueden auto soportar por su propio peso, sino que trabajan en conjunto con el relleno. El método de Saragoni propone la estimación de la fuerza inercial como una carga puntual concentrada en el centro de masa; sin embargo, dado que las pircas son

estructuras discretas o discontinuas la carga puntual se distribuyó en la altura de modo triangular. Es importante resaltar que se sugiere ahondar en la investigación de la forma y distribución de las fuerzas inerciales en un elemento discontinuo, como lo son los DSRW. Esto sería de utilidad para para mejorar la estimación de las fuerzas inerciales en las pircas.

Con respecto a la altura del relleno, se consideraron dos casos del empuje del relleno: activo en toda la altura y la mitad superior de la altura de pirca. Frente a las diversas alturas de relleno activo según los maestros pirqueros, se puede esperar que la altura real del relleno esté entre ambos casos. De tal forma que, los dos casos conforman un rango de resultados, dentro del cual se puede esperar los resultados más probables.

### 6.3.2. Análisis paramétrico del modelo numérico

El modelo numérico fue realizado con bloques prismáticos rectangulares en representación de los bloques irregulares de roca. Pese a que geoméricamente los bloques del modelo no son similares a los reales, mecánicamente sí podrían representar un desempeño similar pues se utilizó una cohesión ficticia en las juntas que representa el mecanismo de trabazón otorgado por la irregularidad de la forma en los bloques. Es necesario que se desarrollen ensayos experimentales de pircas sometidos a empujes fuera de plano a fin de continuar el estudio del uso de la cohesión como mecanismo de trabazón. Los bloques laterales restringidos a movimientos en el plano de las pircas presentan las mismas propiedades de juntas que los bloques interiores. Esta consideración puede ser apropiada ya que representa la continuidad que pircas más largas pudiesen presentar.

La asunción de que la resistencia a la tensión de juntas  $T$  es nula puede ser certera con fines de practicidad, ya que los DSRW son estructuras construidas para soportar cargas principalmente fuera de plano. En la recopilación de propiedades mecánicas de juntas para DSRW (Tabla 2.1) la mayoría de los autores despreciaron el valor de la tensión  $T$  y de la cohesión  $c$ . Esto se debe a que los autores consideraron que las juntas secas de los DSRW trabajan puramente con mecanismos de fricción.

En el caso de la recopilación de propiedades mecánicas de juntas para Mampostería de piedra (Tabla 2.2), algunos autores sí consideraron valores para la tensión  $T$  y la cohesión  $c$  en juntas debido a la resistencia de conglomerantes, tales como el mortero o la cal. En el caso de juntas secas se puede considerar una cohesión  $c$ , ya que parámetros ficticios de

resistencia en las juntas pueden ser adoptados para representar la trabazón entre los bloques [119]. En consecuencia, la consideración de la cohesión  $c$  como propiedad ficticia que representa el efecto de trabazón (mecanismo particular en pircas) y el valor nulo de la tensión  $T$  (incidencia menor en la respuesta fuera de plano) pueden ser asunciones válidas para la modelación numérica.

El análisis paramétrico otorgó sensibilidad sobre la incidencia de la altura de bloques frente a un tamaño de pirca fijo. Este análisis indicó que mientras más altos los bloques, menores son las derivas. Por ejemplo, la Pirca 1 ( $H=1.0$  metros) con bloques de 0.45 metros de altura resultó en una deriva de 0.02% mientras que con bloques de 0.05 metros de altura se producen derivas de 0.65%. Ello se produce debido a que el programa trabaja con ecuaciones de movimiento en el centro de masa de cada bloque y luego calcula el movimiento de las juntas. Este cálculo hace una estimación basta e insuficiente para trasladar el movimiento de las juntas. El análisis de incidencia de la altura de bloques es importante para conocer el mínimo nivel de discretización del muro y así optimizar el costo computacional. Es importante mencionar que las dimensiones de bloques no pretenden reproducir las dimensiones reales. El mecanismo real se representó mediante la fricción y la trabazón en las juntas.

Similarmente, el análisis de incidencia de la relación Longitud/Altura ( $L/H$ ) de pirca señaló que por lo menos se debe tomar un valor de cuatro para esta relación. Este resultado es satisfactorio, pues concuerda con Quezada et al [113], quien indica que a partir de una relación de  $L/H$  igual a cuatro los efectos de borde son irrelevantes en la respuesta estructural de los DSRW. Por otro lado, se realizó un análisis paramétrico de las propiedades mecánicas en juntas, donde se analizaron la rigidez normal  $K_n$ , la relación rigidez normal/rigidez cortante  $K_n/K_s$  y el ángulo de fricción  $\phi$ . Los límites de los rangos de análisis por cada variable fueron el mínimo y máximo valor observado de la recopilación de propiedades según literatura mostrados en la Tabla 2.1 y la Tabla 2.2. Los resultados son suficientes para tener sensibilidad de la variación de propiedades en la respuesta estructural y de la importancia de cada variable analizada.

### **6.3.3. Calibración del modelo numérico de pircas con datos experimentales de un DSRW**

El modelo numérico de las pircas se calibró a partir de datos experimentales del ensayo de un DSRW tomado de literatura [22]. En esta investigación se asumió que las pircas son un tipo de DSRW, con la particularidad de que hay un importante mecanismo de trabazón en las juntas, entonces el criterio de calibración del modelo de las pircas puede dirigirse a valores aproximados de las propiedades en juntas. La carencia de ensayos de pircas es una limitación importante para la modelación numérica de pircas.

