

INSTITUTO DE INVESTIGACIÓN

AÑO 4

NOVIEMBRE 2014

NUMERO 06

EDICION ESPECIAL BOLETÍN DE INVESTIGACIÓN



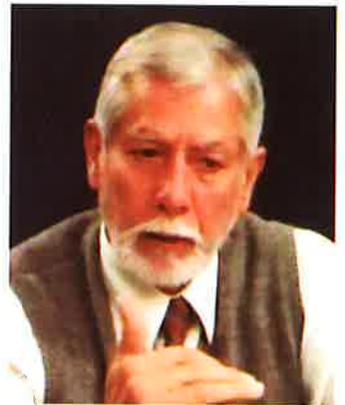
**UNIVERSIDAD NACIONAL
DE INGENIERIA**
Facultad de Ingeniería Civil

Acreditada por la ABET

**RESUMENES
TESIS FIC APROBADAS CON
EXCELENCIA
2008 - 2009**

Editorial

El año 2014 quedara como un importante hito en el camino de internacionalización de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de Ingeniería, signado por la Acreditación internacional recibida de parte de la Accreditation Board of Engineering and Technology - ABET. Uno de los criterios para este reconocimiento ha sido el hecho de las investigaciones que se realizan en las diferentes unidades de la Facultad, identificándose a los profesores y estudiantes como los protagonistas, soportados por importantes laboratorios especializados en ingeniería sísmica, estructuras, hidráulica, geotécnica, cartografía, construcción, materiales, y ciencias básicas.



La investigación que se desarrolla en la FIC-UNI a nivel de los estudiantes, los docentes, y de los servicios a entidades nacionales e internacionales tiene una tendencia creciente y multidisciplinaria, tanto en sus destinos de investigación académica como de investigación aplicado a favor del Estado y las empresas.

El presente Boletín de Investigación, ofrece un conjunto de resúmenes de Tesis universitarias para optar el Título Profesional de Ingeniero Civil las cuales fueron calificadas con la mención de Excelencia, en el período 2008-2009 durante su sustentación oficial.

La presente motivación del IIFIC es mostrar a sus lectores la capacidad investigadora de los estudiantes FIIC, para desarrollar temas de investigación en Ingeniería Civil encuadrados por el trabajo de sus asesores.

Dr. Javier Arrieta Freyre
Director IIFIC-UNI
Dic.2014

Director
Instituto de Investigación - FIC
Dr. JAVIER ARRIETA FREYRE

Colaboradores

Ing. Silvio Quinteros Chávez

Dirección de Escuela Profesional FIC-UNI

Hecho el depósito Legal en la Biblioteca
Nacional del Perú

N°2010-05999

Universidad Nacional de Ingeniería
Av. Tupac Amaru 210 Rimac, Lima Perú
Apartado postal 1301 Lima 100 - Perú
Telefono (511) 482-7944
Central Telefonica 481-1070 Anexo: 424

Edición N°06

Esta publicación contiene artículos de investigación de experiencia propia de los autores y de recopilación de información de diferentes temas nacionales e internacionales, de interés ingenieril, elaborados cuidadosamente para mostrar al lector lo que actualmente se está investigando y lo que aún queda por hacer.

INDICE

Editorial Pag. 1

PAPERS

1.- Aplicación del análisis de multi-criterio (MCA) en la planificación para la mitigación de inundaciones en la parte baja del Rio Chillón. Pag. 3

2.- Análisis dinámico de la presa Yuracmayo. Pag. 9

3.- Evaluación de vulnerabilidad a los peligros naturales de la vía de evitamiento de Abancay. Pag. 15

4.- Uso de la ruta crítica en la optimización en el Estudio de modelos hidráulicos físico. Pag. 22

5.- Estudio de verificación de las propiedades Físicas y mecánicas de los ladrillos de arcilla cocida de Lima Metropolitana. Pag. 36

6.- Estudio de tsunamis de origen cercano en el Callao centro norte, planes de evacuación y Uso de suelo. Pag. 44

7.- Reforzamiento estructural de muros de adobe. Pag. 46

APLICACIÓN DEL ANÁLISIS DE MULTI-CRITERIA (MCA) EN LA PLANIFICACIÓN PARA LA MITIGACIÓN DE INUNDACIONES EN LA PARTE BAJA DEL RÍO CHILLÓN

Tesista: JESSICA CELMI CORAL

La parte baja de la cuenca del Río Chillón, actualmente convertida en un sector netamente urbano, se encuentra en riesgo ante la ocurrencia de una inundación, principalmente durante los primeros meses de cada año. Muchos desastres en el lugar han generado grandes pérdidas económicas y humanas, cuyos antecedentes históricos dan fe de ello. En el lugar se han identificado varios aspectos que determinan la vulnerabilidad física y no-física del sector, por ejemplo: la topografía accidentada, la inestabilidad de las defensas ribereñas, la condición de las viviendas y la población expuesta, determinan la vulnerabilidad física; así también, la situación económica, la ignorancia en temas de desastre, la contaminación y la ausencia de las autoridades son aspectos que determinan la vulnerabilidad no-física del sector.

Foto N° 1 Río Chillón - San Diego – Sector 2, Marzo 2007



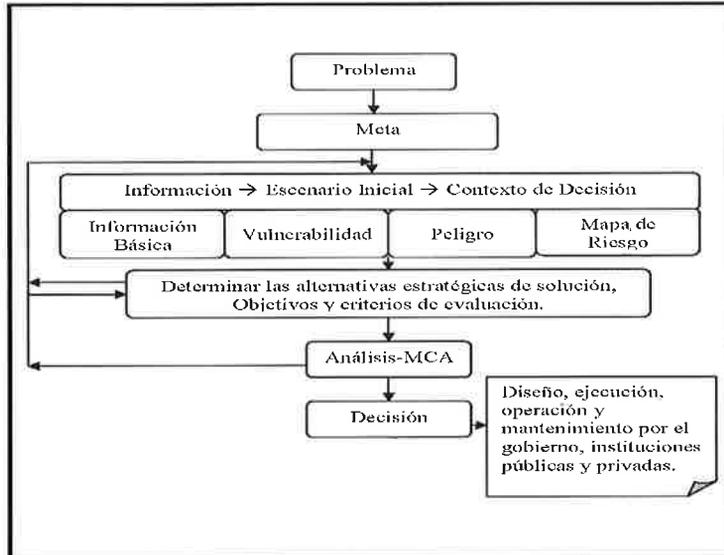
Existe una escasa capacidad de respuesta ante la ocurrencia de un desastre, aunque el lugar está identificado como un sector en riesgo, la expansión urbana no cesa. Esto se debe básicamente a un mal desarrollo, bien decía Hegel: "Los desastres son la consecuencia de un mal desarrollo", de ahí la importancia de un "desarrollo sostenible", que mejore la calidad de vida del hombre, en todos sus aspectos, a través de un desarrollo económico, social, cultural, y a la vez conservando los recursos de manera sustentable. De eso se trata el trabajo desarrollado en esta tesis, determinar el riesgo (vulnerabilidad por amenaza) del lugar, evaluar el escenario inicial y, mejorar la calidad de vida a través de las alternativas planteadas; y finalmente, seleccionar la posible y mejor alternativa estratégica de solución, a través del Análisis Multicriterio, superando los conflictos en el proceso de toma de decisión entre las autoridades gubernamentales, las empresas privadas y públicas, y la población en general.

El Análisis Multicriterio MCA es una herramienta que establece técnicas para inventariar, clasificar, analizar y acomodar convenientemente la información disponible, aquella relacionada con las alternativas estratégicas durante la planificación, es una herramienta dinámica, ideal y fácil de aplicar para resolver diversos conflictos; su principal ventaja es representar los efectos de las alternativas proyectadas, ya sean éstos cualitativos o cuantitativos. Este trabajo se lleva a cabo siguiendo el proceso de planificación desarrollado en el Capítulo 3 de la presente tesis, incluyéndose una herramienta para la toma de decisión, en este caso el MCA, ver Figura N°1 - Proceso de Planificación en la Gestión de los Desastres (Nivel pre-desastre).

El proceso de planificación para la gestión del riesgo de desastres (etapa pre-desastre), sigue una secuencia ordenada de actividades, es multidisciplinario y consta de tres etapas con una sola meta, en este caso: "Reducir los daños por inundación", de ahí la importancia de utilizar una herramienta de análisis durante el proceso de toma de decisión. El objetivo es seleccionar la mejor posible alternativa estratégica de solución, aquella más próxima a la meta y con un mayor alcance de los objetivos; para ello se analiza el comportamiento de las alternativas a través de

los criterios de evaluación.

La primera etapa consiste en identificar el problema, definir la meta y recopilar la información básica necesaria: características físicas y no-físicas del lugar. Se revisó diferentes fuentes bibliográficas y se realizó varias inspecciones de campo durante el año, un recorrido desde el puente Panamericana hasta la desembocadura, por ambos márgenes; los distritos que conforman la zona de estudio son: Los Olivos, Pte. Piedra, San Martín de Porres, Ventanilla y el Callao

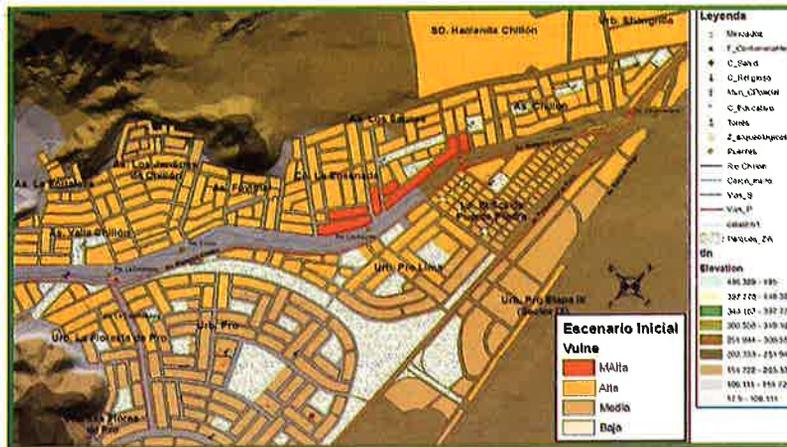


Fuente: Adaptado. Approaches to Integrated Water Resources Management in Semi-arid Tropical and Arid and Semiarid Zones in Development Countries, Hirschmidt Maynard y Kindler Janusz, UNESCO, Paris, 1991.

Figura N°1: Proceso de Planificación en la Gestión de los Desastres (Nivel pre-desastre)

La segunda etapa consiste en determinar el contexto de decisión, el escenario inicial; en base a la Información Básica del lugar (geotecnia, hidrología, catastro, zonas contaminadas, población expuesta, situación socio-económica, cultural, educativa, participación ciudadana y gubernamental), se procede a elaborar el mapa de vulnerabilidad total (Vulnerabilidad Física más Vulnerabilidad No-física) de cada sector identificado en la zona de estudio, utilizando para ello el ArcGIS 9.x. Ver Figura No2 Mapa de Vulnerabilidad Total.

Figura N°2: Mapa de Vulnerabilidad Total, 2007



Para elaborar el mapa de amenaza, se realizó la evaluación hidráulica del tramo bajo del Río Chillón, haciendo uso de la extensión "GeoRas" dentro del entorno del ArcView 3.2 y el HecRAS 3.1.1. Se desarrollaron dos Scripts en el ArcView: "Runoff y Flood", con éstos se realizó la simulación el escurrimiento del flujo y la inundación, debido a un

desborde o a una falla en el sistema de diques. La zona de San Diego es propensa a inundación debido a las características topográficas del lugar. Los scripts zonifican el área afectada y calcula el volumen de agua almacenada. Ver Figura No3 y No4.

Figura N°3: Mapa de Amenaza (Escurrimiento) – Sector 1. 2007



Figura N°4: Mapa de Amenaza (Inundación) – Sector 2: San Diego



Luego se procedió a elaborar el mapa de riesgo, el escenario inicial, éste mapa está en función al mapa de Amenaza y al mapa de vulnerabilidad total. Finalmente, se definió el contexto de decisión, en función al escenario inicial, los recursos existentes, y los involucrados en la toma de decisión (los keyplayers, los stakeholders y el facilitate workshop); la Figura No5 representa el mapa de riesgo del sector 1.

Figura N°5: Mapa de Riesgo -Sector 1: Pte. Panamericana – Pte. La ensenada, 2007



La gestión del riesgo que se desarrolla es de tipo correctivo, un proceso a través del cual se adoptan con anticipación medidas o acciones en la planificación del desarrollo, que promueven la reducción de la vulnerabilidad existente, esto es la reducción del riesgo: la reubicación de comunidades en riesgo, la reconstrucción o adaptación de edificaciones vulnerables, la recuperación de cuencas degradadas, la construcción de diques, la limpieza de canales y alcantarillas, la canalización de ríos, el dragado continuo de ríos y reservorios y otras, así como acciones de capacitación, consciencia, participación y concertación, mitigar el impacto, eliminar la susceptibilidad del lugar (vulnerabilidad existente), aumentar la capacidad de respuesta. Se requiere de un proceso multidisciplinario, de ahí la importancia de utilizar una metodología de análisis dinámico e integral como lo es el análisis Multicriterio MCA.

Luego se determinó las alternativas estratégicas de solución, los objetivos y los criterios de evaluación; dichas alternativas están enfocadas a reducir la vulnerabilidad y/o modificar las características de la amenaza, teniendo en cuenta el concepto de un desarrollo sostenible (mejorar la calidad de vida) y realizando un análisis FODA (determinar las fortalezas, las oportunidades, las debilidades y amenazas) para generar un valor agregado. El Cuadro No1 muestra el Scorecard o Fichero de Calificación o Clasificación con los objetivos y criterios de evaluación, aquí también se observa el indicador de la evaluación.

Las alternativas estratégicas de solución son:

- A. Atenuación de caudales aguas arriba del tramo urbano
- B. Implementar un Sistema de Alerta Temprana contra Inundaciones y capacitar a la población para el monitoreo
- C. Reforzar y/o construir las defensas ribereñas o sistemas de diques con participación de la población
- D. Implementar un Sistema de N.

Cuadro N°1
"Scorecard" – Fichero de Calificación o Clasificación

Objetivos	Criterios		Alternativas			
			A	B	C	D
1.-Reducir Áreas Inundables	1.1	Extensión de área urbana en riesgo				
	1.2	Tirante de agua				
2.-Reducir daños a la población	2.1	Población total afectada				
	2.2	Población afectada (ancianos)				
	2.3	Población afectada (niños)				
3.-Reducir daños en la infraestructura	3.1	Viviendas afectadas				
	3.2	Colegios, centros de salud, mercados u otros				
	3.3	Defensas ribereñas				
	3.4	Torres de alta tensión				
	3.5	Carretera				
	3.6	Puentes				
	3.7	Parques				
4.-Reducir grado de contaminación	4.1	Calidad del agua del río				
	4.2	Focos contaminantes				
5.-Aumentar la capacidad de respuesta educativa y cultural.	5.1	Población capacitada				
	5.2	Colegios e instituciones capacitados				
	5.3	Aceptación				

Fuente: Elaboración propia, 2006.

La tercera etapa consiste en la evaluación de las alternativas estratégicas, proyectar cada una de las alternativas estratégicas de solución y evaluar su comportamiento, medir el alcance de los objetivos y por ende de la meta, examinar los resultados y realizar un análisis de sensibilidad, haciendo uso para ello del análisis Multicriterio. Cada una de las alternativas está enfocada a reducir un determinado tipo de vulnerabilidad, ya sea física o; el grado de vulnerabilidad y el grado de amenaza luego de proyectar las alternativas, varía de acuerdo a las alternativas planteadas en el escenario inicial. Para estimar el impacto por alternativa se ha trabajado con la base de datos inicial, los cuadros de estimación de riesgo propuesto por INDECI, y algunas consideraciones en función a la inspección de campo.

El análisis de Multicriterio utiliza técnicas de análisis para comparar las calificaciones, estandarizar y estimar una suma ponderada por alternativa. La integración de esta herramienta con el SIG ha permitido realizar un análisis multidisciplinario, esbozar el panorama del área de estudio, proyectar las alternativas durante el proceso de planificación para la gestión del riesgo de desastres (etapa pre-desastre). El MCA es una herramienta importante para los tomadores de decisiones, ya que permite elegir la alternativa más certera, posible y real en el proceso de toma de decisión. Ver Cuadro No2.

Cuadro N°2
Fichero de Calificación – Matriz de Decisión Final

Objetivos	Criterios		Alternativas			
			A	B	C	D
1.-Reducir Áreas Inundables	1.1	Extensión de área urbana en riesgo	0.013	0.013	0.150	0.014
	1.2	Tirante de agua	0.150	0.150	0.150	0.150
2.-Reducir daños a la población	2.1	Población total afectada	0.007	0.067	0.036	0.007
	2.2	Población afectada (ancianos)	0.010	0.100	0.050	0.010
	2.3	Población afectada (niños)	0.013	0.133	0.075	0.014
3.-Reducir daños en la infraestructura	3.1	Viviendas afectadas	0.005	0.005	0.050	0.005
	3.2	Colegios, centros de salud, mercados u otros	0.012	0.012	0.033	0.012
	3.3	Defensas ribereñas	0.008	0.008	0.017	0.008
	3.4	Torres de alta tensión	0.002	0.002	0.017	0.002
	3.5	Carretera	0.025	0.025	0.033	0.025
	3.6	Puentes	0.010	0.010	0.033	0.010
	3.7	Parques	0.004	0.004	0.017	0.004
4.-Reducir grado de contaminación	4.1	Calidad del agua del río	0.033	0.017	0.050	0.050
	4.2	Focos contaminantes	0.008	0.006	0.050	0.050
5.-Aumentar la capacidad de respuesta educativa y c.	5.1	Población capacitada	0.013	0.013	0.038	0.050
	5.2	Colegios e instituciones capacitados	0.003	0.013	0.003	0.025
	5.3	Aceptación	0.006	0.019	0.025	0.025
(Simple) Suma de calificación:			0.321	0.594	0.826	0.461

Fuente: Elaboración propia, 2006.