En el modelo numérico de las pircas, las propiedades básicas de las juntas ( $K_n$ ,  $K_s$  y  $\phi$ ) se determinaron según las propiedades calibradas del DSRW de literatura [22] y el valor de la cohesión  $c$  fue de  $1e5$  Pa. Se consideró que este valor puede ser tomado de manera preliminar, pues según Portioli et al [120], usar un valor ligero de cohesión en el caso de los DSRW puede evitar problemas numéricos potenciales cuando la fuerza normal en las juntas sea nula. Es importante tener en cuenta que un modelo más real requerirá de resultados experimentales provenientes de ensayos en pircas específicamente.

### **6.3.4. Simulación pseudo-estática de la respuesta estructural las pircas ante cargas de servicio y de sismo**

Las simulaciones consistieron en la aplicación de cargas con pasos de  $PGA^*$  de  $0.025g$  y se pudo observar que este paso es lo suficientemente grande para no realizar demasiadas corridas y lo suficientemente pequeña para guiar los cambios de curvatura en los gráficos de respuesta estructural versus la intensidad sísmica  $PGA$  (Figura 5.21). Sin embargo, esto no representa una gran limitación para estudiar el comportamiento de las pircas frente a sismos, pues se observó que todas las pircas colapsaron frente al  $PGA^*$  máximo ( $0.39g$ ) a excepción de la Pirca 1 en el caso del relleno en la mitad superior de la altura.

Por último, los niveles de daño que se tomaron en cuenta para calificar la deriva fuera de plano fueron propuestos en literatura [107] para muros de gravedad. La respuesta de las pircas se analizó en términos de la deriva fuera de plano; por lo tanto, para el caso de las pircas los niveles de daño deben ser función de la deriva o del desplazamiento fuera de plano. Los niveles de daño en literatura con esta condición son escasos. Por lo que se motiva a que se realicen estudios sobre los niveles de daño que podrían tener los DSRW.

## **6.4. CÁLCULO DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE LAS PIRCAS**

### **6.4.1. Curvas de vulnerabilidad sísmica de las pircas**

Se asumió que el porcentaje de daño estructural guarda una relación linealmente proporcional con la deriva fuera de plano que propone PIANC, 2001 [107] para muros de gravedad. Frente a la falta de ensayos en pircas, se considera que asumir una relación lineal puede ser poco preciso, pero se decidió determinarlo así a falta de estudios. Se recomienda que futuras investigaciones podrían abordar la propuesta de niveles de daño para DSRW que ya hayan sido ensayados.

El enfoque determinista con el que se calcularon las curvas de vulnerabilidad de las pircas brinda resultados mediante un procedimiento práctico pero trabajoso dado que se debe realizar una simulación por cada paso de  $PGA^*$ . La limitación de este enfoque es que solo hay una muestra por cada tipo de pirca, por lo cual no se puede estimar resultados probables. Otra consecuencia es que no se puede determinar la correspondiente desviación estándar. Por ello, se propuso la ecuación (4.2) en la sección 4.4.1 de la metodología. Pese a que se podría considerar que la propuesta brinda resultados aceptables ya que se basa en un valor común de los análisis probabilísticos para curvas de vulnerabilidad en viviendas; las pircas son estructuras de diferente naturaleza que las viviendas y se debería esperar mayor dispersión en los resultados de ensayos.

### **6.4.2. Curvas de vulnerabilidad sísmica de viviendas sobre pircas**

Se observó gráficamente en la Figura 5.23 que, en general, las pircas son más vulnerables que las viviendas informales, ya sean de madera, de mampostería o de sistema no tecnificado. Esto se debe a que las viviendas son de un piso y por ello son relativamente ligeras, entonces frente a cargas sísmicas no se generarían fuerzas inerciales importantes. Se señala que la vulnerabilidad de las viviendas de sistema no tecnificado es alta debido a la gran incertidumbre que presenta como sistema estructural. Es importante prestar atención a la vulnerabilidad del sistema no tecnificado pues presentaría mayor daño que la vulnerabilidad de la Pirca 1 para un nivel de sismo ocasional.

El criterio considerado en esta investigación para determinar las curvas de vulnerabilidad de viviendas sobre pircas definido en la sección 4.4.2 es un criterio práctico con el fin de estimar la vulnerabilidad de las viviendas en laderas que se asientan sobre pircas a partir



de resultados independientes de las viviendas y de las pircas. Sin embargo, no es un criterio elaborado específicamente para viviendas sobre laderas como un solo conjunto, donde se podría tomar en cuenta la interacción entre la vivienda, el relleno y las pircas. Como resultados se mostraron las curvas de vulnerabilidad sísmica de viviendas sobre pircas según el sistema estructural y el caso del relleno (Figura 5.24). Se señala que, para daños moderados o extensivos, las pircas son las que definen el porcentaje de daño estructural. Esto tiene sentido si se analiza en términos del costo de reparación, pues reparar totalmente las pircas con nivel de daño moderado sería equivalente a reparar parcialmente las pircas y las viviendas.

Las curvas de vulnerabilidad de viviendas sobre pircas frente a los dos casos del relleno (Figura 5.25) mostraron porcentajes de daño para las viviendas sobre pircas pequeñas (Pirca 1), medianas (Pirca 2) y altas (Pirca 3). Estas curvas tienen la ventaja de ser prácticas y funcionales, pues solo con tres curvas de vulnerabilidad se podría estimar el daño que tendría la mayoría de pircas en la zona de estudio independientemente del sistema estructural. Estas curvas fueron calculadas en consideración de viviendas de un piso. Esta condición no representa una limitación pues la mayoría (89%) de las viviendas de la zona de estudio son de un solo piso, según el porcentaje de viviendas de uno, dos y tres pisos en la zona de estudio (Figura 4.4). Para el caso de las viviendas de más de dos pisos a más se debería realizar otro estudio tomando en cuenta que el peso es mayor y, por lo tanto, la vulnerabilidad también es mayor. Con respecto a la desviación estándar, la discusión de resultados es la misma que la de la sección 6.4.1, dado que el criterio para determinar la desviación estándar es el mismo y la pirca es la que determina la vulnerabilidad de la vivienda sobre pirca generalmente.

Es importante tomar en cuenta que las pircas son estructuras discretas y el daño parcial de las pircas podría significar el desprendimiento de algún bloque de roca. La caída de bloques de roca es un peligro, pues podría perjudicar a las viviendas de abajo (efecto dominó). Esto podría tener consecuencias fatales si se considera que los techos de las viviendas son materiales ligeros, como el triplay o la calamina. Por lo tanto, la acción del sismo pone en riesgo la vida y las viviendas de los vecinos que viven en la zona de estudio.

## CAPÍTULO 7: CONCLUSIONES

A partir de los resultados, se concluye que esta investigación contribuye al conocimiento de la vulnerabilidad sísmica de las pircas ubicadas en la quebrada El Progreso, Carabayllo. Se conoció el nivel de daño que sufrirían las pircas en función de la intensidad del movimiento sísmico en terreno plano.

Se confirmaron las hipótesis: (1) las pircas son las estructuras más vulnerables del sistema de viviendas en laderas. Por lo tanto, se resalta que los tomadores de decisiones deberían priorizar la vulnerabilidad de las pircas, en lugar que las viviendas. (2) Las pircas podrían colapsar frente al escenario de un sismo frecuente en el caso de que el relleno ejerza un empuje activo en toda la altura, o podrían colapsar frente al escenario de un sismo ocasional si el empuje fuese en la mitad superior de la altura de pirca. (3) A mayor altura de pirca, entonces mayor deriva y mayor vulnerabilidad sísmica.

Se definió la forma y la geometría de tres pircas características, los cuales representan el 71% de las pircas en la zona de estudio según la estadística de la base de datos. Si en caso se quisiera utilizar los resultados de esta investigación como referencia para otras zonas de la periferia de la ciudad, se debería verificar que haya condiciones geológicas, topográficas y ambientales similares.

Se realizó la estimación de la máxima aceleración del terreno plano (PGA) mediante un estudio probabilístico de amenaza sísmica. Se estimó la máxima aceleración de la ladera (PGA\*) mediante un factor de amplificación de 1.20, el cual se basó en mediciones experimentales de literatura y se verificó con las recomendaciones de reglamentos internacionales. En futuros estudios se recomienda verificar el efecto topográfico y los efectos de sitio debido al suelo, ya que en el presente trabajo no se consideró efectos de sitio, debido al suelo rocoso.

La resistencia de las juntas se debe principalmente a la fricción en la superficie de los bloques y a la trabazón entre bloques de roca. En esta investigación se propuso trabajar bajo la premisa de que la fricción puede representarse mediante el ángulo de fricción y la trabazón puede representarse mediante una cohesión ficticia en la junta o mediante un ángulo de fricción adicional. Las pircas se caracterizan por la trabazón que le otorga el

ensamble y la forma de bloques de roca. Por ello, se logró la modelación numérica de las pircas mediante la representación de mecanismos de trabazón por medio de propiedades mecánicas ficticias.

Adicionalmente se calculó la vulnerabilidad de las viviendas sobre pircas en la zona de estudio, donde se concluyó que las pircas determinan la vulnerabilidad de la mayoría de viviendas en la zona de estudio. Frente a un sismo frecuente, las viviendas sobre pircas bajas (1.75-2.25 metros), y sobre pircas medianas (1.25-1.75 metros) o altas (1.75-2.25 metros) quedarían con un daño estructural del 37% y del 65%, respectivamente. Frente a un sismo ocasional, las viviendas sobre pircas bajas (1.75-2.25 metros), y sobre pircas medianas (1.25-1.75 metros) o altas (1.75-2.25 metros) quedarían con un daño estructural del 70% y del 100%, respectivamente.

La prioridad en las medidas de reducción y mitigación de riesgos sísmicos debería estar enfocada a las pircas con mayor prioridad que las viviendas. Por ello, se deben tomar medidas para reducir la vulnerabilidad de las pircas, ya sea mediante el reforzamiento o mediante el desarrollo de técnicas que garanticen mayor estabilidad de las pircas ante sismos. Para ello, se recomienda complementar esta investigación con futuros ensayos experimentales de pircas a fin de verificar el modelo numérico. Es importante especificar que esta investigación no pretende avalar técnicamente a la construcción de pircas.