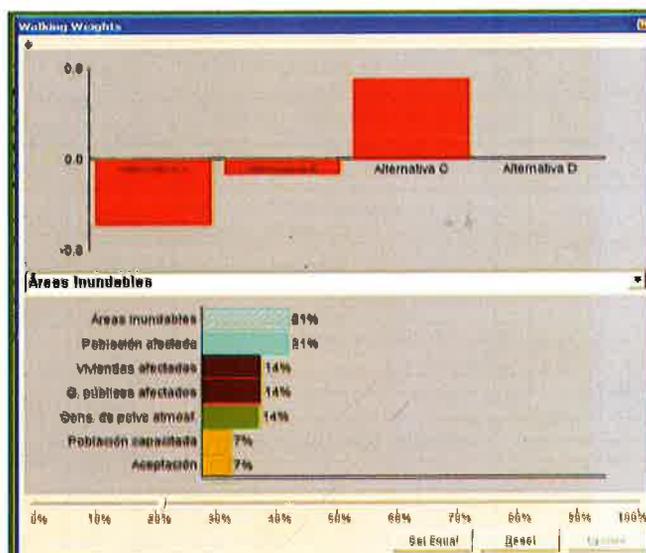
Los resultados reflejan las consideraciones iniciales, intereses y objetivos de los participantes directos e indirectos, sostenido bajo un fundamento técnico y real. El análisis de sensibilidad se desarrolla variando los pesos, generando nuevos escenarios de análisis en función al tiempo y al lugar, a cargo de los keyplayers: los gobiernos locales, las instituciones responsables en el tema y la población afectada de manera directa; stakeholder: las industrias y empresas que se desarrollan en el área y; facilitated workshop: un representante de la región a la que pertenece la zona de estudio, en este caso La Región Lima. Aquí se considera las estimaciones de peso iniciales como certeras, debido a que no se han realizado reuniones entre los involucrados en la toma de decisión

Además de la metodología utilizada, se utilizó el programa Decisión Lab 2000, el cual maneja la misma filosofía del MCA; éste permite encontrar la mejor alternativa estratégica de solución y tomar las decisiones más difíciles, ya sea seleccionar un nuevo carro, una ubicación para una nueva planta en tu compañía o un proyecto de ingeniería que cumpla la meta dispuesta. No es fácil evaluar todas las alternativas, separar el "individualismo", y luego alcanzar un consenso con todos los participantes involucrados en la decisión. La tabla de comparación y calificación de este programa es similar al de la matriz de decisión de un MCA, presenta las alternativas y su puntaje de acuerdo a los criterios definidos, organiza los criterios, ponderando sus importancias y estructurando las preferencias de los participantes.

Figura N°6: Matriz de Calificación – Entorno Decisión Lab 2000

	Áreas inundables	Población afectada	Viviendas afectadas	C. públicos afectados	Conc. de polvo atmosf.	Población capacitada	Aceptación
Min/Max	Minimize	Minimize	Minimize	Minimize	Minimize	Maximize	Maximize
Weight	21.5000	21.5000	14.5000	14.5000	14.0000	7.0000	7.0000
Preference Function	Gaussian	Gaussian	Gaussian	Gaussian	Gaussian	Gaussian	Gaussian
Indifference Threshold	-	-	-	-	-	-	-
Preference Threshold	-	-	-	-	-	-	-
Gaussian Threshold	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	50.00 %	50.00 %
Threshold Unit	Absolute	Absolute	Absolute	Absolute	Absolute	Percent	Percent
Average Performance	58.1650	5185.7500	2536.0000	15.7500	8.5750	50.2500	63.7500
Standard Dev.	13.2074	3800.8182	1148.7999	6.5000	4.4282	27.5000	30.3785
Unit	Ha	Und	Und	Und	Ukm2	%	%
Alternativa A	82.5600	2909.0000	3422.0000	19.0000	13.7000	25.0000	30.0000
Alternativa B	65.6700	812.0000	2960.0000	19.0000	10.3000	25.0000	50.0000
Alternativa C	38.3400	3160.0000	853.0000	5.0000	6.9000	75.0000	100.0000
Alternativa D	95.6700	8082.0000	2821.0000	19.0000	3.4000	100.0000	75.0000

Figura N°7: Panorámica ponderada (Walking Weights) – Entorno Decisión Lab 2000 - 2007



Finalmente, los resultados de ambos análisis, a través del Análisis de Multicriterio (MCA) y con el Decisión Lab 2000, muestran que la mejor posible alternativa estratégica de solución es la tercera ©: "Reforzar y/o construir las defensas ribereñas o el sistema de diques con participación de la población". Ver también, y comparar el Cuadro Nro2

ANÁLISIS DINÁMICO DE LA PRESA YURACMAYO

Tesis: JORGE LUIS MACEDO ESCUDERO

El proyecto Yuracmayo consistió en la construcción de una presa en un sector de estrechamiento del valle del río blanco (afluente del río Rímac), a una altitud de 4300msnm. La presa Yuracmayo es una presa de tierra con una altura sobre la fundación de 56.0m. En el año 2003 la empresa EDEGEL S.A. solicitó al Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres de la Universidad Nacional de Ingeniería (CISMID-FIC-UNI) la instalación de un sistema de monitoreo sísmico en la Presa Yuracmayo. Este sistema consiste en dos estaciones acelerométricas para el registro de movimientos sísmicos, las cuales están ubicadas en la corona y en la base de la estructura. Con el monitoreo de los acelerómetros, el cual es realizado hasta la fecha, se han obtenido algunos registros de sismos de importancia en la zona, con los cuales se puede realizar el análisis dinámico de la presa mencionada.

ORGANIZACIÓN DEL TRABAJO

Se realizará un monitoreo periódico de los acelerómetros instalados en la presa, procesando los registros sísmicos obtenidos; así mismo se recopilará la información sobre las características topográficas y geotécnicas de la presa. Como siguiente paso se propondrán modelos de mallas bidimensionales de elementos finitos que contengan la información recopilada tanto para el análisis estático como para el análisis dinámico. Una vez definidos los modelos se obtendrán los esfuerzos estáticos iniciales para el análisis de respuesta dinámica. A continuación se procederá a calibrar los modelos propuestos comparando la respuesta obtenida en la corona mediante software (empleando registros acelerométricos en la base y propagándolos hacia la corona), con la respuesta real obtenida de los registros acelerométricos en la corona. Finalmente, con el modelo calibrado se hará una evaluación del comportamiento dinámico de la presa ante el sismo de diseño.

CALIBRACIÓN DEL MODELO PARA LA PRESA YURACMAYO

En la Tabla 1 se muestran los eventos sísmicos más representativos registrados por los acelerómetros instalados en la presa durante el periodo de monitoreo sísmico.

Tabla 1 – Eventos Sísmicos Registrados durante el período de monitoreo en la presa Yuracmayo

Fecha	Hora GMT	Latitud	Longitud	Prof. Km	Mag.
		S	W		ML
02/04/2004	11:55	12.98	77.13	37	4.5
18/04/2004	19:52	12.23	76.4	74	4
16/02/2005	22:12	11.30	76.32	121	5.2
02/03/2005	08:48	11.83	76.15	132	5.0
18/04/2005	19:53	12.61	76.7	57	4.1
15/08/2007	18:40	13.67	76.76	33	7
29/03/2008	07:51	12.25	77.25	51	5.3

Las propiedades físicas y mecánicas de los diversos materiales de presa Yuracmayo (Fig.1) se muestran en la Tabla 2, Los valores del módulo de corte dinámico para los distintos materiales fueron establecidos según las correlaciones recopiladas por Benz(2006), estableciéndose valores máximos, mínimos y promedios

Tabla 2 - Propiedades físicas y mecánicas de los materiales de la Presa Yuracmayo

Material.	Clasificación	γ	C' (KN/m ²)	ϕ (°)	IP
Dep. Aluviales	GW-GC	21.58	0	35.00°	12.10
Fluvio lagunar	GP-GM	21.58	13.734	35.00°	12.50
Lagunar	CL/CL-ML	19.62	20.601	28.00°	13.00
Roca(To-I)	toba riolítica	23.54	113.796	34.02°	---
Roca(To-II)	toba riolítica	22.56	114.777	37.87°	---
E. aguas arriba	GC-GM	21.58	0	40.00°	6.10
E. aguas abajo	GC-GM	21.48	0	40.00°	6.70
Filtro	SW	20.60	0	36.50°	---
Dren	GW o GP	20.60	0	36.50°	---
Núcleo	GC	21.28	0	40.00°	8.30
Aluviones	GW	22.36	0	36.50°	6.80

A continuación se plantearon modelos considerando como parámetros de sensibilidad los módulos cortantes máximos de los diversos materiales de la presa y las condiciones de contorno impuestas.

Los modelos de elementos finitos planteados fueron los siguientes:

1. Modelo 1 considerando los valores más altos de los módulos de rigidez para los diversos componentes de la presa. Las condiciones de borde están impuestas mediante amortiguadores imperfectos en los bordes y apoyos fijos en la base.
2. Modelo 2 considerando los valores más bajos de los módulos de rigidez para los materiales de la presa y condiciones de contorno similares al modelo 1.
3. Modelo 3 considerando los valores promedios para los módulos de rigidez máxima de los diversos componentes de la presa y condiciones de contorno similares al modelo 1...
4. Modelo 4 en el cual se varió la rigidez del depósito lagunar del valor promedio al valor mínimo (manteniendo las rigideces promedios en los otros materiales) con el fin de analizar la influencia de este depósito sobre la respuesta. Las condiciones de contorno fueron similares a las del modelo 1.
5. Modelo 5 considerando las propiedades del tercer modelo, pero sin considerar amortiguadores imperfectos.
6. Modelo considerando las propiedades del tercer modelo, en cuanto a módulos cortantes, pero considerando apoyos fijos en la dirección y.

A continuación se realizó el cálculo dinámico para los modelos planteados usando el modelo equivalente lineal, el cual está incorporado en el programa QUAKE/W de GEOESTUDIO 2007. Para el cálculo se consideraron los dos sismos más representativos registrados durante el periodo de monitoreo, los cuales corresponden a los sismos del 16/02/2005 y del 29/03/2008.

La curva de reducción para la roca base fue tomada del programa Edushake, mientras que las curvas para el filtro y el dren fueron estimadas de acuerdo a la bibliografía existente (Seed e Idriss, 1970; Seed et al., 1984; Sun et al., 1988); al contar con límites de consistencia para los demás materiales las curvas de degradación fueron estimadas según las relaciones de Ishibashi y shang (1993).

Para el análisis equivalente lineal el modelo más representativo fue el modelo 3, resultando bastante adecuado para representar la respuesta real de la presa, en la Fig.2a se muestran los resultados calculados para el sismo del 29/03/2008.

Para la calibración final del modelo se realizó un análisis no lineal, considerando el modelo no lineal incorporado dentro del programa QUAKE/W de GEOESTUDIO 2007. Se consideraron las propiedades del modelo 3 y los sismos del 15/02/2005 y del 29/03/2008, el espectro de respuesta calculado para el sismo del 29/03/2008 se muestra graficado junto al espectro de respuesta real en la Fig.2b En la Tabla 3 se muestran las aceleraciones espectrales reales y las calculadas para el sismo del 29/03/2008.

Tabla 3 – Aceleraciones espectrales reales y calculadas (en gals) para el sismo del 29/03/2008

	Primer Modo	Segundo Modo
Espectro real	63.75	74.47
Espectro calculado	60.00	63.24
Error (%)	5.80	15.08

4. ANÁLISIS DINÁMICO DE LA PRESA YURACMAYO PARA EL SISMO DE DISEÑO.

Como primera etapa de análisis se realizó el análisis de estabilidad estático y pseudoestático para las distintas condiciones en la vida de la presa. Estas condiciones fueron:

- Final de la construcción.
- Flujo establecido.
- Vaciado rápido.

El coeficiente pseudoestático empleado fue de 0.21g, el cual corresponde a la mitad de la aceleración pico calculada por los proyectistas... Los resultados obtenidos para el análisis de estabilidad estático y pseudoestático se muestran en la Tabla 4.

Tabla 4 – Factores de seguridad calculados para el análisis de estabilidad estático y pseudoestático

Condición	Talud Aguas Abajo		Talud Aguas Arriba	
	Estático	Pseudo-Estático	Estático	Pseudo-Estático
Al Final de la Construcción	2.10	1.21	2.42	1.41
Infiltración Constante	2.08	1.11	---	---
Desembalse Rápido	---	---	2.00	1.08

El análisis de respuesta sísmica se realizó con las componentes horizontales de dos sismos: El sismo de Lima-Perú de Octubre de 1974 con su componente N 82º 0, y el sismo de Moquegua de junio del 2003, estos sismos fueron escalados al valor pico de aceleración en la base rocosa. Los valores de los parámetros dinámicos a emplear son los mostrados en la Tabla 5 y corresponden a los valores correspondientes al modelo calibrado.

Tabla 5 – Parámetros dinámicos para los materiales de la Presa Yuracmayo

Material.	Gmax (KN/m2)	E(KN/m2)		ξ
Dep. Aluviales	1.42E+05	3.69E+05	0.3	0.05
Fluvio lagunar	2.10E+05	5.45E+05	0.3	0.05
Lagunar	2.34E+05	6.09E+05	0.3	0.05
Roca(To-I)	3.30E+06	8.24E+06	0.25	0.05
Roca(To-II)	2.54E+06	6.45E+06	0.27	0.05
E. aguas arriba	1.74E+05	4.70E+05	0.35	0.05
E. aguas abajo	1.74E+05	4.70E+05	0.35	0.05
Filtro	1.88E+05	5.08E+05	0.35	0.05
Dren	1.88E+05	5.08E+05	0.35	0.05
Núcleo	1.88E+05	5.08E+05	0.35	0.05
Aluviones	7.83E+04	2.03E+05	0.3	0.05

Los valores calculados de aceleraciones y desplazamientos para los sismos considerados se muestran en la Tabla 6.

Tabla 6– Aceleraciones y desplazamientos obtenidos considerando el sismo de Moquegua (06/2001) y el sismo de Lima (10/1974).

	Sismo de Moquegua	Sismo de Lima
Aceleración en la cresta (cm/s ²)	625.40	587.56
Desplazamiento total en la corona (cm)	25.00	20.12

ANÁLISIS DE DEFORMACIONES PERMANENTES

Para realizar este análisis se consideró ocho superficies potenciales de falla, cuatro de ellas ubicadas en el talud aguas arriba y las demás ubicadas en el talud aguas abajo. Por la configuración geométrica existente, para el talud aguas arriba se consideró las superficies que pasan de la corona o cresta a 1/4, 1/2, 3/4 y 1 de la altura total, las proporciones de alturas a considerar para el talud aguas abajo son de 0.16, 0.32, 0.49 y 0.65. Se calculó la aceleración de fluencia, γ_K , para cada una de estas superficies potenciales de deslizamiento. Para esto se empleó el programa SLIDE. En la Tablas 73 y 84 se detallan las aceleraciones de fluencia para las superficies consideradas. A continuación se realizó el cálculo de deformaciones permanentes por el método de Makdisi y Seed y el método de Newmark.

Tabla 7 – Aceleración de Fluencia (γ_K) de las superficies potenciales de falla para el talud aguas arriba.

Profundidad/Altura Tota(y/H)	Aceleración de Fluencia (Ky)
	Talud Aguas Arriba
¼	0.350
½	0.300
¾	0.280
1	0.260

Tabla 8 – Aceleración de Fluencia (γ_K) de las superficies potenciales de falla para el talud aguas abajo.

Profundidad/Altura Tota(y/H)	Aceleración de Fluencia (Ky)
	Talud Aguas Abajo
0.16	0.380
0.32	0.340
0.49	0.300
0.65	0.270

En las Tablas 95 y 106 se presentan las deformaciones permanentes para cada una de las profundidades de las superficies potenciales de deslizamiento consideradas aplicando el método de Makdisi y Seed. Así mismo la Tabla 11 muestra las deformaciones para el talud aguas arriba considerando ambos sismos y aplicando el método de Newark, la Tabla 12 muestra los mismos resultados para el talud aguas abajo

Tabla 9 – Desplazamientos permanentes calculados por el Método de Makdisi y Seed Sismo Moquegua – Perú 23/06/2001.

$$M_s=8.00 \quad \ddot{U} = 1.060g \quad T_0 = 0.691s$$

A. Talud Aguas Arriba

h/H	Ky	Kmax/ \ddot{u}_{max}	Kmax	Ky/Kmax	$\ddot{u}/g \cdot T_0 \cdot K_{max}$	U (m.)
0.250	0.350	0.850	0.901	0.389	0.105	0.641
0.500	0.300	0.600	0.636	0.472	0.070	0.302
0.750	0.280	0.440	0.466	0.600	0.036	0.114
1.000	0.260	0.350	0.371	0.701	0.010	0.025

B. Talud Aguas Abajo

h/H	Ky	Kmax/ümax	Kmax	Ky/Kmax	ü/g*ToKmax	U (m.)
0.16	0.38	0.96	1.017	0.373	0.110	0.759
0.32	0.34	0.78	0.827	0.411	0.095	0.533
0.49	0.30	0.60	0.636	0.472	0.070	0.302
0.65	0.27	0.50	0.530	0.509	0.065	0.234

Tabla 10 – Desplazamientos permanentes calculados por el Método de Makdisi y Seed – Sismo Lima – Perú 03/10/1974.

$$M_s=8.00 \quad \ddot{U} = 1.234g \quad T_0 = 0.666s$$

A. Talud Aguas Arriba

h/H	Ky	Kmax/ümax	Kmax	Ky/Kmax	ü/g*ToKmax	U (m.)
0.250	0.350	0.850	1.049	0.334	0.122	0.836
0.500	0.300	0.600	0.740	0.405	0.100	0.484
0.750	0.280	0.440	0.543	0.516	0.055	0.195
1.000	0.260	0.350	0.432	0.602	0.036	0.102

B. Talud Aguas Abajo

h/H	Ky	Kmax/ümax	Kmax	Ky/Kmax	ü/g*ToKmax	U (m.)
0.16	0.380	0.960	1.185	0.321	0.125	0.968
0.32	0.340	0.780	0.963	0.353	0.115	0.723
0.49	0.300	0.600	0.740	0.405	0.100	0.484
0.65	0.270	0.500	0.617	0.438	0.074	0.298

Tabla 11 – Deformaciones permanentes (cm) calculadas por el Método de Newmark para el talud aguas arriba de la presa Yuracmayo considerando los sismos de Lima (1974) y Moquegua (2001).

h/H	Sismo de Lima 10/74	Sismo de Moquegua 06/01
1/4	53.00	32.11
1/2	45.44	28.80
3/4	19.46	3.72
1	4.19	1.94

Tabla 12 – Deformaciones permanente(cm) calculadas por el Método de Newmark para el talud aguas abajo de la presa Yuracmayo considerando los sismos de Lima (1974) y Moquegua (2001).

h/H	Sismo de lima 10/74	Sismo de Moquegua 06/01
0.16	36.10	29.82
0.32	34.30	16.19
0.49	0.70	1.96
0.65	0.017	0.60

Así mismo siguiendo la metodología de Swiasgood (2003), se determinó los índices de daño que se resumen en la Tabla 13 y se muestran gráficamente en la Figura 3, para los sismos de Lima(1974) y Moquegua(2001). De acuerdo a los índices calculados, se espera que la presa sufra daños menores al ser sometida a los sismos considerados.

Tabla 13 – Evaluación cualitativa de daños en la presa Yuracmayo para los sismos de Moquegua y Lima, considerando la metodología de Swiasgood (2003).

	Sismo de Moquegua	Sismo de Lima
PGA	0.42g	0.42g
%STLMT	0.052	0.039
Grado de daño	Menor	Menor

SECCIÓN DE ANÁLISIS

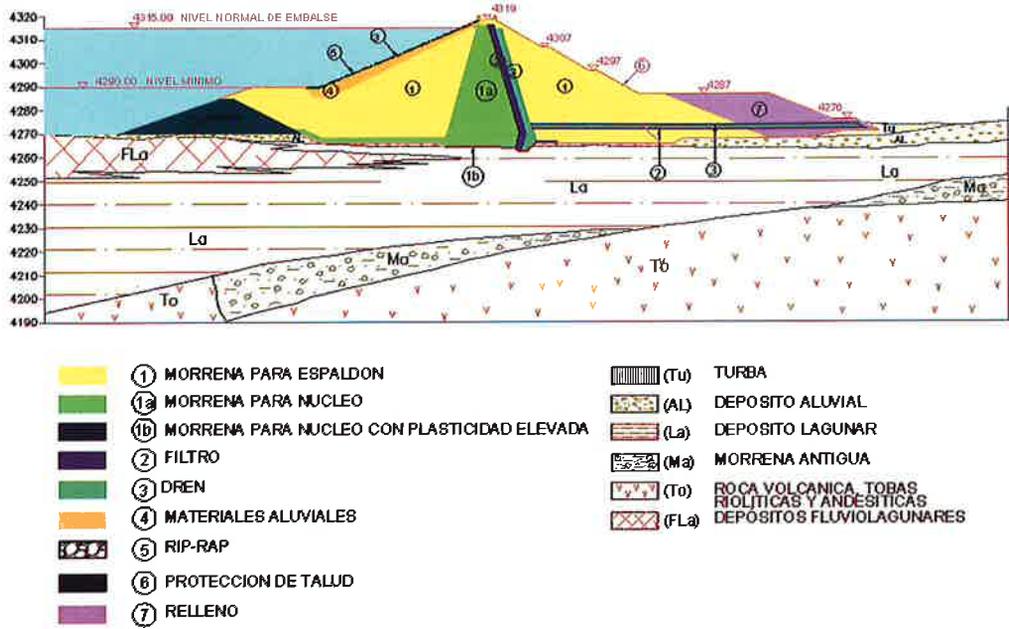


Fig. 1 : Materiales en la sección de análisis considerada



Fig. 2 : Comparación del espectro de respuesta calculado para el modelo más representativo (modelo 3) respecto al espectro de respuesta real, considerando el sismo del 29/03/2008 izquierda: modelo equivalente lineal. Derecha: modelo no lineal

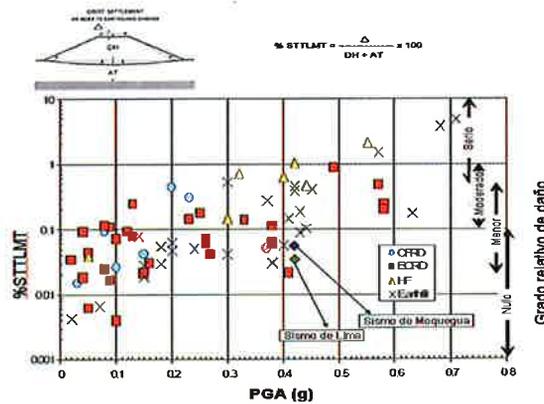


Fig.3: Evaluación del daño potencial de la presa Yuracmayo al ser sometida a los sismos de Moquegua (2001) y Lima (1974), considerando la metodología de Swiasgood (2003). Δ es el asentamiento en la corona, DH es la altura de la presa y AT es el espesor del material hasta la roca.

EVALUACIÓN DE VULNERABILIDAD A LOS PELIGROS NATURALES DE LA VÍA DE EVITAMIENTO DE ABANCAY

Tesista: FRANK ANTONIO MERINO CÁRDENAS

La presente tesis comprende la evaluación de vulnerabilidad a los peligros naturales de la Vía de Evitamiento de Abancay, así como las medidas estructurales cuantificadas para reducir dichos factores que atenten al buen desempeño de la carretera durante su vida útil; como política para reducir la vulnerabilidad de la carretera se prestó particular atención a los efectos de la geodinámica externa y se replanteó el diseño geométrico en planta con el uso de las curvas de transición y perfil longitudinal haciendo uso de las normas técnicas peruanas del Ministerio de Transportes y Comunicaciones.

La evaluación de vulnerabilidad tomó en cuenta la recopilación de información concerniente a la vulnerabilidad en carreteras, mapa de peligros naturales del Perú que permitió identificar los deslizamientos de la zona; luego con la información obtenida se realizó un reconocimiento de campo tomando nota de los tramos vulnerables e identificando los puntos críticos. Haciendo uso de la metodología desarrollada por la USDOT en los países centroamericanos, se asignó los niveles de peligro a cada tramo identificado como vulnerable; luego aplicando la ecuación de ponderación se determinó que la vulnerabilidad de la Vía de Evitamiento de Abancay en términos cualitativos es de nivel moderado.

La información básica utilizada consiste en el mapa de peligros naturales, mapa de red vial, mapa de sismicidad y mapa de erupciones volcánicas (Identificación de Peligros Naturales); en el que se concluyó que los deslizamientos es el único peligro que afecta a la Vía de Evitamiento.

Después de analizar la información básica, se realizan visitas de campo, donde se recorrió la carretera en su totalidad, con el fin de verificar y cuantificar la longitud vulnerable a los peligros naturales.

LEVANTAMIENTO DE CAMPO Y TRAMOS VULNERABLES

Se procede a realizar el reconocimiento de campo en toda la ruta de la vía con el objeto de cuantificar la longitud vulnerable en los diferentes segmentos de los tramos de carretera, e identificar las zonas o tramos críticos.

En el reconocimiento de campo se toma nota de: tipo de roca y/o suelos, acuíferos, pendientes, precipitaciones y fotografías que ayudaran a describir mejor la zona (ver figura N° I.1)

Figura N° I.1

**Prog. 00+100
Levantamiento
de campo**



Realizado el trabajo en campo se procede al procesamiento de datos en gabinete dando como resultado la longitud vulnerable a los deslizamientos en sus respectivas progresivas, como se indica en el cuadro N° I.1.

Cuadro Nº I.1

Longitud vulnerable a los peligros naturales

Progresiva	Longitud (ml)	Longitud Vulnerable a Deslizamientos (m)
Km 00+00 - 00+100	100	50
Km 00+100 - 00+200	100	20
Km 00+200 - 00+300	100	50
Km 00+300 - 00+400	100	30
Km 00+400 - 0+500	100	-
Km 00+500 - 00+600	100	100
Km 00+600 - 00+700	100	100
Km 00+700 - 1+00	300	-
Km 1+00 - 1+100	100	50
Km 1+100 - 1+400	300	-
Km 1+400 - 1+500	100	65
Km 1+500 - 1+600	100	75
Km 1+600 - 1+700	100	100
Km 1+700 - 1+800	100	50
Km 1+800 - 1+900	100	70
Km 1+900 - 2+00	100	30
Km 2+00 - 2+800	800	-
Km 2+800 - 2+900	100	100
Km 2+900 - 3+000	100	100
Km3+000 - 3+3000	300	-
Km 3+300 - 3+400	100	30
Km 3+400 - 3+500	100	40
Km 3+500 - 3+600	100	50
Km 3+600 - 3+700	100	40
Km 3+700 - 3+800	100	50
Km 3+800 - 3+900	100	45
Km 3+900 - 4+000	100	-
Km 4+000 - 4+700	700	-
Km 4+700 - 4+800	100	50
Km 4+800 - 4+900	100	100
Km 4+900 - 5+000	100	65

Progresiva	Longitud (ml)	Longitud Vulnerable a Deslizamientos (m)
Km 5+00 - 5+100	100	-
Km 5+100 - 5+200	100	100
Km 5+200 - 5+300	100	60
Km 5+300 - 5+400	100	-
Km 5+400 - 5+500	100	50
Km 5+500 - 5+700	200	-
Km 5+700 - 5+800	100	100
Km 5+800 - 5+900	100	55
Km 5+900 - 6+000	100	-
Km 6+000 - 6+700	700	-
Km 6+700 - 6+800	100	80
Km 6+800 - 7+000	200	-
Km 7+000 - 7+400	400	-
Km 7+400 - 7+500	100	40
Km 7+500 - 8+000	500	-
Km 8+000 - 8+800	800	-
Km 8+800 - 8+900	100	80
Km 8+900 - 9+00	100	62
Km 9+00 - 9+142.51	142,51	38
TOTAL	9142,51	2125
PORCENTAJE	100%	23%

Fuente: Elaboración propia

De los 9.14 Km de carretera, 2125m es vulnerable a los deslizamientos que representa el 23% de la vía; 0% vulnerable a sismos, 0% vulnerables a inundaciones y 0% vulnerable a erupciones volcánicas, por consiguiente se puede decir que el 77% de la vía es relativamente estable.

El cuadro N° I.1 representa una identificación general de los tramos vulnerables de acuerdo a sus respectivas progresivas, que será útil para plantear las obras de prevención.

Una vez identificado los tramos vulnerables de la Vía de Evitamiento, como se mostró en el cuadro N° I.1, se procede a categorizar el nivel de peligro; para ello, la vía se divide en tramos de 1Km.

Para asignar el nivel de peligro a cada tramo se hace uso de los parámetros establecidos en el cuadro N° I.3, donde se indica los criterios básicos, y con los datos tomados en campo se asignan los niveles de peligro a cada tramo.

ASIGNACIÓN DEL NIVEL DE PELIGRO

Para la evaluación de vulnerabilidad, el cuadro N° I.1 se procede a dividir en tramos de 1Km, donde se indica la longitud vulnerable y el nivel de peligro asignado según el cuadro N° I.3; tal como se muestra en el cuadro N° I.2

Cuadro N° 1.2
Longitud vulnerable y nivel de peligro por tramos

Tramos	longitud (m)	progresiva	longitud vulnerable a deslizamientos (m)	% afectado	nivel de peligro
Tramo 1	1000	00+000 - 1+000	350	35	2
Tramo 2	1000	1+000 - 2+000	440	44	2
Tramo 3	1000	2+000 - 3+000	200	20	3
Tramo 4	1000	3+000 - 4+000	255	26	2
Tramo 5	1000	4+000 - 5+000	215	22	1
Tramo 6	1000	5+000 - 6+000	365	37	3
Tramo 7	1000	6+000 - 7+000	80	8	3
Tramo 8	1000	7+000 - 8+000	40	4	2
Tramo 9	1142,51	8+000 - 9+145,51	180	16	1

Fuente: Elaboración propia

El cuadro N° 1.2 muestra que el tramo 2 tiene mayor longitud vulnerable a deslizamientos con 440m, respecto al resto de tramos; esto no implica necesariamente que sea el tramo crítico ya que el nivel de peligro es 2.

Cuadro N° 1.3
Mapa temático de niveles de peligro

Peligro	Nivel Moderado 1	Nivel Medio 2	Nivel Alto 3	Nivel muy Alto 4
Volcánico	Este nivel de peligro está condicionado a la cantidad de cenizas emitidas durante la erupción y a las condicionantes atmosféricas y dirección de los vientos.	Nivel condicionado a las caídas de los piroclastos de diferentes tamaños. Estos tamaños son función de la granulometría. Va desde arenas hasta cenizas.	Se aplica a erupciones de tipo estrombolianas o plinianas, áreas afectadas a los flujos de lavas, gases y posibles nubes ardientes. y bombas.	Determinantes en zonas próximas a conos volcánicos, emisión de gases, lava o explosiones violentas, gran volumen de piroclastos.
Deslizamiento	Zonas con rocas masivas sin estratificación, baja o nula permeabilidad que impide la meteorización profunda y limita los procesos de desmoronamiento del conjunto. Pendientes menores del 3 % y precipitaciones menores a 150 mm/año.	Zonas con rocas sedentarias y metamórficas, incluyendo calizas, pizarras y areniscas. Posibilita el almacenamiento de agua, la meteorización y la fracturación. Pendientes entre 3 y 10%, propiciando las condiciones de deslizamientos. Precipitaciones entre 150 y 200 mm/año.	Zonas volcánicas con diferentes capas la permeabilidad, consistencia y fracturación. Las condiciones morfológicas y el clima inciden sobre la estabilidad de los materiales. Pendientes oscilan entre 11 y 25 %. Precipitaciones de 300 mm/año y también se encuentran depósitos aluviales.	La roca tiene la consistencia de una arcilla. Fracturación intensa. Zonas propicias para el almacenamiento de agua. Los suelos presentan rocas altamente meteorizadas. Pendientes mayores al 25% y las precipitaciones mayores a los 300 mm/año.
Sismicidad	La magnitud del sismo es menor de 3 en la escala de Richter, la profundidad de epicentros entre 100 y 300 km, sismos difícilmente perceptibles por la población.	Los sismos oscilan entre 3 y 4 en la escala de Richter, la profundidad de los epicentros varía entre 30 y 100 km.	Los sismos oscilan entre 4 y 5 en la escala de Richter y la profundidad de los epicentros de 0 a 30 km.	Sismos mayores que 5 en la escala de Richter y la profundidad de los epicentros varía entre 0 y 30 km.

Inundaciones	Áreas que presentan un relieve menor del 2%, las precipitaciones menores a los 150 mm/año, el suelo presenta mayor capacidad de retención debido a la existencia de bosques.	Las precipitaciones oscilan entre 150 y 200 mm/año, presentan un relieve entre el 2 y el 10%, la capacidad de retención de los suelos es poca, en algunas áreas el régimen hidrológico ha sido alterado y hay presencia de deforestación.	El relieve oscila entre el 10 y 25%, las precipitaciones entre 200 y 300 mm/año, existe una fuerte erosión de los suelos.	Las precipitaciones son mayores a los 300 mm/año, el relieve es mayor del 25% y la capacidad de retención de los suelos es poca o nula, ya que los terrenos se dedican a la labor intensiva.
Densidad de Población	1 Hab./ ha	2 Hab./ ha	3 Hab./ ha	> 3 Hab./ ha

Fuente: Perfil de Vulnerabilidad de la Carretera Panamericana Nicaragua, 2000.

En la figura N° 1.2 se muestra el potencial de deslizamiento que podría tener el talud de material arcilloso suelto, a una eventual saturación del suelo debido a las altas precipitaciones pluviales en los meses de enero a marzo.

Figura N° 1.2

**Prog. 01+600
Talud de corte
de material
arcilloso
propenso a
deslizarse**



El tramo crítico será aquel que presente el mayor nivel de peligro, es decir los tramos 3, tramo 6 y tramo 7 con un total de 645m de longitud vulnerable que representa el 7% de la vía; con un nivel de peligro 3, tal como se muestra en las figuras N° 1.3 y N° 1.4.

Figura N° 1.3

**Tramos críticos
altamente
vulnerables**



Figura N° 1.4

Material suelto no consolidado, talud inestable



Conocidas las longitudes vulnerables y el nivel de peligro de cada uno de los tramos respectivamente; se hace la sumatoria de longitudes vulnerables de los tramos que tengan igual nivel de peligrosidad resumidos en una matriz que se presenta en el cuadro N° 1.4.