## REFERENCIAS

- [1] Programa de las Naciones Unidas para el Desarrollo (PNUD), «Gestión del Riesgo Urbano,» Lima, 2010.
- [2] Nuñez, S. y Vasquez, E., *Informe técnico de geología ambiental y riesgo geológico*, Lima, 2009.
- [3] El Espectador, «“No tomen decisiones sin nosotros”: Mesa de Cerros de Bogotá,» 26 Marzo 2015.
- [4] Gue, S. y Wong, S., *Slope engineering design and construction practice in malaysia*, Yilan: CIE-IEM Joint Seminar on Geotechnical Engineering, 2009.
- [5] Anbalagan, R. y Singh, B., «Landslide hazard and risk assessment mapping of mountainous terrains—a case study from Kumaun Himalaya, India,» *Engineering Geology*, vol. 43, n° 4, pp. 237-246, 1996.
- [6] Richards, R; O’Leary, B. y Mutsonziwa, K., «Measuring quality of life in informal settlements in South Africa,» *Social Indicators Research*, vol. 81, n° 2, pp. 375-388, 2007.
- [7] Córdova, H., «Vulnerabilidad de los asentamientos de la periferia de Lima Metropolitana frente al cambio climático,» *Re-conociendo las geografías de América Latina y el Caribe*, pp. 209-233, 2017.
- [8] El Comercio, «Vivir en las alturas,» 28 febrero 2016. [En línea]. Available: <https://elcomercio.pe/eldominical/actualidad/vivir-alturas-392960>. [Último acceso: 23 octubre 2018].
- [9] Centro de Estudios y Prevención de Desastres (PREDES), «Escenarios de riesgo y medidas de mitigación del riesgo de desastre en el distrito de Villa María del Triunfo,» Lima, 2011.
- [10] Wekesa, B; Steyn, G. y Otieno, F., «A review of physical and socio-economic characteristics and intervention approaches of informal settlements,» *Habitat International*, vol. 35, n° 2, pp. 238-245, 2011.
- [11] ONG Soluciones Prácticas; USAID; Municipalidad de Carabayllo y Save the Children, *Carabayllo reduciendo riesgos*, Lima: Juntos por un distrito más seguros antes desastres, 2015.
- [12] Calizaya J., *Tecnologías constructivas apropiadas para la reducción de riesgos*, Lima: Instituto de Desarrollo Humano CENCA.
- [13] Zanelli, Criss; Santa Cruz, Sandra; Valderrama, Noelia y Daudon, Dominique, *Assessment of Vulnerability Curves of Pircas over Slopes by the Discrete Element Method (DEM)—A Case Study in Carabayllo, Peru*, Austin: Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics , 2018.
- [14] Alegre E., «Memoria de Análisis y diagnóstico Memoria PLAM 2035,» *Gestión del riesgo de desastres*, 2015.
- [15] Robert, J. y Sierra, A., «Construcción y refuerzo de la vulnerabilidad en dos espacios marginales de Lima,» *Bulletin de l’Institut français d’études andines*, vol. 38, n° 3, pp. 595-621, 2009.
- [16] Ledauphine, «Ledauphine,» 26 octubre 2018. [En línea]. Available: <https://www.ledauphine.com/france-monde/2018/10/26/chute-de-rochers-chaussee-effondree-des-degats-apres-un-seisme-de-magnitude-6-8>. [Último acceso: 18 noviembre 2018].

- [17] Runa, «La palabra ingenua,» 16 agosto 2007. [En línea]. Available: <http://lapalabraingenua.blogspot.com/2007/08/lima-no-tuvo-un-terremoto.html>. [Último acceso: 2018 octubre 21].
- [18] Municipalidad de Lima Metropolitana, «Plan de prevención y reducción de riesgos y desastres de Lima,» Munlima, [En línea]. Available: <https://munlima.gob.pe/images/planes-contingencia>. [Último acceso: Julio 2017].
- [19] Municipalidad de Lima Metropolitana, *Proyecto Barrio Mío*, Lima, 2012.
- [20] Muñoz P., «Paisaje transversal,» 03 marzo 2015. [En línea]. Available: <http://www.paisajetransversal.org/2015/03/lima-proyectos-urbanos-integrales-pablo-muniz-unceta-peru-autobarrio-planificacion-urbana-planeamiento-ciudad-urbanismo.html>.
- [21] O'Connor, H, *Propuesta: medidas de mitigación de riesgo de desastre VMT*, Lima, Lima: Centro de Estudios y Prevención de Desastres (PREDES), 2011.
- [22] Colas, A., Morel, J., y Garnier, D., «Assessing the two-dimensional behaviour of drystone retaining walls by full-scale experiments and yield design simulation,» *Géotechnique*, vol. 63, n° 2, p. 107, 2013.
- [23] Villemus, B., Morel, J. y Boutin, C., «Experimental assessment of dry stone retaining wall stability on a rigid foundation,» *Engineering structures*, vol. 29, n° 9, pp. 2124-2132, 2007.
- [24] Mundell, C., McCombie, P., Heath, A., Harkness, J., y Walker, P., «Behaviour of drystone retaining structures,» *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Structures and Buildings*, vol. 163, n° 1, pp. 3-12, 2010.
- [25] Savalle, N., Vincens, E., y Hans, S., «Pseudo-static scaled-down experiments on dry stone retaining walls: Preliminary implications for the seismic design,» *Engineering Structures*, vol. 171, pp. 336-347, 2018.
- [26] Fukumoto, Y; Yoshida, J; Sakaguchi, H. y Murakami, A., «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, n° 6, pp. 1117-1126., 2014.
- [27] Córdova, Hildegardo, «Vulnerabilidad de los asentamientos de la periferia de Lima Metropolitana frente al cambio climático,» *Re-conociendo las geografías de América Latina y el Caribe*, pp. 209-233, 2017.
- [28] Harvey, D., «Ciudades rebeldes: del derecho de la ciudad a la revolución urbana,» Akal, 2013.
- [29] Proyecto ciudades focales, *Una Aproximación al Estudio de Vulnerabilidad ande Desastres en Lima Metropolitana*, Lima: CENCA, IMP, IDCR y CDRI, 2012.
- [30] Barbat, A; Carreño, M; Pujades, L; Lantada, N; Cardona, O. y Marulanda, M., «Seismic vulnerability and risk evaluation methods for urban areas. A review with application to a pilot area,» *Structure and Infrastructure Engineering*, vol. 6, n° 1-2, pp. 17-38, 2010.
- [31] Boroschek, R; Giuliano A; Garcia H; Schmidt V; Climent A; Singaicho JC; Viracucha C; Torres R; Alcantara L; Talavera E; Tavera H; Lazares F; Rendón H; Rocabado V y Schmitz M., «Site Characterization for Strong Motion Stations in Latin American Countries,» de *16th World Conference on Earthquake Engineering, 16WCEE 2017*, Santiago de Chile, 2017.
- [32] Alva, J. y Escalaya, M., «Actualización de los parámetros sismológicos en la evaluación del peligro sísmico en el Perú,» de *Simposio internacional en honor al profesor Yuji Ishiyama*, Lima, 2005.