DETERMINACIÓN DEL NIVEL DE VULNERABILIDAD

Para determinar el nivel de vulnerabilidad de la vía, se agrupa aquellos tramos de igual nivel de peligro que se muestra en la matriz del cuadro N° 1.4.

Cuadro 1.4
Resumen longitud vulnerable y nivel de peligro

Tramos	Longitud Vulnerable a Deslizamientos (m)	% afectado	Nivel de Peligro	Densidad Poblacional
Tramo 5 y 9	395	4,32%	1	3
Tramo 1, 2, 4 y 8	1085	11,87%	2	
Tramo 3, 6 y 7	645	7,05%	3	
Tramos estables	7017,51	76,76%	1	
TOTAL	9142,51	100,00%		

Fuente: Elaboración propia

Los tramos relativamente estables representa el 76,76% de la vía, resulta de la sumatoria de las diferencias y/o complemento aritmético de longitudes calificados como vulnerables según el cuadro N° 1.2.

Estos tramos consideramos como estables, o no vulnerables a los deslizamientos son aquellos que presentan una topografía de moderada pendiente como se puede apreciar en la figura N° 1.5

Figura N° 1.5

Talud estable, con pendiente y altura moderada



Se concluye evaluando en la ecuación (1) la matriz del cuadro N° VI.3.

$$V = \delta * \sum_{i=1}^{n=4} P_i * \%L \dots\dots\dots (1)$$

Donde:

δ : Densidad poblacional

P: peso correspondiente a cada nivel de peligro (cuadro N° III.1)C

%L: Porcentaje de longitud de carretera afectada

i : 1.2.3.4 (nivel de peligro)

Evaluando la ecuación (1)

$$V = (1 \times 4.32 + 2 \times 11.87 + 3 \times 7.05 + 1 \times 76.76) \times 3 = 377.91$$

Con este resultado 377.91 se ingresa al cuadro N° I.5 que corresponde a un rango de vulnerabilidad moderado, puesto que 377.91 es menor que 400 tal como se define en el cuadro N° I.5.

Cuadro I.5
Rangos de vulnerabilidad

Vulnerabilidad	Rango
Moderado	$V < 400$
Media	$401 < V < 1600$
Alta	$1601 < V < 3600$
Muy Alta	$3601 < V < 6400$

Fuente: Perfil de Vulnerabilidad de la Carretera Panamericana Nicaragua, 2000.

Entonces la vulnerabilidad de la Vía de Evitamiento de Abancay es moderada; esto no representa mayor riesgo en la infraestructura del transporte, con excepción de los meses de altas precipitaciones pluviales donde podría ocasionar cierto efecto a la carretera.

Una vez evaluada la vulnerabilidad de la mencionada vía se plantea las obras de prevención para reducir la vulnerabilidad de la vía; dichas obras comprenden estratégicamente a aquellos tramos identificados como vulnerables; así también se presenta el presupuesto que demandará la construcción de las mencionadas obras, lo cual permitirá completar el proyecto a nivel de perfil que demande la intervención; se adjunta los planos respectivos.

Estas propuestas de reducción de vulnerabilidad en el sistema de transporte se deben implementar en los proyectos a nivel de factibilidad; con lo cual se estaría optimizando los costos de mantenimiento y rehabilitación de las carreteras; ya que si una vía es altamente vulnerable, demandará elevados costos de construcción, mantenimiento y rehabilitación.

USO DE LA RUTA CRÍTICA EN LA OPTIMIZACIÓN EN EL ESTUDIO DE MODELOS HIDRÁULICOS FÍSICOS

Tesista: MARÍA JESÚS SALVADOR RICRA

El estudio en modelo hidráulico físico permite investigar el funcionamiento de una estructura hidráulica e identificar los errores en el diseño; a un costo reducido y la posibilidad de poder manejar a voluntad y requerimiento las diferentes ocurrencias que la naturaleza presenta. Los Tipos de modelos hidráulicos físicos son de Fondo Fijo o Rígido y de Fondo Móvil, que comprenden diferentes tipos de modelos.

Problemas que se presentan en el Estudio de Modelos Hidráulicos Físicos: Escasez de datos básicos de campo; Términos de Referencia, legislados bajo régimen de Construcción Civil, que no permiten completar los ensayos necesarios porque su alcance inicial es limitado generalmente por la Entidad solicitante; Problema de la administración de los recursos internos del Laboratorio y el monto mínimo asignado a la Investigación; Problema del tiempo.

Contribución a la Solución del Problema: Problemas que se pueden resolver con el Uso de la Ruta Crítica en el Estudio de Modelos Hidráulico Físicos para su Optimización, donde se pretende contribuir con el presente tema de tesis y; Problemas que se pueden resolver cambiando algunos conceptos administrativos legales vigentes, cuya modificación podría minimizar los tiempos de ejecución del Estudio, solución que escapa a los alcances del presente tema.

Para la optimización, la Investigación debe resolver las siguientes interrogantes: ¿fecha esperada de terminación de la Investigación?, ¿Fechas de inicio y terminación de cada actividad específica?, ¿Qué actividades son críticas, que deben terminar según fueron programadas para cumplir el termino total de la Investigación?, ¿Cuánto pueden demorar las actividades no críticas y no retrasar la fecha de conclusión total de la Investigación?, etc.

Se recurre al uso de modelos matemáticos de la Investigación de Operaciones: modelos de programación lineal, para formular y resolver los problemas de distribución de tiempo. Se usa modelos de Redes, específicamente el PERT/CPM, llamado Método de la Ruta Crítica, que es un modelo de decisión con incertidumbre determinística y probabilística a la vez.

FUNDAMENTO TEÓRICO

Es la Teoría de Similitud o de Semejanza. Para determinar como funcionará una estructura en el ambiente natural que se le sitúa. Se aparenta su funcionamiento, se formula el problema hidráulico y se determina las variables fundamentales del fenómeno: Presión, Longitud, etc. Como modelo y prototipo deben ser regidos por las mismas leyes físicas, tenemos que existirá semejanza o similitud, que uno o unos determinados parámetros serán los mismos en modelo y prototipo. Para la semejanza dinámica estricta los números de Mach, Reynolds, Froude y Weber deben ser iguales en modelo y prototipo. El que se cumpla todos estos requisitos es imposible de conseguir excepto cuando la escala sea 1:1. Cómo mínimo los parámetros adimensionales de importancia deben ser iguales en ambos. Los resultados que se obtienen con dicho empleo de modelos incompletos son a menudo suficientes para representar el fenómeno con el detalle deseado. Escogido adecuadamente el criterio de similitud, es decir que fuerza o fuerzas es dominante, se puede decidir que escala hay que elegir para el modelo.

PROCEDIMIENTO DEL PROCESO DE INVESTIGACIÓN

Un Modelo, es la abstracción de la realidad que refleja el comportamiento de un fenómeno o proceso. Las etapas del desarrollo de un modelo de simulación: Se parte de la HIPÓTESIS que es el PROYECTO de la Entidad solicitante del modelo, para saber si el PROYECTO funciona o refutarla mediante las normas establecidas por el método científico. El investigador podría valerse de una MATRIZ CAUSA-EFECTO, etc. Contar con BASE DE DATOS, para hacer un DIAGRAMA CONCEPTUAL que integra la teoría con la práctica. Lo que se ejecuta son MODELOS FÍSICOS HIDRÁULICOS, que requiere de un ESQUEMA DE EJECUCIÓN. Para que el modelo se comprenda como verdadero es necesario la VERIFICACIÓN, también saber cuan sensible es el modelo, esto es el ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD, para que el modelo cumpla con los requisitos de la Validación, requiere además una completa CALIBRACIÓN, para lo cual es importante contar con DATOS HISTÓRICOS del prototipo, que es parte de la BASE DE DATOS. Para completar el desarrollo del modelo es necesaria la VALIDACIÓN del mismo, esta validación necesita de DATOS NUEVOS, que son los provenientes del instrumental, o de otras partes que el proceso requiera. Con los reportes del funcionamiento del modelo se puede tener un PRONÓSTICO DE TENDENCIAS del prototipo. Por último, en el mayor grado de la investigación, se podría realizar EXPERIMENTOS VIRTUALES. Los datos se obtienen a través de Métodos de Medición e Instrumentación: Limnómetro, oscilógrafos, vertederos, Canal de Parshall, etc. Métodos de medición de la sal, Incorporador de Sedimentos, etc.

ETAPAS DE EJECUCIÓN DEL MODELO FÍSICO

TRABAJO PREPARATORIO

Consiste de: términos de referencia (identificación del estudio, puntos a investigar, límites del proyecto de investigación, su objetivo, descripción de los trabajos a ejecutar, Cronograma de Ejecución, etc. Y otros como pagos, reajustes, plazos, recursos, etc.); datos de campo; método de solución (modelo físico, modelo numérico, un "híbrido", criterios de análisis y condiciones de similitud, posiblemente las variables); número (cantidad de modelos que será necesario ejecutar para determinada investigación) y tipo de modelo (fondo fijo o fondo móvil); escala final; material; trabajo (tiempos de ejecución de las actividades, herramientas, equipos, logística); espacio y, finalmente las demoliciones. Conocido todo lo anterior podemos hacer la Planificación de la experimentación, la programación de todas las actividades y traducirlo en un programa de computación y además un Presupuesto de Referencia.

CAMPAÑA DE MEDICIONES

Datos para el Diseño del Modelo: Del prototipo primero y del estudio también. Las campañas de medidas intervienen antes de la construcción del modelo, la información necesaria se presenta en dos grupos: Condiciones del estado del lugar, topografía e hidrografía y, Arreglo del modelo y condiciones admisibles de operación. Se toman Medidas para la Calibración y Medidas en los Ensayos. Para ello es necesario un Programa de manejo de Base de datos.

SELECCIÓN DE ESCALA

Elección de la Ley de Escala: Escogido el criterio de similitud, qué fuerza (o fuerzas) es (o son) dominante (s), se decide qué Ley de Escala a usar. El parámetro elegido (o cuando más 2 parámetros elegidos), deben ser iguales en prototipo y en modelo. Esta Ley de Escala determinará las diferentes escalas a trabajar. La Ley de Escala puede ser: de Froude (Movimiento fluido causado por la gravedad); de Reynolds (por la viscosidad); de Weber (la tensión superficial). Otras Leyes de Escala: Cauchy o de Mach, de Euler, número de Karman. De acuerdo a la ley decidida deducimos todas las demás escalas a usar. El número adimensional elegido es lo que conocemos como PCI (Parámetro Característico de la Información). Así, Número de Froude F , de Reynolds R , de Weber W .

En el modelo aparecen ciertos efectos no deseados, son los llamados efectos de escala. También se Distorsionan los modelos, entre las escalas horizontal y vertical, para mejor observación. Hay modelos donde no puede haber distorsión.

CONSTRUCCIÓN DEL MODELO FÍSICO

Construcción del modelo: Consiste en fabricar las condiciones de límites. El montaje de todo el circuito hidráulico (cisterna, sistema de bombeo, etc.) y también los instrumentos. En el LNH, las condiciones hidráulicas de los límites se logran sobre la base de las Instalaciones del propio Laboratorio.

Abastecimiento de agua: De la Cisternas al tanque elevado, de allí a los tanques medidores de caudales, de acuerdo al modelo se instalan pozas de disipación. El abastecimiento puede ser de frente si modelo el es "permanente" o a través de la Máquina Generadora de Olas MGO si es "impermanente".

Para la construcción se usan diversos materiales: Vidrio, vidrio acrílico, madera, tuberías PVC, piedra, cemento, etc. Se reproduce el fondo rígido sobre relleno de confitillo; ó fondo móvil, se usa la arena como material de arrastre, dándose las características de pendiente y rugosidad correspondientes al modelo.

Decantación y Retorno del Agua al Sistema de Almacenamiento del Laboratorio: El agua usada para el estudio regresa a la cisterna después de limpiarla de los sólidos usados para el Estudio, esto se hace a través de un sistema de Decantación propio del LNH.

Si el proyecto estudiado y finalizado ha tenido el tiempo de madurar en todas sus fases: técnica, política, financiera y económica; se efectúa la Demolición.

AJUSTE O CALIBRACIÓN DEL MODELO FÍSICO.

Esta basada en la medición de variables físicas en el modelo. Es la explotación del modelo, en estado natural. Permite determinar el valor de los errores del modelo como instrumento de medición. Las Magnitudes medidas son: nivel, velocidad de escurrimiento, temperatura, presión, salinidad, etc.; con las cuales se puede retocar las condiciones de límites. En el LNH: Para las instalaciones o estructuras, consiste en estudios o ensayos preliminares para apreciar el funcionamiento y definir las modificaciones más importantes de la estructura. Para estructuras cuyo estudio demanda arrastre de sedimentos; se equilibran los fenómenos de erosión, alimentando la corriente con material de arrastre.

ENSAYOS

Ya el modelo semejante al prototipo, las tareas de los ensayos son las mismas que para su calibración. En el LNH, se investiga siguiendo un esquema propio fruto de la experimentación de muchos años. Conclusiones y recomendaciones, es la síntesis que el investigador hace como INTERPRETACIÓN DE LOS RESULTADOS
RUTA CRÍTICA EN EL ESTUDIO DE MODELOS

PLANTEAMIENTO Y CUESTIONES PREVIAS

En la presente tesis se toma como referencia los Estudios en Modelos Hidráulicos realizados dentro del Laboratorio Nacional de Hidráulica.

Al programar la planificación se tiene una información básica para definir la Ruta Crítica. Previo al desarrollo de la Programación, se ve: Aspectos: técnico (conocimientos adecuados para resolver el problema), humano, Variable gestión (catalizador que permite que el resto de los elementos se comporten adecuadamente. Elementos fundamentales de gestión: Planificación y Control, La Gestión de los Recursos Humanos, El Jefe de Proyecto o Investigador.)

PLANIFICACION Y CONTROL, comprende: Etapas; Características; Objetivo, desde el punto de vista del Resultado, Coste y Plazo; Programación; Identificación y Descripción de las Actividades y su interdependencia, se elabora una Lista de Actividades lo mas completa posible.

ASIGNACIONES DE TIEMPO

De acuerdo con datos de: Recursos asignados a la actividad, y técnicas para la estimación de duración de actividades, se puede tener una Primera lista de actividades con tiempos de actividad esperada, en días. Se presenta el diagrama de red con los tiempos esperados para cada actividad, asignándoles una duración t_i .

Cálculo de la Ruta Crítica: El tiempo total de trabajo que se necesita para terminar el proyecto completo sería de t días (sumando los tiempos esperados de las actividades separadas). Pero como se pueden realizar actividades al mismo tiempo, este tiempo puede ser menor que esos t días. Para obtener una predicción del tiempo mínimo requerido como duración del proyecto en su totalidad debemos encontrar lo que se llama la ruta crítica de la red.

Para terminar el proyecto, deben realizarse las actividades de todas las rutas. Entonces se puede ver que el Estudio llevará al menos t' días para completarse. Se trata de determinar la ruta más larga que vaya del principio al final. Esta, llamada ruta crítica, determina la duración total del proyecto. Si las actividades de la ruta más larga se demoran, el proyecto íntegro se demorará. Por tanto las actividades de esta ruta crítica son actividades críticas del proyecto que deberán cumplirse "a tiempo". Las actividades de la ruta crítica, tienen holgura nula.

El tiempo mínimo es de t' días, que es la suma de los tiempos de la ruta crítica. En un Estudio en Modelo Hidráulico la mayor parte de las actividades son críticas. Sin embargo al hacer las aplicaciones se verá que estas actividades se pueden acortar o resumir.

Modelo Matemático de Programación Lineal: Se puede plantear la Obtención de la Ruta Crítica como una solución a un problema de Programación Lineal, para lo cual se utiliza el Diagrama de Red PERT/CPM, las actividades y el tiempo de duración de las actividades; se formula el Modelo Matemático de Optimización; y se resuelve mediante el programa informático LINNEAR INTEGER DISCRET OPTIMIZER (LINDO); para la formulación del modelo matemático se define la variable X_{ij} como la variable del tiempo de duración de cada actividad del Estudio (entre los nodos i, j ; inicio y término de una actividad):

Objetivo: Encontrar el camino más largo, de entre todas las rutas que puede transitar el Proyecto, el mayor tiempo de duración, es decir la Ruta más Crítica.

Variables de Decisión: X_{ij} , variable del tiempo de duración de cada actividad.

FUNCIÓN OBJETIVO : $MAX : \sum t_i * X_{ij}$

Restricciones: Igualdades para conservación de flujo en los nodos.

Para resolver este Programa Lineal, se aplica el antedicho programa informático.

Formas de reducir la duración del proyecto

Análisis estratégico, haciendo arreglos administrativos para efectuar algunas actividades en forma distinta de cómo aparecen en la ruta crítica. Se conserva los costos los más bajos posibles. Se tiene una nueva Red. De donde se puede tener una variabilidad potencial en la fecha esperada de conclusión del Estudio.

Enfoque táctico, en este enfoque se presupone que el diagrama en curso es adecuado y trabaja para reducir el tiempo de ciertas actividades de la ruta crítica asignándoles mayores recursos. Así en algunas actividades se asignará tiempos extras, aunque aumentando los costos.

Estimaciones del tiempo de actividades: Tiempo optimista, (a , mínimo), Tiempo más probable (m , normal). Tiempo pesimista (b , máximo).

Se supone que el tiempo de actividad es una variable aleatoria que tiene una distribución de probabilidad unimodal beta. La varianza de cada actividad se usará para tener la probabilidad de terminar el proyecto total en una fecha dada.

Si el proyecto redefinido tiene un tiempo de conclusión de t'' días, esto no garantiza que en realidad se termine en ese tiempo. Si por casualidad varias actividades duran más que su tiempo esperado, el Estudio podría no terminar en los t'' días programados. Si se desea saber la probabilidad de que el Estudio se lleve a cabo dentro de los t'' días, $P\{T \leq t''\}$. $T =$ días, tiempo total que durarán las actividades de la ruta crítica.

Convertimos T a variable normal estandarizada y podemos usar la Tabla: Áreas para la Distribución Normal Estándar. Primero encontramos la desviación estándar de T ; la varianza de T . Que es la suma de las varianzas de los tiempos de las actividades de la ruta crítica cuando los tiempos de actividad son independientes. La Desviación Estándar de $T = \sqrt{\text{var } T}$. Tenemos que la media es t'' , la nueva cantidad de días que sale con la redefinición (o sea el tiempo esperado de conclusión).

Observando la Tabla - Áreas para la Distribución Normal Estándar, encontramos una respuesta decimal 0.DD, entonces DD% es la probabilidad de que la Ruta Crítica se complete en menos de t' días. Hay por lo menos una probabilidad de $(1-0.DD)$ de que el Estudio no termine en la fecha deseada. Por causa de la aleatoriedad, algunas otras rutas, consideradas como no críticas, pudieran tomar en realidad un tiempo mayor para concluirse que el de la ruta crítica.

Según como el Estudio progresa, se ajusta la carta del PERT. Mientras el Estudio revele los tiempos realmente usados, los tiempos estimados se pueden sustituir por esos tiempos reales. En casos donde hay retraso, será necesario recursos adicionales para permanecer dentro del tiempo límite.

Recursos del Laboratorio Nacional de Hidráulica: Recursos Físicos (infraestructura e instalaciones); Recursos Humanos; y Recursos Financieros. Este último es un tema controversial, porque la Financiación para la Ejecución y Estudio de un Modelo se da una vez firmado el Convenio, y la Firma del Convenio depende de la Capacidad de Gestión con los que en estos asuntos cuente la Universidad Nacional de Ingeniería; en cuanto al Recurso Gestión, la Gestión está íntimamente ligado al Sistema Administrativo de la UNI, este procedimiento es engorroso. La mejor solución pudiera ser crear un marco legal interno que permita al Laboratorio manejarse con independencia del Sistema Administrativo Contable de la Universidad para efectos de la Ejecución y Estudio en Modelos Hidráulicos Físicos. Con respecto a la Gestión para adjudicarse los Proyectos, se puede observar que depende de factores del mercado y de la trayectoria pasada y presente que el Laboratorio tiene al respecto.

Planteamiento para el Costo de un Modelo: Muy poco si lo comparamos con el costo del diseño, casi nada si se le compara con el costo total de la obra.

En otros países, se pacta la construcción del modelo, la instalación de los equipos de medición y control y la puesta en marcha. Luego se cobra una determinada cantidad por cada semana de investigación.

El coste total de proyecto será la suma del coste de todas las actividades, el plazo total del proyecto resultará del camino más largo (camino crítico) que definan las actividades y las relaciones establecidas.

Formas de reducir la duración del proyecto: Otro enfoque estratégico. Retomamos el enfoque táctico.

Reducción del tiempo de ejecución del Estudio al Menor Costo. Concepto de tiempo de Choque: Para cualquier proyecto, se usa el llamado tiempo normal. Conocemos además la ruta crítica. Se busca la aceleración o reducción del tiempo de ejecución del Estudio, para ello se debe determinar qué tareas acortar y en cuanto cada una, para lograr un tiempo mínimo. Para lo cual se formula un modelo de Programación Lineal que representa el Estudio en curso. Donde se usa el tiempo de choque para cada actividad del Estudio, que es el tiempo mínimo posible para concluir la actividad de manera realista utilizando recursos adicionales, considerando el costo para acortar cada actividad, entre sus tiempos normal y de choque.

El sistema del CPM se basa en los siguientes cuatro datos para cada actividad:

Datos de Actividad Requeridos: Tiempo normal, Costo normal, Tiempo de choque, Costo de choque: el costo requerido para lograr el tiempo de choque

También este problema se puede resolver aplicando el LINDO, se formula el modelo matemático, donde la Función Objetivo es el Costo de comprimir la red, y con las restricciones de tiempo y de costo de choque.

LA GESTIÓN DE LOS RECURSOS HUMANOS

La figura más importante la representa el Investigador del Proyecto, luego el equipo de trabajo. Además profesionales externos.

APLICACIÓN EN ESTUDIOS DE LABORATORIO

I.- Estudio en Modelo Hidráulico de las Estructuras de Captación del Río Rímac en la Toma de la Margen Derecha, de La Atarjea

II.- Estudio en Modelo Hidráulico Conexión Túnel de Descarga de la Central Hidroeléctrica Yuncán con el Desarenador de Yaupi

Para los dos casos, se presentará el Estudio como fue y, luego como pudo ser si se hubiera aplicado la Ruta Crítica. Se presenta la Lista de Actividades con una breve descripción de cada uno de los Estudios, Definiendo las que conciernen al Trabajo Preparatorio, Mediciones, Definición de Escala, Construcción del Modelo, Calibración, Ensayos, Procesamiento e Interpretación de los Resultados e Informe Final. Seguidamente se presenta las precedencias de cada actividad, las asignaciones de tiempo de las actividades, la ruta crítica y finalmente la forma de reducir la duración del Estudio. Se aplica el programa LINNEAR INTEGER DISCRET OPTIMIZER (LINDO), se establece la Ruta Crítica. Discusión sobre los resultados: El programa procesa los tiempos y las holguras. La variable de tiempo cuyo valor es 1, indica que está en la Ruta Crítica, la que tiene valor 0 no está en la Ruta Crítica. Cada variable de tiempo está asociada a una actividad.

MODELO HIDRÁULICO DE LAS ESTRUCTURAS DE CAPTACIÓN DEL RÍO RÍMAC EN LA TOMA DE LA MARGEN DERECHA, DE LA ATARJEA

Variabilidad en los Tiempos de Actividades y Asignaciones de Tiempo: De los archivos del Laboratorio, y de Entrevistas con la Ingeniera Investigadora y los ejecutantes del Proyecto, se pudo estimar los tiempos de Actividades a partir de ahí, los tiempos esperados, su desviación estándar y su varianza.

Se muestra cómo se hubiera reducido el tiempo de duración del Estudio, empleando el PERT/CPM, encontrando la Ruta Crítica de la red. Sumando los tiempos esperados, el Estudio hubiera terminado en 135 días. Pero en el desarrollo del Estudio, no todas las actividades fueron secuenciales; algunas actividades fueron simultáneas, lo que dan 117.5 días de tiempo de duración del Estudio, que incluyen el tiempo de los Términos de Referencia.

Para un nuevo enfoque estratégico se procede a trabajar con las holguras, donde la holgura es cero, son las actividades que de la Ruta Crítica. Con este nuevo enfoque el tiempo máximo de la Ruta Crítica pudo haber sido de 106 días.

Para la obtención de la Ruta Crítica, la forma más inmediata, es usando un Modelo Matemático de Programación Lineal que represente el caso en estudio. Aplicación del Programa LINNEAR INTEGER DISCRET OPTIMIZER (LINDO). La función objetivo se cumple con 106 días.

La probabilidad de que la Ruta Crítica del Proyecto se concluya a tiempo, en los 106 días, es 98.15%, y 1.85% es la probabilidad de que el Estudio no se termine en la fecha deseada

MODELO HIDRÁULICO CONEXIÓN TÚNEL DE DESCARGA DE LA CENTRAL HIDROELÉCTRICA YUNCÁN CON EL DESARENADOR DE YAUPI

Se procede del mismo modo que en el ejemplo anterior. De acuerdo a entrevistas con el Ingeniero investigador y los demás ejecutantes del Proyecto.

Cálculo de la Ruta Crítica: Sumando los tiempos esperados, el Estudio hubiera terminado en 131 días. Sin embargo, algunas actividades se realizaron al mismo tiempo, esta Red da 116 días de tiempo de duración del Estudio. Con un nuevo enfoque pudo ser de 106 días, menor que los 116 días del enfoque anterior. También se obtiene la Ruta Crítica formulando el modelo matemático de Programación Lineal. Aplicación del Programa LINNEAR INTEGER DISCRET OPTIMIZER (LINDO).

Probabilidad de concluir el proyecto a tiempo: 99,90% es la probabilidad de que la Ruta Critica se complete en los 106 días. Y 0,10% es la probabilidad de que el Estudio no se termine en la fecha deseada.

OBTENCIÓN DEL CONCRETO DE ALTA RESISTENCIA

Tesista: PATRICIA AMARILIS VILCA ARANDA

El concreto de alta resistencia es un concreto de alto comportamiento, una de las propiedades la más valiosa y la que le da versatilidad es la alta resistencia a la compresión.

La presente investigación trata de buscar una metodología para obtener concretos de alta resistencia.

Los materiales empleados en la realización de la presente tesis fueron:

- Agregado Fino, procedente de la cantera "Trapiche".
- Agregado Grueso, procedente de la cantera "Unicon".
- Cemento Pórtland Tipo I de Cementos Lima.
- Aditivo Superplastificante Viscocrete 1110 de Sika
- Microsílice SikaFume de Sika

Las Propiedades Físicas de los agregados son:

- **Agregado fino:**
Procedencia: Cantera "TRAPICHE".

<i>Propiedad</i>	<i>Unidad</i>	<i>Resultado</i>
Peso Unitario Suelto	Kg/m ³	1679
Peso Unitario Compactado	Kg/m ³	1874
Peso Específico	Kg/m ³	2,604
Porcentaje de absorción	%	0,908
Contenido de Humedad	%	0,840
Porcentaje que pasa la malla N° 200	%	4.50
Módulo de Finura		3,13
Superficie Específica	Cm ² /gr	27,025

- **Agregado grueso:**
Procedencia: Cantera "UNICON".

<i>Propiedad</i>	<i>Unidad</i>	<i>Resultado</i>
Peso Unitario Suelto	Kg/m ³	1355
Peso Unitario Compactado	Kg/m ³	1474
Peso Específico	Kg/m ³	2,677
Porcentaje de absorción	%	0,821
Contenido de Humedad	%	0.435
Módulo de Finura		7,370
Superficie Específica	Cm ² /gr	1,306

DISEÑO DEL CONCRETO: Diseño del Concreto Patrón:

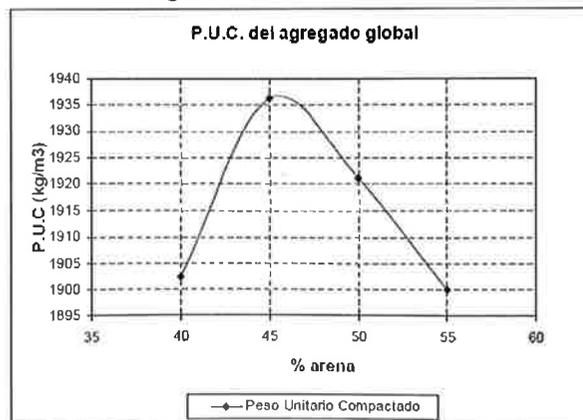
Para la presente tesis, se tuvo como referencia el ensayo de máxima compactad, el cual consiste en obtener la Óptima Proporción de Agregados con el Máximo Peso Unitario Compactado, pues con esta combinación se logra obtener la menor cantidad de vacíos en el concreto.

Para lo cual se realizaron diferentes combinaciones de los agregados con variaciones de 5% tomándose de esta manera las siguientes muestras:

Cuadro 1. Resultados del ensayo de compactad

Proporción de los agregados		P.U.C. (Kg/m ³)
Arena (%)	Piedra (%)	
40	60	1902
45	55	1936
50	50	1921
55	45	1900

Gráfica 1. Peso unitario compactado del agregado global, usando agregado grueso con T.M.N. de 1"



Después que se halló la mejor combinación para obtener el Máximo Peso Unitario Compactado del agregado global, se tomó en cuenta la resistencia, para lo cual se procedió a diseñar variando el porcentaje de los agregados en un +/-3%, de la relación arena/piedra con mayor P.U.C. obtenido

Para la presente investigación la relación a/c utilizada para el concreto patrón fue 0.40 y las proporciones de agregados fueron:

$$\frac{\%arena}{piedra} = \frac{42}{58} \qquad \frac{\%arena}{piedra} = \frac{45}{55} \qquad \frac{\%arena}{piedra} = \frac{48}{52}$$

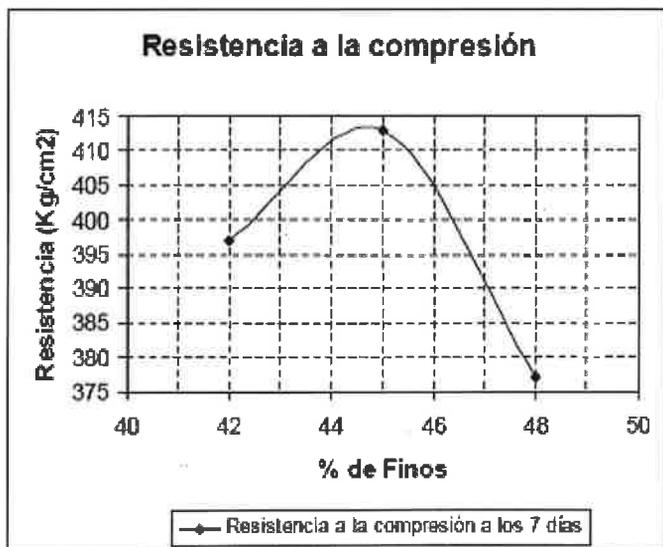
Con los 3 diseños finales se procedió a realizar 3 probetas para cada relación arena/piedra, con la cantidad de agua encontrada y curadas a los 7 días, después se realizó el ensayo a compresión:

Cuadro 2. Ensayo a Compresión realizado a los 7 días de curado, usando agregado grueso con T.M.N. de 1"

% Agregados		Resistencia (kg/cm ²)	Periodo de curado (días)
Arena/Piedra	42/58	396,78	7
Arena/Piedra	45/55	412,61	7
Arena/Piedra	48/52	377,26	7

Gráfica 2. Resistencia en compresión a los 7 días vs. Relación arena/piedra, usando agregado grueso con T.M.N. de 1"

Gráfica 3. Superposición de gráficas para obtener la mejor combinación de agregados y a la vez una buena resistencia, usando agregado grueso con



Para la relación arena/piedra de 45% / 55% (usando agregado grueso con T.M.N. de 1") se obtuvieron los mejores resultados, por lo cual el diseño final se trabajó con esta proporción.

Cuadro 3 Diseño final para un metro cúbico

Material para 1m de concreto	Cantidad
Cemento (kg)	662,50
Agua (Lt)	268.27
Arena(kg)	611.43
Piedra(kg)	744.31

Luego se disminuyó el tamaño Máximo Nominal del agregado grueso, obteniéndose un tamaño Máximo Nominal de %". Con lo cual se diseñó el concreto patrón para este Tamaño Máximo Nominal, siguiendo el mismo criterio anterior, se busco una proporción de arena/ piedra que nos diese el Máximo Peso Unitario Compactado, y esta proporción se varía en +/- 3% siendo las proporciones finales:

$$\frac{\%arena}{piedra} = \frac{47}{53} \qquad \frac{\%arena}{piedra} = \frac{50}{50} \qquad \frac{\%arena}{piedra} = \frac{53}{43}$$

Con las cuales se diseñó el concreto y se ensayaron las probetas a los 7 días de curado obteniéndose los siguientes resultados:

Cuadro 4. Resistencia a la compresión a los 7 días de curado, para diseños con agregado grueso con T.M.N. de ZA"

% Agregados		Resistencia (kg/cm ²)	Periodo de curado (días)
Arena/Piedra	47/53	408.56	7
Arena/Piedra	50/50	417.25	7
Arena/Piedra	53/47	430.71	7
Arena/Piedra	55/45	415.78	7

Para la relación arena/piedra de 53%/47% (usando agregado grueso con T.M.N. de %) se obtuvo los mejores resultados, por tanto se escogió esta relación para el diseño patrón final.

Cuadro 5. Diseño final para un metro cúbico

Material para 1 m ³ de concreto	Cantidad
Cemento (kg)	700.00
Agua (Lt)	282.74
Arena(kg)	673.56
Piedra(kg)	594.91

DISEÑO DEL CONCRETO CON ADITIVO:

Se obtuvo a partir del concreto patrón al cual se le adicionó un aditivo supe plastificante en varias dosificaciones 0.8%, 1.2% y 1.6% del peso de cemento, el método que se usó fue el mismo que con el concreto patrón además con asentamiento de 3" a 4".

Cuadro 5. Resistencia a la compresión para diseños con aditivo a los 7 días de curado, con agregado grueso con T.M.N. de 1".

Porcentaje de Aditivo (%)	Resistencia (kg/cm ²)	Periodo de curado (días)
0.8 %	540.81	7
1.2%	588.54	7
1.6 %	595.12	7

Finalmente se optó por la dosificación de 1.2%, pues las resistencias obtenidas con 1.2% y 1.6% de aditivo son muy cercanas.

Cuadro 5. Diseño final del concreto con aditivo, para 1m³

Material para 1 m ³ de concreto	Cantidad
Cemento (kg)	662,50
Agua(Lt)	199.55
Arena(kg)	693.30
Piedra(kg)	847.36
Aditivo (kg)	7.95

Dosificación del concreto con aditivo, usando agregado grueso con Tamaño Máximo Nominal de 3/4"

Al igual que con el diseño del concreto con aditivo, usando agregado grueso con Tamaño Máximo Nominal de 1" se realizó diseños para diferentes dosificaciones de aditivo, obteniéndose los siguientes resultados.