- [33] Bolaños, A. y Monroy, O., *Espectros de peligro sísmico uniforme*, Lima: Repositorio Digital de Tesis PUCP, 2004.
- [34] INDECI-DIPRE, *Escenario sísmico para Lima Metropolitana y Callao\_ Sismo 8.8Mw*, Lima, 2017.
- [35] Díaz A., «Estudio de peligros por inundaciones, flujos rápidos y movimientos en masa desencadenados por eventos sísmicos en la quebrada El Progreso,» Proyecto Barrios urbanos resilientes en los distritos de Lima Norte- Perú, Lima, 2016.
- [36] Cornell, A., «Engineering Seismic Risk Analysis,» *Bulletin of the Seismological Society of America*, vol. 58, n° 5, pp. 1538-1606, 1968.
- [37] Esteva, L., *Bases para la formulación de decisiones de diseño sísmico*, Ciudad de México: Tesis doctoral, Universidad Nacional Autónoma de México, 1968.
- [38] Alfonso Díaz, *Mapa de Isoaceleraciones*, Lima: Proyecto Barrios Urbanos Resilientes en los Distritos de Lima Norte-Perú, 2016.
- [39] Tavera H; Bernal I; Condory C; Ordaz M; Zeballos A. e Ishizawa O., *Re-evaluación del peligro sísmico probabilístico para el Perú*, Lima: Instituto Geofísico del Perú (IGP), 2014.
- [40] Filippo Catanzariti, «GeoStru,» 13 Junio 2016. [En línea]. Available: <https://www.geostru.eu/es/estabilidad-de-taludes/>. [Último acceso: 6 Octubre 2018].
- [41] Okabe, S., «General theory on earth pressure and seismic stability of retaining walls and dams,» *Journal of Japanese Society of Civil Engineering*, vol. 10, n° 6, p. 1277–330, 1924.
- [42] Mononobe, N. and Matsuo, H., *On the determination of earth pressure during earthquakes*, vol. 9, Tokyo, 1929, p. 177–185.
- [43] Mylonakis, G., Kloukinas, P., y Papantonopoulos, C. , «An alternative to the Mononobe–Okabe equations for seismic earth pressures,» *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 27, n° 10, pp. 957-969, 2007.
- [44] Seed, H. y Whitman, R., «Design of earth retaining structures for dynamic loads,» *ASCE Specialty Conference of Lateral Stress in the Ground and Design of Earth Retaining Structures*, pp. 103-147, 1970.
- [45] Geraili Mikola, R., Candia, G., y Sitar, N., «Seismic earth pressures on retaining structures and basement walls in cohesionless soils,» *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol. 142, n° 10, 2016.
- [46] Martínez, R; Barrera, S. y Gómez, P., «El método pseudo-estático de estabilidad en presas: un análisis crítico,» *Obras y proyectos*, n° 9, pp. 30-37, 2011.
- [47] Kramer, S., *Geotechnical Earthquake Engineering*, Prentice-Hall, 1996.
- [48] Saragoni, R., «Análisis de riesgo sísmico para la reconstrucción del Puerto de Valparaíso,» *6tas Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica*, vol. 2, pp. 165-178, 1993.
- [49] Noda, S. y Uwade, T., Relation between seismic coefficient and ground acceleration for gravity quaywalls, New Delhi, India.: 6th World Conference on Earthquake Engineering, 1976.
- [50] Manual de Carreteras, *Instrucciones y Criterios de Diseño*, Santiago de Chile: Ministerio de Obras Públicas del Gobierno de Chile, 2002.

- [51] Army, U. , *Report*, Sacramento, California, 1970.
- [52] Japanese National Committee on Large Dams, *Design criteria for Dams*, Tokyo, 1976.
- [53] Ruesta, P; Díaz, J. y Alva, J., *El coeficiente sísmico en el diseño de presas de tierra y de enrocado*, Huaraz: VII Congreso Nacional de Ingeniería Civil, 1988.
- [54] Le, H., Morel, J., Garnier, D., y McCombie, P. , «A review of methods for modelling drystone retaining walls,» *Proceedings of the Institution of Civil Engineers–Geotechnical Engineering*, vol. 167, n° 3, pp. 262-269, 2014.
- [55] Burgoyne, J., «Revetments or retaining walls,» *Corps of royal engineers*, vol. 3, pp. 154-159, 1853.
- [56] Cooper, M., «Deflections and failure modes in dry-stone retaining walls,» *Ground Engineering*, vol. 19, n° 3, pp. 28-33, 1986.
- [57] Colas, A., Morel, J. y Garnier, D., «Yield design of dry-stone masonry retaining structures—Comparisons with analytical, numerical, and experimental data,» *International journal for numerical and analytical methods in geomechanics*, vol. 32, n° 14, pp. 1817-1832, 2008.
- [58] Mundell, C., McCombie, P., Bailey, C., Heath, A., y Walker, P., «Limit-equilibrium assessment of drystone retaining structures,» *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Geotechnical Engineering*, vol. 162, n° 4, pp. 203-212, 2009.
- [59] Cundall, P. and Strack, O., «The distinct numerical model for granular assemblies,» *Geotechnique*, vol. 29, pp. 47-65, 1979.
- [60] Walker, P., McCombie, P., y Claxton, M., «Plane strain numerical model for drystone retaining walls,» *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Geotechnical Engineering*, vol. 160, n° 2, pp. 97-103, 2007.
- [61] Bui, T; Limam, A.; Sarhosis, V. y Hjiáj, M., «Discrete element modelling of the in-plane and out-of-plane behaviour of dry-joint masonry wall constructions,» *Engineering Structures*, vol. 136, pp. 277-294, 2017.
- [62] Çaktı, E; Saygılı, Ö; Lemos, J. y Oliveira, C., «Discrete element modeling of a scaled masonry structure and its validation,» *Engineering Structures*, vol. 126, p. 224–236, 2016.
- [63] Harkness, R., Powrie, W., Zhang, X., Brady, K., y O'Reilly, M., « Numerical modelling of full-scale tests on drystone masonry retaining walls,» *Géotechnique*, vol. 50, n° 2, pp. 165-179, 2000.
- [64] Constable, C., «Retaining walls—an attempt to reconcile theory with practice,» *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, vol. 3, n° 2, pp. 67-73, 1875.
- [65] Colas, Anne-Sophie; Morel, Jean-Claude y Garnier, Denis, «Full-scale field trials to assess dry-stone retaining wall stability,» *Engineering Structures*, vol. 32, n° 5, pp. 1215-1222, 2010.
- [66] Psycharis, I., Lemos, J., Papastamatiou, D. , Zambas, C. y Papantonopoulos, C., « Numerical study of the seismic behaviour of a part of the Parthenon Pronaos,» *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 32, n° 13, pp. 2063-2084, 2003.
- [67] Casolo, S. y Pena, F., «Rigid element model for in-plane dynamics of masonry walls considering hysteretic behaviour and damage,» *Earthquake engineering & structural dynamics*, vol. 36, n° 8, pp. 1029-1048, 2007.

- [68] Felice, G. y Giannini, R., «Out-of-plane seismic resistance of masonry walls,» *Journal of earthquake engineering*, vol. 5, n° 2, pp. 253-271, 2001.
- [69] Velásquez, J., «Estimación de pérdidas por sismo en edificios peruanos,» Tesis para optar el grado académico de Magister en Ingeniería Civil - Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, 2006.
- [70] National Institute of Buildings Science (NIBS), *HAZUS 99 earthquake loss estimation methodology*, Washington, DC.: Technical manual., 1999.
- [71] Pagani, M; Monelli, D; Weatherill, G; Danciu, L; Crowley, H; Silva, V; Henshaw, P; Butler, L; Nastasi, M; Panzeri, L; Simionato M y Vigano D., «OpenQuake engine: an open hazard (and risk) software for the global earthquake model,» *Seismological Research Letters*, vol. 85, n° 3, pp. 692-702, 2014.
- [72] Villar-Vega, M. y Silva V., «Assessment of earthquake damage considering the characteristics of past events in South America,» *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 99, pp. 86-96, 2017.
- [73] Quiroz, L. y Maruyama, Y., «Fragility functions and seismic performance of peruvian thin RC wall buildings,» de *Tenth U.S. National Conference on Earthquake Engineering*, Anchorage, 2014.
- [74] Tarque, N; Lovon, H; Silva y Santa Cruz, S., «Development of fragility curves for confined masonry buildings of Lima,» de *16th World Conference on Earthquake, 16WCEE 2017*, Santiago de Chile, 2017.
- [75] Kuroiwa, J., Kuroiwa, J, OPS, 2002.
- [76] Sismicidad y Riesgo Sísmico en la Región Andina (SISRA), *Earthquake catalogue for South America*, Lima, Peru, 1985.
- [77] Lovon, H; Tarque, N; Silva, V. y Yepes-Estrada, C, *Development of Fragility Curves for Confined Masonry Buildings*, Lima, Peru, 2018.
- [78] Central America Probabilistic Risk Assessment (CAPRA), «Evaluación del Riesgo de desastre en Santiago de Atitlán,» Mapas de Amenazas y de Riesgos, Aplicaciones en la Gestión del Riesgo, Guatemala, 2010.
- [79] Evaluación de Riesgos Naturales - América Latina- Consultores en Riesgos y Desastres, *Informe Técnico ERN-CAPRA-TI-3 Propuesta de Indicadores y Funciones de Vulnerabilidad*, Honduras: CAPRA Evaluación Probabilística de Riesgos en Centro América, 2010.
- [80] Central America Probabilistic Risk Assessment (CAPRA), «Evaluación del Riesgo de Desastre en Puerto Cortés,» Mapas de Amenazas y Riesgos, Aplicaciones en la Gestión del Riesgo, Honduras, 2010.
- [81] Kramer, S., *Geotechnical earthquake engineering. In prentice-Hall international series in civil engineering and engineering mechanics.*, New Jersey: Prentice-Hall, 1996.
- [82] Reque, K., *Diagnóstico preliminar de la vulnerabilidad para establecimientos de salud en el Perú.*, Lima: Ministerio de Salud. Oficina Nacional de Defensa Nacional, 2006.
- [83] Gutenberg, B. y Richter, C., «Earthquake magnitude, intensity, energy and acceleration: (Second paper),» *Bulletin of the seismological society of America*, vol. 2, n° 49, pp. 104-145, 1956.
- [84] Youngs, R., Chiou, S., Silva, W. y Humphrey, J., «Strong Ground Motions,» *Seismological Research Letters*, vol. 681, pp. 58-73, 1997.