Cuadro 6. Resistencia a la compresión variando la cantidad de aditivo, usando agregado grueso con T.M.N. de 3/4"

Porcentaje de Aditivo (%)	Resistencia (kg/cm ²)	Periodo de curado (días)
0.8 %	572.55	7
1.2%	624.46	7
1.6%	628.67	7

Cuadro 7. Diseño final para el concreto con aditivo para 1 m³, usando agregado grueso con T.M.N. de 3/4"

Material para 1 m de concreto	Cantidad
Cemento (kg)	700.00
Agua(Lt)	213.21
Arena(kg)	789.48
Pierre(kg)	697.29
Aditivo (kg 1.2% del cemento)	8.40

DISEÑO DEL CONCRETO CON ADITIVO MÁS MICROSÍLICE:

Se realizó varios diseños para obtener aquel que nos proporcione los mejores resultados, tomándose inicialmente como base el diseño del concreto con aditivo (dosificación de 1.2% del cemento), se realizó diseños para una proporción de microsíllice de 10%, luego de 15%.

Proporción de Microsíllice	% de Aditivo	Resistencia (kg/cm ²)	Tiempo de curado (días)	Número de Testigos ensayados
10% del peso del cemento	1.2%	562.70	7	3
	1.3%	609.50	7	3
	1.5%	620.83	7	3

Proporción de Microsílice	% de Aditivo	Resistencia (kg/cm ²)	Tiempo de curado (días)	Número de Testigos ensayados
15% del peso del cemento	1.3%	618.30	7	3
	1.5%	650.51	7	3

Diseño final para el concreto con aditivo más microsílice para 1 m³, usando agregado grueso con T.M.N. de 1"

Material para 1 m ³ de concreto	Cantidad
Cemento (kg)	662.50
Agua (Lt)	203.73
Arena(kg)	694.70
Piedra(kg)	845.67
Aditivo (kg)	9.94
Microsílice (kg)	99.34

grueso con Tamaño Máximo Nominal de

Diseño para el concreto con aditivo más microsílice, usando agregado

3

A "

Proporción de Microsílice	% de Aditivo	Resistencia (kg/cm ²)	Tiempo de curado (días)	Número de Testigos ensayados
15% del peso del cemento	1.3%	644.74	7	3
	1.5%	694.17	7	3

3

usando agregado grueso con T.M.N. de 3/4"

Diseño final para el concreto con aditivo mas microsílice para 1 m

Material para 1 m ³ de concreto	Cantidad
Cemento (kg)	700.00
Agua (Lt)	206.24
Arena(kg)	796.65
Piedra(kg)	703.63
Aditivo (kg)	10.50
Microsílice (kg)	105.00

Después se hallaron las diferentes propiedades del concreto en estado fresco y endurecido.

Los resultados obtenidos en los ensayos del concreto en estado fresco fueron:

Ensayo realizado	Tipo de concreto	Resultado
Consistencia	Concreto patrón	3.5"
	Concreto con aditivo	3.8"
	Concreto con adt mas microsíllice	3.8"
Peso unitario	Concreto patrón	2291.99 kg/m ³
	Concreto con aditivo	2436.78 kg/m ³
	Concreto con adt mas microsíllice	2532.14 kg/m ³
Fluidez	Concreto patrón	79
	Concreto con aditivo	90
	Concreto con adt mas microsíllice	68
Contenido de aire	Concreto patrón	1.78 %
	Concreto con aditivo	1.17%
	Concreto con adt mas microsíllice	0.40 %
Exudación	Concreto patrón	1.31%
	Concreto con aditivo	0.98 %
	Concreto con adt mas microsíllice	0.0 %

Los resultados obtenidos en los ensayos del concreto en estado endurecido fueron:

Ensayo realizado	Tipo de concreto	Tiempo	Resultado
Ensayo a compresión	Concreto patrón	28 días	638.09 kg/cm ²
	Concreto con aditivo	90 días	812.12 kg/cm ²
	Concreto con adt mas microsíllice	180 días	1400.5 kg/cm ²
Ensayo a tracción por compresión diametral	Concreto patrón	28 días	58.36 kg/cm ²
	Concreto con aditivo	90 días	65.36 kg/cm ²
	Concreto con adt mas microsíllice	90 días	101.17 kg/cm ²
Ensayo a Flexión	Concreto patrón	28 días	36.44 kg/cm ²
	Concreto con aditivo	90 días	60.48 kg/cm ²
	Concreto con adt mas microsíllice	90 días	80.04 kg/cm ²

- La resistencia a la tracción por compresión diametral del concreto con aditivo (1.2%), a los 90 días de edad se incrementa en 12%, y en el concreto con aditivo (1.5%) más microsílíce (15%) se incrementa en 73%.
 - La resistencia a la Flexión en el concreto aumenta en 66% a los 90 días en el concreto con aditivo (dosificación=1.2% del peso del cemento) y aumenta en 120% a los 90 días en el concreto con aditivo más microsílíce (dosis: aditivo=1.5% del peso del cemento y microsílíce =15% del peso del cemento).
 - El peso unitario del concreto en estado fresco aumentó en 6.32% en el concreto con aditivo (dosificación=1.2% del peso del cemento) y aumenta en 10.48% en el concreto con aditivo más microsílíce (dosis: aditivo=1.5% del peso del cemento y microsílíce=15% del peso del cemento).
 - El contenido de aire en el ensayo del concreto en estado fresco disminuyó en 34% en el concreto con aditivo (dosificación=1.2% del peso del cemento) y también disminuyó en 77% en el concreto con aditivo más microsílíce (dosis: aditivo=1.5% del peso del cemento y microsílíce=15% del peso del cemento).
 - La resistencia a la compresión del concreto se incrementa conforme aumenta su edad.
- Concreto patrón a los 28 días = 100 % (638.09 kg/cm²).
 - Concreto patrón más aditivo (1.2%) a los 90 días= 127% (812.12 kg/cm²) Concreto patrón más aditivo (1.5%) más microsílíce (15%) a los 180 días= 219% (1400.5 kg/cm²).
- La alta resistencia a la compresión del concreto en estado endurecido, se debe a una buena dosificación y al uso de un aditivo super plastificante más la microsílíce.

ESTUDIO DE VERIFICACION DE LAS PROPIEDADES FISICAS Y MECANICAS DE LOS LADRILLOS DE ARCILLA COCIDA DE LIMA METROPOLITANA

Tesista: CARLOS ALBERTO VILLEGAS MARTINEZ

Realizar el control de calidad sobre las unidades de arcilla cocida mediante ensayos de laboratorio (principalmente de los requisitos obligatorios, y luego de los complementarios), lo cual nos permitirá conocer sus propiedades físicas y mecánicas, con la finalidad de poder clasificar a la unidad por su tipología, y para fines estructurales de acuerdo a la N.T.P. E-070 (Requisitos Obligatorios).

Así también, se podrá inferir, sobre el grado de control de calidad del proceso de fabricación, utilizando para ello parámetros estadísticos, respecto a la resistencia a la compresión de la unidad. Finalmente, los resultados nos permitirán contrastar con las especificaciones técnicas de los fabricantes. Los ensayos se realizaron en el Laboratorio N°1 Ensayo de Materiales - LEM de la Universidad Nacional de Ingeniería. Los procedimientos de ensayos y de requisitos en unidades y pilas, se realizaron según la norma de albañilería N.T.P. E-070- Indecopi.

METODOLOGIA DEL ESTUDIO

Muestreo y empresas ladrilleras que comprende el estudio: Las muestras fueron extraídas de las plantas ladrilleras, se realizó de manera aleatoria y al azar. Corresponde a dos lotes del mismo tipo y marca, pero de diferentes fechas de fabricación. Las empresas estudiadas son: Las Ladrilleras Industriales como Rex, Lark, Pirámide, Italcerámica, Sagitario, Euroladrillos, y Kar. Las ladrilleras Semindustriales como Procesos Cerámicos, La Fortaleza. Artesanales; Ladrillos Vilca y Cuadros. 2.2 Especificaciones técnicas de las empresas ladrilleras: Los resultados del muestreo se compararán con las especificaciones dadas por los fabricantes.

Número de ensayos a realizar: La cantidad de ensayos a realizar para los efectos del control de la calidad de las unidades y pilas fueron realizados de acuerdo a la norma N.T.P 331.019 y E-07.

2.4 Ensayos realizados: Los obligatorios son los de Variación dimensional, alabeo y compresión axial ($f' b$), ver el cuadro N° 6. Los ensayos complementarios son los de succión, absorción mínima, absorción máxima, coeficiente de saturación, porcentaje de vacíos, módulo de ruptura, y eflorescencia. Finalmente, los ensayos de compresión en pilas de albañilería.

GENERALIDADES

Tipología de las unidades de arcilla cocida.- Está en función de las características geométricas de la unidad y la relación entre el porcentaje del área neta y el área bruta de la superficie de asiento de la unidad. Para el caso del estudio se muestra la correlación entre las áreas de éste estudio con respecto a la adoptada por N.T.P.E-70 (ver la foto N°2). En la unidad de albañilería hueca, la sección transversal en cualquier plano paralelo a la superficie de asiento tiene un área equivalente menor que el 70% del área bruta del mismo plano. En la unidad de albañilería sólida o maciza, la sección transversal en cualquier plano paralelo a la superficie de asiento tiene un área igual o mayor que el 70% del área bruta del mismo plano.

ADOPTADA POR LA
N.T.P. E-070

ADOPTADA POR EL
ESTUDIO



FOTO N° 2: SE MUESTRA LA CORRELACION DE LA TIPOLOGIA DEL ESTUDIO RESPECTO A LA ADOPTADA POR LA N.T.P. E-070

3.4 Clasificación de la unidad para fines estructurales: Se clasifican en cinco tipos, de acuerdo a la N.T.P.331.017 denominados.

Tipo I: Resistencia y durabilidad muy bajas, aptos para construcciones de albañilería en condiciones de servicio y de exigencias mínimas.

Tipo II: Resistencia y durabilidad bajas, aptos para construcciones de albañilería en condiciones de servicio moderadas.

Tipo III: Resistencia y durabilidad media, aptos para construcciones de albañilería de uso general.

Tipo IV: Resistencia y durabilidad altas, aptos para construcciones de albañilería en condiciones de servicio rigurosas.

Tipo V: Resistencia y durabilidad muy altas, aptos para construcciones de albañilería en condiciones de servicio particularmente rigurosas.

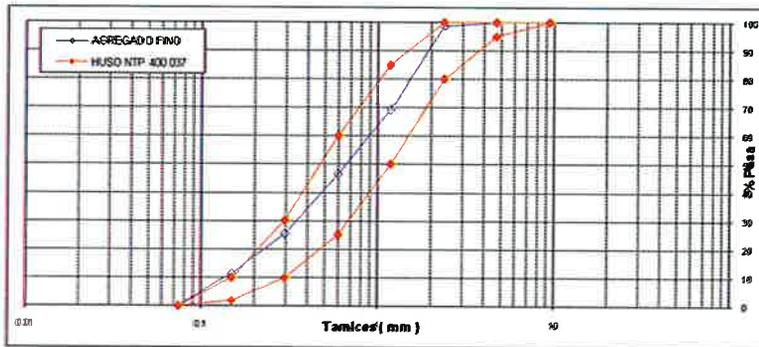
CUADRO N° 5: CLASES DE UNIDAD DE ALBAÑILERIA PARA FINES ESTRUCTURALES VARIACION DIMENSIONAL, ALABEO, RESISTENCIA A LA COMPRESION, N.T.P. E - 070					
CALSE	VARIACION DE LA DIMENSION (MAXIMA EN PORCENTAJE)			ALABEO (MAXIMO) EN (mm.)	RESISTENCIA A LA COMPRESION (f ' b) mínimo en Mpa. (Kg./cm.2) SOBRE EL AREA BRUTA
	HASTA 100 mm.	HASTA 150 mm.	MAS DE 150 mm.		
LADRILLO I	+ / - 8	+ / - 6	+ / - 4	10	4.90 (50)
LADRILLO II	+ / - 7	+ / - 6	+ / - 4	8	6.70 (70)
LADRILLO III	+ / - 5	+ / - 4	+ / - 3	6	9.30 (95)
LADRILLO IV	+ / - 4	+ / - 3	+ / - 2	4	12.70 (130)
LADRILLO V	+ / - 3	+ / - 2	+ / - 1	2	17.60 (180)
BLOQUE P (1)	+ / - 4	+ / - 3	+ / - 2	4	4.90 (50)
BLOQUE NP (2)	+ / - 7	+ / - 6	+ / - 4	8	2.00 (20)

(1):BLOQUE USADO EN LA CONSTRUCCION DE MUROS PORTANTES. FUENTE: N.T.P.E-070-2006
(2):BLOQUE USADO EN LA CONSTRUCCION DE MUROS NO PORTANTES, REGLAMENTO FUENTE: REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES, N.T.P. E-070 - 2006

3.5 Resistencia característica de la albañilería: Referente a los esfuerzos de compresión en unidades, pilas y muretes de albañilería, como se aprecia en el cuadro N° 13.

CUADRO N° 10: TIPOS DE MORTERO PARA MUROS PORTANTE Y NO PORTANTE, N.T.P.E - 070				
TIPO	COMPONENTES			USOS
	CEMENTO	CAL	ARENA	
P1	1	0 a 1/4	3 a 3 1/2	MURO PORTANTE
P2	1	0 a 1/2	4 a 5	MURO PORTANTE
NP	1	0	HASTA 6	MUROS NO PORTANTES

3.6 Normatividad referente a la granulometría y dosificación del mortero de albañilería, N.T.P. E-070: La granulometría de la arena debe encontrarse dentro del uso establecido, ver cuadro N° 8, y debe tener un módulo de finura entre 1.6 y 2.5, así también la dosificación del mortero de albañilería, como se aprecia en el cuadro N° 10. De los ensayos de granulometría (ver el cuadro N° 18 y gráfica respectiva) se obtuvo un módulo de finura de 2.48, una fluidez del mortero de 111.61%, parámetros que se encuentran dentro de los rangos establecidos.



3.7 Determinación del grado de control de calidad: En el estudio se analizaron dos lotes de diferentes fechas de fabricación para un mismo tipo de ladrillo con la finalidad de conocer el coeficiente de variación y la variación entre lotes y poder así inferir sobre el grado de control de calidad de la unidad. La determinación de la resistencia a la compresión característica en unidades ($f'bc$) y pilas de albañilería ($f'mc$);

$f' b = P / \text{Abruta}$. Resistencia individual, en (kg./cm.^2).

$f' b p = \sum (f' b i / n)$, $i = 1, 2, \dots, n$, Resistencia promedio, en (kg./cm.^2).

$f' b c = f' b p - DE$. Resistencia característica del lote, en (kg./cm.^2).

P : Carga máxima de rotura, en (kg./cm.^2).

A : Área bruta de la cara de asiento del ladrillo.

DE = Desviación estándar, en (kg./cm.^2).

$V(\%)$, Coeficiente de Variación; $V(\%) = [DE \times 100] / f' m p$

$f' m = a * (P / \text{Abruta})$. Resistencia individual, en (kg./cm.^2).

Relación; Altura y ancho de la pila, deberá de estar entre; $2 < (H_{pila} / A_p) < 5$.

$f' m p = \sum (f' m i / n)$, $i = 1, 2, \dots, n$. Resistencia promedio, en (kg./cm.^2).

$f' m c = f' m p - DE$. Resistencia característica del lote, en (kg./cm.^2).

a : Coeficiente de esbeltez, relación; (H_{pila} / A_p) , ver el CUADRO N° 5.

CUADRO N° 5: RELACION ALTURA DE LA PILA vs. ESPESOR DEL LADRILLO (H_{pila} / A_p)							
(H_{pila} / A_p)	2.00	2.50	3.00	3.50	4.00	4.50	5.00
a	0.73	0.80	0.86	0.91	0.95	0.98	1.00

Interpretación de los resultados.- Para clasificar al ladrillo el valor promedio característico obtenido de los ensayos en unidades (f' b c) deberá ser mayor al límite inferior especificado por dicha norma, ver el cuadro N° 6. La resistencia característica del lote en pilas de albañilería será el (f' m c), el cual se comparará con el indicado en el cuadro N° 13. La estimación del grado del control de la calidad se podrá inferir de la siguiente manera, si la desviación estándar y coeficiente de variación nos da valores menores al indicado en la norma, indicara que existe mayor uniformidad de los valores obtenidos indicando un buen control de calidad.

4. RESUMEN DE LOS ENSAYOS FISICOS Y MECANICOS EN UNIDADES

Resumen de los resultados de los ensayos de; variación dimensional, alabeo y resistencia a la compresión, los cuales nos servirán para clasificar al ladrillo para uso estructural. (ver el cuadro N° 131 y de clasificación el cuadro N° 132).

CUADRO N° 131: RESUMEN DE LOS RESULTADOS DE RESISTENCIA A LA COMPRESION CARACTERISTICA EN UNIDADES PROMEDIO DOS LOTES

Nº	MARCA LADRILLO	CARGA (kg.)	ESFUERZO A LA COMPRESION (kg./cm.²)		PORCENTAJE DE VACIOS
			AREA NETA	AREA BRUTA	
1	REX1	41025	214	107	51
2	REX2	50410	160	119	25
3	LARK1	33620	162	88	47
4	LARK2	61240	251	167	33
5	PIRA1	28100	128	64	51
6	PIRA2	43245	142	107	29
7	ITAL1	36780	174	97	44
8	ITAL2	42190	142	105	26
9	SAG11	27450	115	61	46
10	SAG12	40600	136	94	32
11	EURO1	35450	151	77	48
12	EURO2	38000	134	99	27
13	KAR1	29650	186	78	54
14	PC1	27500	133	73	45
15	F1	15790	52	52	0
16	F2	22290	106	62	45
17	V	15640	49	49	0
18	C	18585	52	52	0

CUADRO N° 132: CLASIFICACION DE LAS UNIDADES, N.T.P. E-979

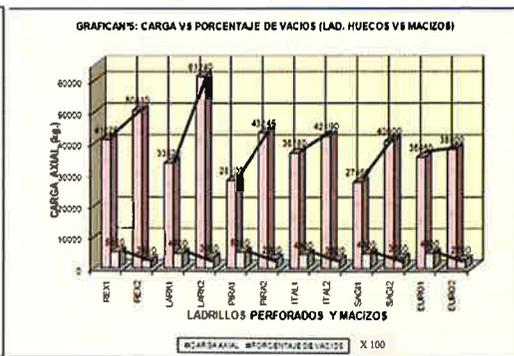
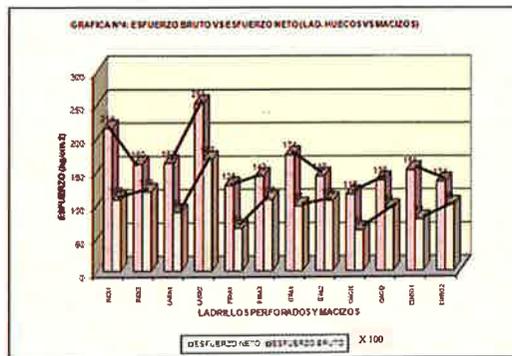
Nº	MARCA LADRILLO	RESISTENCIA A LA COMPRESION CARACTERISTICA EN (kg./cm.²)		CLASIFICACION AREA BRUTA		CLASIFICACION AREA NETA	
		AREA BRUTA	AREA NETA	LOTES 1 y 2 PROMEDIO	LOTES 1 y 2 PROMEDIO	LOTES 1 y 2 PROMEDIO	LOTES 1 y 2 PROMEDIO
1	REX1	107	214	III - III	III	V - V	V
2	REX2	119	160	III - IV	III	IV - IV	IV
3	LARK1	88	162	II - III	II	IV - IV	IV
4	LARK2	167	251	IV - IV	IV	V - V	V
5	PIRA1	64	128	II - II	II	III - IV	IV
6	PIRA2	107	142	III - III	III	IV - IV	IV
7	ITAL1	97	174	III - III	II	III - III	II
8	ITAL2	105	142	III - III	III	III - III	III
9	SAG11	61	115	I - II	I	III - III	III
10	SAG12	94	136	II - II	II	V	II
11	EURO1	77	151	II - II	II	III - III	III
12	EURO2	99	134	III	III	III	III
13	KAR1	78	186	II - II	II	II - II	II
14	PC1	73	133	III	III	IV	IV
15	F1	52	52	I	I	II	II
16	F2	62	106	I	I	III	III
17	V1	49	49	I	I	I	I
18	C1	52	52	I	I	I	I

4.1 Análisis en la determinación de la resistencia a la compresión axial en unidades y muretes de albañilería utilizando el área bruta

Cuando se calcula la resistencia a la compresión respecto al área bruta (f' b) en los ladrillos de arcilla, existe una relación directa del esfuerzo a la compresión & carga axial & porcentaje de vacios. Por lo indicado se concluye, que los resultados más coherentes (por que mantienen una uniformidad en todos los casos del estudio) son los que se obtienen calculando la resistencia a la compresión respecto al área bruta.

5. RESUMEN DE LOS ENSAYOS MECÁNICOS EN PILAS DE ALBAÑILERÍA FABRICADOS CON UNIDADES DE LADRILLERAS DEL ESTUDIO

En general se han obtenido en promedio de las resistencias características mayor al de la norma, excepto el ladrillo macizo semindustrial, presenta un valor menor al de norma técnica



CONCLUSIONES

1.- Se ha encontrado tres clases de ladrillos que son utilizados en la elaboración de muros portantes, se han agrupado por su tipología y son; Ladrillo "Artesanal" macizo (denominado en la N.T.P. E-070 King Kong artesanal). Ladrillo "Clásico" (hueca), con un porcentaje de vacíos del 44% al 54% (en la N.T.P. E-070 Rejilla Industrial). Ladrillo "Infes" macizo, con un porcentaje de vacíos del 25% al 33% (denominado en la N.T.P. E-070 King Kong Industrial).

2.- De los ensayos en las unidades estas se han clasificado, según la N.T.P.331.017 y E-070 (ver el cuadro N° 132), de la siguiente manera;

- Ladrillo "Artesanal"; Vilca y Cuadros, clasifican como Tipo I.
- Ladrillo Semindustrial "Clásico" con un 45%V; Procesos cerámicos, clasifica como Tipo II, y La Fortaleza (F2), clasifican como Tipo I.
- Ladrillo Semindustrial macizo; Procesos cerámicos, clasifica como Tipo I y La Fortaleza (F1), clasifican como Tipo I.
- Ladrillo Industrial "Clásico" con un 44% al 54%V; Rex, Lark, Pirámide, Italcerámica, Euroladrillos, Kar, clasifican en promedio como Tipo II y Tipo III y Sagitario como Tipo I.
- Ladrillo Industrial "Infes", con un 25% al 32%V; Lark clasifica como Tipo IV, Rex, Pirámide, Italcerámica, Euroladrillos, clasifican como Tipo III (Resistencia y durabilidad media), y Sagitario clasifican como Tipo II.

3.- Se ha encontrado una relación directa entre carga de falla vs. resistencia a la compresión (respecto al área bruta) y el porcentaje de vacíos. Cumpliéndose en todos los casos para los ladrillos "Clásico" e "Infes" lo siguiente: A menor porcentaje de vacíos (ver la gráfica N° 4), mayor resistencia a carga axial (ver la gráfica N° 5), y una mayor resistencia a la compresión (respecto al área bruta). Por consiguiente, se concluye en evaluar la resistencia a la compresión del ladrillo en unidades y pilas de albañilería respecto al área bruta, por presentar una mejor uniformidad y mayor confiabilidad en los resultados.[8]

4.- El hecho de calcular la resistencia a la compresión característica respecto al área bruta, ha repercutido en la clasificación del ladrillo como se aprecia del análisis realizado (ver el cuadro N° 132), generando preocupación sobre todo a las empresas ladrilleras, como por ejemplo;

- El ladrillo Rex 1, baja de Tipo V a Tipo III, Rex 2 de Tipo IV a Tipo III.
- El ladrillo Lark 1, baja de Tipo IV a Tipo II, Lark 2 de Tipo V a Tipo IV.
- El ladrillo Pira 1, baja de Tipo IV a Tipo II, Pira 2 de Tipo IV a Tipo III.

5.- Respecto a la variación dimensional de un lote respecto a otro en unidades de albañilería, fabricados de una misma marca y tipo, como figura en el cuadro N° 146, se puede concluir lo siguiente; La variación dimensional se presenta en porcentaje promedio, respecto al largo (L), ancho (A), y alto (H) y alabeo (concavidad).

- Ladrillo "Clásico"; (L) 31%, (A) 66%, (H) 27% y alabeo (24%).
- Ladrillo "Infes"; (L) 78%, (A) 22%, (H) 35% y alabeo (90%).
- Ladrillo "Artesanal"; (L) 113%, (A) 52% y (H) 11% y alabeo (28%).

La mayor variación dimensional incide en el largo del ladrillo, luego en el ancho y finalmente el alto; siendo el ladrillo "Artesanal" el que presentan mayor variación en sus dimensiones, seguido por el "Clásico" industrial (hueco) y los ladrillos industriales "Infes" (macizo).

6.- Respecto a las variaciones de resistencia característica en unidades de albañilería de un lote respecto a otro en unidades fabricados de una misma marca y tipo. En general los ladrillos "Artesanales", Industriales "Clásico" e "Infes", presentan una variación respecto a la resistencia a la compresión característica (f'_{bc}) en promedio del 13%. Esta variación existente, puede influir en la clasificación de la unidad de albañilería.

7.- La resistencia a la compresión en unidades, por si sola, es la principal propiedad de la unidad de albañilería y su valor define la calidad del ladrillo, parámetro que nos ha permitido mediante el uso de la estadística inferir sobre el grado del control de calidad del proceso de fabricación de las unidades.

- Ladrillo "Artesanal"; Tienen un CV% entre dos lotes del 21% (valor aceptable debido a que para este tipo de ladrillo debe ser menor al 40% para su aceptación, N.T.P. E-070).
- Ladrillo Industrial "Clásico" del 44% al 45% de CV; Tienen en promedio un CV% coeficiente de variación entre dos lotes 21% (en este caso el valor promedio obtenido no sería aceptable, teniendo en cuenta que debe ser menor al 20% para su aceptación, N.T.P. E-070).
- Ladrillo Industrial "Infes" del 25% al 33% de CV; Tienen un CV% entre dos lotes del 18% (valor aceptable para este tipo de ladrillo, debido a que debe ser menor del 20%).

Se puede afirmar existe cierta deficiencia en el grado de control de la calidad en alguna parte del proceso de producción de los ladrillos, "Artesanal" y "Clásico" debido a que presentan mucha dispersión y variación.

8.- En general en todos los casos del estudio (ver el cuadro N° 133); presentan valores de succión altos (recomendándose saturar los ladrillos antes de uso), módulos de ruptura altos y porcentajes de absorción promedio 13.23% siendo este valor menor al indicado por la norma técnica (que es 22%). El coeficiente de saturación para todos los ladrillos es igual a 1.06, siendo este mayor a la unidad (recomendándose cuando se utilicen en climas severos protegerlos mediante recubrimientos adecuados). Respecto a la eflorescencia, el ladrillo "Artesanal" presentan signos de eflorescencia severa, en tanto que el ladrillo "Clásico" Industrial y Semindustrial presentan eflorescencia entre leve y eflorecida. El ladrillo Industrial "Infes" no presenta signos de eflorescencia.

9.- Conclusiones de los ensayos de resistencia a la compresión característica en pilas de albañilería (ver el cuadro N°145). En general los ladrillos Industriales "Clásico" e "Infes" y Semindustrial macizo, presentan en promedio una variación respecto a la norma técnica 24.3% mayor y un coeficiente de variación de 6.81% que es aceptable. El ladrillo Semindustrial "Clásico", se ha obtenido una variación de 25% pero menor al indicado en la norma técnica, presentando un coeficiente de variación de 7.04% que es aceptable en este aspecto. El ladrillo "Artesanal", presenta una variación del 40% mayor al indicado en la norma técnica, con un coeficiente de variación de 7.08% que es aceptable.

10.- El ladrillo Industrial "Clásico" del 44% al 54%V y Semindustrial "Clásico" del 45%V, presentan en todos los casos una falla frágil o explosiva ante una sollicitación de compresión axial, tanto en unidades como en pilas de albañilería. La norma actual sugiere que se puede utilizar en la Zona 1 (de baja intensidad sísmica), pero no recomendable en la Zona 3 (donde se ubica la ciudad de Lima).

4.- El ladrillo Industrial "Clásico" del 44% al 54%V y Semindustrial de 45%V, presentan en todos los casos una falla frágil o explosiva ante una sollicitación de compresión axial, tanto en unidades como en pilas de albañilería. La norma actual sugiere que se puede utilizar en la Zona 1 considerada de baja intensidad sísmica, pero no recomendable en la Zona 3 que es donde se ubica la ciudad de Lima. Mientras que los ladrillos Industrial macizos "Infes" del 25 al 33%V clasificado como Tipo IV y Tipo III, presentan en general una falla denominada "dúctil", sin fallas explosivas, recomendándose su utilización en muros portantes en edificaciones ubicadas en la Zona 3 considerada de alta sismicidad.

GALERIA DE FOTOS DE LOS ENSAYOS DE LABORATORIO



FOTO N°1: ENSAYO DE VARIACION



FOTO N°2: ENSAYO DE COMPRESION EN PILAS



FOTO N°3: COMPRESIÓN EN UNIDADES



FOTO N°4: ENSAYO DE COMPRESION EN PILAS

BIBLIOGRAFIA:

- (1) ALBAÑILERIA ESTRUCTURAL, Ing. Héctor Gallegos, Pontificia Universidad Católica del Perú-Fondo Editorial 1991.
- (2) ALBAÑILERIA ESTRUCTURAL, Ing. Héctor Gallegos, Pontificia Universidad Católica del Perú-Fondo Editorial 1991.
- (3) ALBAÑILERIA CONFINADA, Ing. Ángel San Bartolomé, Colección del Ingeniero Civil, Libro N° 4 del Capítulo de Ingeniería Civil-Consejo Dep. de Lima 1992.
- (4) ALBAÑILERIA ESTRUCTURAL: DISEÑO Y CALCULO DE MUROS, Ing. Héctor Gallegos, Pontificia Universidad Católica del Perú-Fondo Editorial 1991.
- (5) ALBAÑILERIA N.T.P. E-070, Edición del Instituto Nacional de Investigación y Normalización de la Vivienda ININVI, Edición 1982.
- (6) ALBAÑILERIA N.T.P. E-070, Edición del Instituto Nacional de Investigación y Normalización de Sencico, Edición 2006.
- (7) CONSTRUCCIONES DE ALBAÑILERIA: COMPORTAMIENTO SISMICO Y DISEÑO ESTRUCTURAL, Ing. Ángel San Bartolomé, Pontificia Universidad Católica del Perú-Fondo Editorial 1994.
- (8) ESTUDIO DE LAS PROPIEDADES FISICAS Y MECANICAS DE LOS LADRILLOS DE ARCILLA COCIDA, Bach. Carlos Villegas Martínez, Ponencia presentada en el XV CONGRESO DE INGENIERIA CIVIL COLEGIO DE INGENIEROS DEL PERU, realizado en Ayacucho 2005.
- (9) N.T.P. 331.017, 331.018, 331.019; Elementos de arcilla cocida, Requisitos Obligatorios y complementarios. Métodos de ensayos de laboratorio. Muestreo y recepción, Edición 1982.
- (10) N.T.P. 399.613, Métodos de muestreo y ensayo de ladrillos de arcilla usados en albañilería, Edición Indecopi 2005.



FOTO Nº 66: FALLA FRÁGIL O EXPLOSIVA EN LADRILLOS KING KONG INDUSTRIAL HUECOS %VACIOS 44 – 45 %

11.- De las especificaciones dadas por los fabricantes en sus fichas técnicas (ver el cuadro Nº 21) sólo es posible la comparación respecto a la resistencia a la compresión de dos empresas del tipo Industrial, debido a que estas empresas son las únicas que indican en sus especificaciones estos parámetros, en ambos casos no coinciden con los valores obtenidos del estudio, siendo estos menores a los indicados. En la mayoría de los casos las empresas ladrilleras no especifican las características físicas y mecánicas de sus unidades, no proporcionando la información completa. Se podría decir, que falta realizar el control de calidad de sus ladrillos, o que existe cierto desconocimiento de la existencia de normas técnicas, o no desean invertir en los ensayos de control de calidad sin saber que estos costos son los denominados costos de calidad.

RECOMENDACIONES

1.- Se recomienda a las empresas ladrilleras incorporar el sistema de gestión de calidad al proceso de fabricación de las unidades de albañilería con la finalidad de mejorar la calidad del ladrillo, lo cual permitirá bajar los valores de dispersión y disminuir el valor del coeficiente de variación del 20% que es el aceptado, teniendo en cuenta que en la actualidad se encuentran al límite de este valor.

2.- Se recomienda a las empresas ladrilleras tener en cuenta lo siguiente;

- Realizar permanentemente el control de calidad de los ladrillos de arcilla cocida en los laboratorios de prestigio, tanto en unidades como en muretes de albañilería, de acuerdo a la norma técnica vigente.
- Disminuir el porcentaje de vacíos de sus unidades, esto es, fabricando los moldes metálicos que permitan obtener alvéolos de menor diámetro y generen a su vez menor porcentaje de vacíos, hecho que permitirá incrementar la resistencia en las unidades y muretes de albañilería.
- Mejorar el sistema de molienda de la mezcla, que conforma la materia prima, utilizando tamices adecuados que permitan obtener una granulometría muy fina, para así obtener menores vacíos en la mezcla. Mejorar el sistema de cocción de las unidades, teniendo en cuenta que este proceso determina la calidad de la unidad y su uniformidad disminuyendo los valores de dispersión.

3.- Observación a la norma técnica E-070 de la Tabla Nº9 (Resistencia característica de la albañilería); De la conclusión obtenida en el ítem cuatro, se recomienda corregir la Tabla Nº9 de la N.T.P.E- 070 de albañilería por el (cuadro Nº13 corregido de la tesis).