- [85] Sadigh, K., Chang, C., Egan, J., Makdisi, F., y Youngs, R., «Attenuation relationships for shallow crustal earthquakes based on California strong motion data,» *Seismological research letters*, vol. 68, nº 1, pp. 180-189, 1997.
- [86] Lermo, J., y Chávez-García, F., «Site effect evaluation using spectral ratios with only one station,» *Bulletin of the seismological society of America*, vol. 83, nº 5, pp. 1574-1594, 1993.
- [87] ERN-AL, *Efectos de sitio 1.0.0*, Mexico, D.F., 2010.
- [88] Assimaki, D; Kausel, E. y Gazetas, G., «Wave propagation and soil-structure interaction on a cliff crest during the 1999 Athens Earthquake,» *Soil Dynamic Earthquake Engineering*, vol. 25, nº 7, p. 513-27, 2005.
- [89] Bouckovalas, G. y Papadimitriou A., «Numerical evaluation of slope topography effects on seismic ground motion,» *Soil Dynamics Earthquake Engineering*, vol. 25, nº 7-10, p. 547-58, 2005.
- [90] EN 1998-5:2004, *European Committee for Standardization*, Bruselas: Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance Part 5: Foundations, retaining structures and geotechnical aspects, 2004.
- [91] AFNOR, *Règles PS applicables aux bâtiments, dites Règles PS92.*
- [92] García, A; Yamín, L; y Rincón, R., *Amplificación por efectos topográficos en zonas de laderas para integración en los estudios de microzonificación sísmica*, Barranquilla: VIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, 2017.
- [93] Das, B, *Principios de ingeniería de cimentaciones*, California: Cengage Learning, 2006.
- [94] Itasca Consulting Group, «3DEC - Three-dimensional distinct element code. Version 4.10,» *Minneapolis, MN: Itasca Consulting Group.*, 2007.
- [95] Yasmin, T., Chourasia, A., Bhattacharyya, S. y Parashar, J., «Fragility analysis for seismic vulnerability assessment of buildings: a review,» *Int. Res. J. Eng. Technol*, vol. 2, nº 6, pp. 502-508, 2015.
- [96] Orsini, G., «A model for buildings' vulnerability assessment using the parameterless scale of seismic intensity,» *Earthquake Spectra*, vol. 15, nº 3, pp. 463-483, 1999.
- [97] Cosenza, E., Manfredi, G., Polese, M., y Verderame, G., «A multilevel approach to the capacity assessment of existing RC buildings,» *Journal of earthquake engineering*, vol. 9, nº 1, pp. 1-22, 2005.
- [98] Kircher, C., Nassar, A., Kustu, O., y Holmes, W. , «Development of building damage functions for earthquake loss estimation,» *Earthquake spectra*, vol. 13, nº 4, pp. 663-682, 1997.
- [99] Calvi, G., «A displacement-based approach for vulnerability evaluation of classes of buildings,» *Journal of Earthquake Engineering*, vol. 3, nº 3, pp. 411-438, 1999.
- [100] Singhal, A., y Kiremidjian, A. , « Method for probabilistic evaluation of seismic structural damage,» *Journal of Structural Engineering*, vol. 122, nº 12, pp. 1459-1467, 1996.
- [101] Eric Vincens, Jean-Patrick Plassiard y Jean-Jacques Fry, *Dry Stone Retaining Structures*, Londres: Discrete Granular Mechanics Set, 2016.

- [102] Santa Cruz, S. y Tarque, N., *Vvalidación de técnicas de construcción de pircas mediante estudios numérico-experimentales con tecnología desarrollada en Perú*, Lima: Proyecto 109-2017-Fondecyt, 2017.
- [103] Predes, «REGLAMENTO URBANÍSTICO AYUDA A CONTROLAR RIESGOS DE DESASTRES,» 16 abril 2018. [En línea]. Available: <https://www.predes.org.pe/reglamento-urbanistico-ayuda-a-controlar-riesgos-de-desastres/>.
- [104] Ordaz, M; Aguilar, A. y Arboleda, J., *CRISIS2007 Versión 7.4*, Mexico D.F.: Universidad Nacional Autónoma de Mexico., 2007.
- [105] Muñoz, A., *Apuntes Ingeniería Sismorresistente*, Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú, 2009.
- [106] Vision, SEAOC, *Committee: Vision 2000-Performance Based Seismic Engineering of Buildings*, Sacramento, California: Structural Engineers Association of California, 1995.
- [107] Sugano, T., Iai, S., Ichii, K., Bernal, A., Blazquez, R., Burcharth, H, y Silvestri, F. , *Seismic design guidelines for port structures*, Bulletin of the Permanent International Association of Navigation Congresses, 2001.
- [108] Probabilistic Risk Assessment Initiative, *Informe técnico ERN-CAPRA-T2-5*, Costa Rica: Tomo I Metodología de modelación probabilística de Riesgos Naturales, 2014.
- [109] Cardona, O., Ordaz, G., Yamin, L., Reinoso, E., y Barbat, A., *Enfoque integral para la Evaluación Probabilista del Riesgo (CAPRA)*, 2011.
- [110] Tatiana Gamarra, *Trabajo de fotografía "La Importancia de las bases"*, Lima, Perú: PuntoEdu, 2018.
- [111] Ecured, «Andesita,» [En línea]. Available: <https://www.ecured.cu/Andesita>. [Último acceso: Agosto 2018].
- [112] De los Ríos, Patricia, «Estudios semi empírico de muros de piedra tipo pirca utilizados como cimentación de viviendas en el AA. HH. de Lima Metropolitana,» de *Tesis para optar el título profesional de Ingeniero Civil. Universidad Ricardo Palma*, Lima, 2008.
- [113] Quezada, J; Vincens, E; Mouterde, R. y Morel, J., «3D failure of a scale-down dry stone retaining wall: A DEM modelling,» *Engineering Structures*, vol. 117, pp. 506-517, 2016.
- [114] Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, *Decreto supremo que modifica la Norma Técnica E.030 "Diseño Sismorresistente" del Reglamento Nacional de Edificaciones*, Lima, Peru: El Peruano, 2016.
- [115] Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción (SENCICO), «Servicio Web de Consultas para la Determinación del Peligro Sísmico en el Territorio Nacional,» [En línea]. Available: <https://www.sencico.gob.pe/publicaciones.php?id=331>. [Último acceso: 2018 octubre 13].
- [116] Martínez A., *Características generales de los materiales térreos*, Bogotá, Colombia: Geomecánica para ingenieros, 1990.
- [117] Ministerio de Vivienda, Construcción y Sanamiento, *Norma E.020 Cargas*, Lima, Perú: El Peruano, 2006.
- [118] Ministerios de Fomento, *Norma de Construcción Sismorresistente: Parte General y Edificación (NCSE-02)*, España, 2002.

- [119] Baraldi, D., y Cecchi, A., «A full 3D rigid block model for the collapse behaviour of masonry walls,» *European Journal of Mechanics-A/Solids*, vol. 64, pp. 11-28, 2017.
- [120] Portioli, F. y Cascini, L., «Assessment of masonry structures subjected to foundation settlements using rigid block limit analysis,» *Engineering Structures*, vol. 113, pp. 347-361, 2016.
- [121] SEAOC, *Performance-Based Seismic Engineering of Buildings, Vols. I & II.*, California: Structural Engineers Association of California, Vision 2000 Committee, 1995.
- [122] CISMID, *Bases técnicas para la estimación de pérdidas con fines de seguros de terremoto*, Lima: Informe preparado para la APESEG y la SBS, 2005.
- [123] Sitar, N., Mikola, R. y Candia, G., «Seismically induced lateral earth pressures on retaining structures and basement walls,» *GeoCongress 2012 Geotechnical Engineering State of the Art and Practice*, pp. 335-358, 2012.
- [124] Zhang, X., Koutsabeloulis, N., Hope, S., y Pearce, A., «A finite element analysis for the stability of drystone masonry retaining walls,» *Géotechnique*, vol. 54, n° 1, 2004.
- [125] Oetomo, J., Vincens, E., Dedecker, F., y Morel, J., «Modeling the 2D behavior of dry-stone retaining walls by a fully discrete element method,» *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, vol. 40, n° 7, pp. 1099-1120, 2016.
- [126] Powrie, W., Harkness, R., Zhang, X., y Bush, D., «Deformation and failure modes of drystone retaining walls,» *Géotechnique*, vol. 52, n° 6, pp. 435-446, 2002.
- [127] Claxton, M., Hart, R., McCombie, P., y Walker, P., «Rigid block distinct-element modeling of dry-stone retaining walls in plane strain,» *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, vol. 131, n° 3, pp. 381-389, 2005.
- [128] Walker, P., y Dickens, J., «Stability of medieval dry stone walls in Zimbabwe,» *Geotechnique*, vol. 45, pp. 141-147, 1995.
- [129] Spence, R., Coburn, A., Pomonis, A., y Sakai, S., «Correlation of ground motion with building damage: the definition of a new damage-based seismic intensity scale,» *In Proceedings of the Tenth World Conference on Earthquake Engineering*, vol. 1, 1992.
- [130] D'ayala, D., & Speranza, E., «An integrated procedure for the assessment of seismic vulnerability of historic buildings,» vol. 3, n° 1, pp. 3-3.
- [131] Applied Technology Council (ATC), *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings Report ATC-40*, 1996.
- [132] Kappos A., Chryssanthopoulos M. y Dymiotis C., *Uncertainty analysis of strength and potential evaluation*, 1999.
- [133] Worden, B. y Wald, D., «ShakeMap Manual. USGS,» Technical Report., [En línea]. Available: <http://dx.doi.org/10.5066/F7D21VPQ>.. [Último acceso: 10 octubre 2018].
- [134] López, J. y López, C., «El urbanismo en ladera: Un reto ambiental, tecnológico y del ordenamiento territorial,» *Bitácora Urbano Territorial*, vol. 1, n° 8, pp. 94-102, 2004.
- [135] Delgado, J., «Mecánica de rocas - Ensayo de caracterización,» Universidad de Coruña, Portugal, [En línea]. Available: [ftp://ceres.udc.es/ITS\\_Caminos/Optativas/Mecanica\\_Rocas/Tema\\_n%C2%BA\\_6\\_2.pdf](ftp://ceres.udc.es/ITS_Caminos/Optativas/Mecanica_Rocas/Tema_n%C2%BA_6_2.pdf). [Último acceso: Julio 2018].

[136] Nuñez y Vasquez, *Informe técnico de geología ambiental y riesgo geológico*, 2009.

[137] Sáez, E., *La ciudad progresiva*, Madrid, España: Universidad Politécnica de Madrid - Escuela técnica superior de arquitectura , 2015.