CUADRO Nº 13: RESISTENCIAS CARACTERISTICAS DE LA ALBAÑILERIA Mpa (kg./cm ²), N.T.P. E-070 (ORIGINAL)				
MATERIA PRIMA	DENOMINACION	UNIDAD (f' b)	PILAS (f' m)	MURETES (v' m)
ARCILLA	KING KONG ARTESANAL	5.4 (55)	3.4 (35)	0.50 (5.10)
	KING KONG INDUSTRIAL	14.20 (145)	6.40 (65)	0.80 (8.10)
	REJILLA INDUSTRIAL	21.10 (215)	8.30 (85)	0.90 (9.20)

CUADRO Nº 13: RESISTENCIAS CARACTERISTICAS DE LA ALBAÑILERIA Mpa (kg./cm ²), N.T.P. E-070 (CORREGIDO)				
MATERIA PRIMA	DENOMINACION	UNIDAD (f' b)	PILAS (f' m)	MURETES (v' m)
ARCILLA	KING KONG ARTESANAL	5.4 (55)	3.4 (35)	0.50 (5.10)
	REJILLA INDUSTRIAL	14.20 (145)	6.40 (65)	0.80 (8.10)
	KING KONG INDUSTRIAL	21.10 (215)	8.30 (85)	0.90 (9.20)

ESTUDIO DE TSUNAMIS DE ORIGEN CERCANO EN EL CALLAO CENTRO NORTE, PLANES DE EVACUACION Y USO DE SUEL

Tesista: Erick Arturo Mas Samané

Tesista: Vladimir Lenin Jácome Fernández

La tesis titulada "*Estudio de Tsunamis de Origen Cercano en el Callao Centro-Norte, Planes de Evacuación y Uso de Suelo*", ha sido elaborada en el marco de la actividad Programa Tsunami Ready del Gobierno Regional del Callao, auspiciado por la misma entidad pública y con el apoyo científico de la Dirección de Hidrografía y Navegación de la Marina de Guerra del Perú

El objetivo de este trabajo es determinar el tiempo de llegada de la primera ola de tsunami a la costa central del Callao y Ventanilla, las alturas de ola en las costas afectadas, a fin de delimitar el área inundable por tsunami y proponer un plan de evacuación, ya que desde hace más de 30 años no han ocurrido sismos de gran magnitud en el área de estudio, y se piensa que la energía acumulada podría liberarse generando no sólo un movimiento telúrico, sino también un tsunami de gran magnitud

Para el logro de los objetivos se asume, en primer lugar, un sismo de magnitud 8.0 en la escala de Richter, con epicentro frente al departamento de Lima (aprox. 212 km al NorOeste del Río Chillón), es decir, en la línea de subducción del sismo y tsunami del 17 de Octubre de 1966 ($M_s=8.0$). Según las fórmulas propuestas por Iida & Hotari, se establece el área dislocada representándola en forma elíptica. (Lámina N°16).

El tiempo de llegada de la primera ola de tsunami se calcula mediante las Curvas de Refracción, las cuales parten del borde de la elipse hacia el litoral, avanzando según la configuración batimétrica del suelo submarino. (Lámina N° 17).

A continuación se presenta en forma resumida los tiempos de arribo y la altura de ola de tsunami en los principales puntos de referencia del litoral en el ámbito de estudio.

LUGAR	TIEMPO (min)	YAMAGUCHI (m)	SILGADO (m)	K. ABE (m)
SARITA COLONIA	26	5.21	5.87	7.08
27	4.79			
27	4.59			
25	4.61			
24	4.75			
PROMEDIO	26	4.79	5.87	7.08

El área inundable comprende los distritos de la Punta, Callao Cercado, Callao Norte y Ventanilla, hasta una cota topográfica de 6m o una distancia máxima de 1000m en zonas de pendiente baja. La zona de inundación por tsunami afectaría aproximadamente a 16,000 viviendas, 624 Ha. de uso industrial y comercial, además del Primer Puerto del País. (Lámina N° 18).

Con esta información básica se plantea el plan de evacuación, que consiste principalmente en definir las rutas de evacuación que permitan a la población ponerse a resguardo en el menor tiempo posible de acuerdo a los minutos disponibles según los cálculos. (Ver Lámina N° 20 a N° 32)

Estas son las zonas seguras y los refugios temporales propuestos para su consideración en los planes de evacuación y proyectos de implementación del Gobierno Regional del Callao y la Municipalidad Provincial del Callao:

ZONAS SEGURAS Y REFUGIOS TEMPORALES

N°	Distrito	Local	Dirección
1	Bellavista	Club de Tiro de Bellavista	Jr. Grau
2	Bellavista	Estadio Telmo Carbajo	Ca. Elías Aguirre
3	Bellavista	Parque Zonal Yahuar Huaca	Av. Guardia Chalaca
4	Bellavista	C.E.P. San José Hnos. Maristas	Ca. Fernandini
5	Bellavista	I.E.P. San Antonio Marianistas	Av. Guardia Chalaca
6	Callao	C.N. República de Venezuela	Av. Argentina
7	Callao	Municipalidad Provincial del Callao	Jr. Supe 521. Urb Santa Marina Sur
8	Callao	Parque Mariscal Ramón Castilla	Av. Nestor Gambetta. Urb. Ramon Castilla
9	Callao	Hacienda San Agustín	Espalda del Aeropuerto Jorge Chávez
10	Callao	Parque - AAHH. Cerro La Regla	Cerro La Regla
11	Callao	Losa deportiva - AAHH. Cerro La Regla	Cerro La Regla
12	Callao	UNFV - Ex Fundo Oquendo	Av. Nestor Gambetta. Urb. Brisas de Oquendo
13	Callao	Cerro AAHH Márquez	Cerro Márquez
14	La Perla	C.M. Leoncio Prado	Av. La Paz
15	Ventanilla	Los Carrizales	Carretera a Ventanilla con Av. Pedro Beltrán
16	Ventanilla	Cerro Cachito	Av. La Playa

Además de establecer límites de inundación y rutas de evacuación, la investigación propone medidas de prevención ante tsunamis efectiva en otros países y aplicables en nuestra costa. Tal es el caso de la Señalización de Rutas de Evacuación, la cual se detalla a través de una propuesta para el Callao, que ha sido implementada posteriormente con resultados satisfactorios en la difusión y sensibilización de la población frente al riesgo de tsunami

En la propuesta se consideran 3 tipos de señales preventivas para orientar a la evacuación por tsunami. Estas son: Zona de Peligro, que advierte el peligro en el lugar en que se encuentra; Ruta de Evacuación, que indica la dirección más adecuada para la evacuación; Zona Segura, que indica el espacio lejos del alcance de la inundación por tsunami

Otra alternativa de preparación y respuesta que se especifica en la tesis, es el Sistema de Alarma de Tsunami, en el cual se propone la ubicación de un centro de control de sirenas y la distribución en lugares estratégicos de 12 estaciones de sirena con 1km de diámetro de alcance efectivo, cubriendo de esta forma las zonas urbanas y de alta concentración de población en riesgo.

Finalmente, se consideran medidas de prevención para las obras civiles como malecones, muros de contención, viviendas tsunami-resistentes, cinturones verdes (vegetación) y refugios de emergencia

La implementación del estudio de tsunamis por parte del Gobierno Regional del Callao demuestra la aplicabilidad e importancia del tema desarrollado. Se cuenta con folletos distribuidos que consideran los límites de inundación calculados en esta investigación, además la implementación del Estudio de Señalización y el Sistema de Alarma de Tsunami en el Callao, en el año 2007, demuestra con éxito las propuestas vertidas durante la realización de la tesis.

REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DE MUROS DE ADOBE

Tesista: LUCÍA ISABEL IGARASHI HASEGAWA

En nuestro país es común ver edificaciones de adobe: viviendas en zonas rurales, casonas antiguas en las ciudades, iglesias y escuelas. Es difícil pensar que en la época de los rascacielos se siga empleando un material tan rudimentario en la construcción, pero la fácil disponibilidad de sus insumos - agua y tierra - y por ende, su bajo costo, hace que el adobe aún sea uno de los materiales más utilizados en la construcción.

El adobe, como todo material presenta sus ventajas y desventajas. Como se ha mencionado anteriormente, a su favor tiene el bajo costo y fácil disponibilidad de los materiales. Además permite la autoconstrucción. Otra ventaja importante, especialmente para las edificaciones ubicadas en la región andina es el gran aislamiento térmico de este material. Sin embargo, el adobe posee grandes limitaciones: es extremadamente vulnerable a la humedad, las unidades son frágiles y poco resistentes

Los sismos ocurridos en el país en los últimos años han demostrado lo vulnerables que son las estructuras de adobe. Muchas viviendas construidas con este material sufrieron daños severos o colapsaron debido a no contar con refuerzos adecuados

Por lo tanto, la presente tesis se enfoca en el reforzamiento de estructuras de adobe existentes, tomando como punto de partida el hecho que un muro de mampostería debe estar confinado para que trabaje en forma óptima. El refuerzo se ha desarrollado considerando ciertos parámetros básicos: fácil disponibilidad de los materiales a emplear, proceso constructivo sencillo que permita la autoconstrucción, y bajo costo.

REFUERZOS PLANTEADOS:

Se han estudiado dos alternativas para reforzar muros de adobe existentes que parten del concepto de que un muro de albañilería debe estar confinado para trabajar en forma óptima. Una alternativa contempla el uso de estera como elemento de confinamiento, y la otra el uso del costalillo plástico.

La estera es un material no estructural bastante popular en nuestro medio debido a su bajo costo y fácil obtención. Las fibras están tejidas en una disposición perpendicular. Su tamaño estándar es de 2 m x 3 m, lo que corresponde aproximadamente a un muro pequeño. La ventaja de este material es su flexibilidad y su buena adherencia al barro y a los morteros. Como en cierta manera puede soportarse, su instalación, ayudada por clavos o alambres, es bastante simple.

El costalillo es un material que podemos encontrar con mucha frecuencia en los mercados de todo el país. Este tejido de polietileno por lo general se encuentra en forma de bolsas de distintas dimensiones, dependiendo del material que transportarán. Las de arroz son las más pequeñas con 0,55 m de ancho y 0,9 m de alto, mientras que las de maíz o tubérculos son por lo general de 0,7 m de ancho por 1,2 m de alto. En algunos casos también se les puede encontrar por rollos. Este material es de alta durabilidad, por lo que puede reciclarse para otros usos, como en la fabricación de pequeños toldos. El costo de los costalillos de segunda mano es muy bajo, pudiendo en algunos casos encontrarse hasta en la basura.

Estos elementos de confinamiento van anclados a un par de listones de madera amarrados en forma vertical al muro de adobe, y son recubiertos por un mortero suelo-cemento para proteger al costalillo o a la estera. Las secciones típicas de ambos métodos propuestos se muestran a continuación:

PROCEDIMIENTO DE LOS ENSAYOS REALIZADOS:

El estudio se desarrolló en dos etapas. La primera consistió en construir y ensayar 4 muros sin reforzar o MASR, los cuales sirven de punto de comparación para verificar la efectividad de las alternativas de reforzamiento propuestas. La segunda etapa de la investigación consistió en reparar y reforzar los MASR ensayados en la primera etapa.

Fabricación del Muro de Adobe Sin Refuerzo (MASR)

Durante la primera etapa se fabricaron 4 muros de adobe en escala 1:1, con condiciones desfavorables (esbeltos, sin confinamiento lateral ni viga collar), sobre unas bases de concreto armado de 0,30 m de altura por 0,90 m de ancho, y una longitud total de 2,95 m. Estos muros se construyeron empleando unidades de adobe de 20 cm de espesor por 40 cm de longitud por 12 cm de altura fabricadas en el CISMID. La resistencia a la compresión promedio de estas unidades al inicio de la fisuración fue de 9,286 kg/cm², y la resistencia última promedio fue 18,792 kg/cm². Las dimensiones de estos muros de adobe sin reforzar o MASR fueron: 2,30 m de altura, 2,45 m de longitud y 0,20 m de espesor, lo que equivale a un muro de 17 hiladas con 6 adobes por hilada. Las juntas, tanto verticales como horizontales, fueron de 1,5 cm de espesor.

Ensayo del MASR

El procedimiento para llevar a cabo el ensayo monotónico, fue una adaptación de la norma ASTM E564 - 00e1 Standard Practice for Static Load Test for Shear Resistance of Framed Walls for Buildings, ya que no existe una norma específica para muros de adobe sin reforzar en este aspecto

En el Laboratorio de Estructuras del CISMID, se montó un pórtico de acero donde se fijaron dos rodillos que evitarían que el muro se desplome en forma perpendicular a su eje. Este pórtico es fijado a la losa de reacción por medio de 4 pernos de anclaje de 1". El actuador va soportado a una plancha de acero de 10 cm de espesor mediante 6 pernos. A su vez, la plancha está anclada al muro de reacción mediante 4 pernos pasantes. Por motivo de seguridad, el actuador también va sujeto por una polea en la parte superior. El anclaje del muro a la losa fue hecho mediante seis pernos pasantes de 1" de diámetro ajustados manualmente. Alrededor del MASR se montó una estructura metálica auxiliar en forma de marco que ayudaría a repartir la carga en el muro.

La carga de empuje lateral fue aplicada a 1,18 m por sobre la parte superior de la base del espécimen, empleando un actuador electrohidráulico Shimadzu de 25 t. Para adquirir los datos de desplazamiento en el ensayo monotónico, se emplearon 5 transductores conectados a un sistema universal de adquisición de datos UCAM 5BT Kyowa. La disposición del equipo puede verse en la siguiente figura:

Fabricación de Muro de Adobe Reforzado (MAR)

Luego de haber sometido los MASR a un ensayo monotónico en el Laboratorio de Estructuras del CISMID, se inició su proceso de reparación. Dos de los muros fueron reforzados empleando costalillo y los otros dos, estera. La fabricación de los muros de adobe reforzados o MAR siguiendo los siguientes pasos:

- Reemplazar el material en las juntas de mortero de barro falladas, por un mortero suelo - cemento en proporción 7:1.
- Perforar orificios de 10 cm de profundidad en la base de concreto, los cuales sirven para anclar las maderas usadas en el refuerzo. Las maderas se colocan en los agujeros y se aseguran en su posición, amarrándose una con otra cada cuatro hiladas con alambre Nº 16. Una vez fijadas las maderas, el resto del orificio se rellena con mortero arena
- Cemento 4:1
- Con mortero suelo-cemento se rellena el espacio comprendido entre el costalillo o la estera y el muro. En caso del primero, se rellena el prisma de sección triangular comprendido entre el borde de la madera y el borde del muro. Para el caso de la estera como solo se realizaran dos dobleses para no debilitar al material, la sección a rellenar será en forma de "U", con espesor igual a la madera, y de perímetro igual al ancho de la estera
- Una vez colocado el mortero, se coloca el segundo elemento de refuerzo, esto es el costalillo o la estera. Éstos son fijados a las maderas empleando clavos de 1" en cantidad necesaria. Conviene realizar este proceso mientras el mortero aún está fresco. Antes de colocar la estera, se hacen guías para los dobleses, para facilitar la colocación. En el caso del costalillo, todo material excedente será doblado para encajar con la geometría.
- En la alternativa empleando costalillo, para mejorar la adherencia entre éste y el mortero, se colocan aleatoriamente clavos (de 1" ó 2") con parte de su sección sobresaliendo. Posteriormente, se trenza alambre negro No. 16 sobre la superficie del costalillo.
- Finalmente se completa la sección con mortero suelo-cemento, el cual es colocado pañeteándolo, para luego enrasar la superficie y darle acabado.

Ensayo del MAR

A diferencia del ensayo de los MASR, para ensayar los muros reforzados, la colocación del marco ya no fue necesaria, debido a que la pseudo columna actúa como el elemento que distribuye la carga lateral al muro. Tampoco se colocaron rodillos laterales porque no era necesario mantener en pie el muro luego de la prueba, ya que el espécimen no volvería a ser ensayado, como el caso de los MASR. Adicionalmente, la presencia del reforzamiento confina al muro de manera que presenta una resistencia adicional a desplomarse fuera de su eje, en comparación con los MASR. La carga fue aplicada directamente sobre uno de los extremos reforzados, también a la altura del centro de gravedad (la mitad de la altura del muro).

RESULTADOS DE LOS ENSAYOS:

Para realizar la primera prueba de los MASR, la carga lateral fue ubicada en la parte superior del muro, como es común en los ensayos de muros de albañilería. Sin embargo, la fragilidad del espécimen (MASR-01) hizo que la carga tan solo arrastre las hiladas de adobe que estaban en contacto directo con la cabeza del actuador, es decir, la falla fue por corte en el mortero. Como los resultados buscados eran los del comportamiento de todo el muro, se montó una estructura metálica auxiliar en forma de marco que ayudaría a repartir la carga en el muro y el actuador fue colocado a 118 cm sobre la base, lo que corresponde al centro de gravedad del espécimen con el marco. Los resultados obtenidos para el MASR-01 no fueron considerados para el análisis

En los resultados se pudo observar que los MASR tienen un comportamiento lineal hasta una carga de 0,6 t y un desplazamiento de 0,9 mm. A partir de ese momento el comportamiento de los MASR difieren uno del otro, sin embargo, el valor de la carga máxima que resiste presenta menos de 10% de variación respecto al promedio. A continuación se muestran los valores máximos obtenidos en los ensayos de MASR.

Cargas, Desplazamientos, Esfuerzos de corte y Distorsiones Máximas de MASR

Muro	Carga máxima (t)		Desplazamiento máximo (mm)	Esfuerzo Cortante máximo (kg/cm ²)	Distorsión máxima
MASR-02	1,052	6,659	0,211349	0,003163	
MASR-03	1,170	7,537	0,236798	0,003538	
MASR-04	1,237	8,487	0,247607	0,003985	
Promedio	1,153	7,561	0,231918	0,003562	

En el caso de los MAR reforzados con estera (MAR-01 y MAR-03), si bien la resistencia al corte sólo aumentó en forma proporcional al aumento geométrico de la sección transversal del muro, se observó que la distorsión alcanzada por el muro fue 4 veces mayor que la obtenida con los MASR. Los valores máximos obtenidos para esta propuesta de refuerzo se muestran a continuación

Cargas, Desplazamientos, Esfuerzos y Distorsiones Máximas MAR - Estera

Espécimen	Carga máxima (t)		Desplazamiento máximo (mm)	Esfuerzo cortante máximo (kg/cm ²)	Distorsión máxima
MAR-01	1,692	39,568	0,222668	0,018664	
MAR-03	1,554	38,429	0,228982	0,018084	
Promedio	1,623	38,999	0,225825	0,018374	

En el caso de los MAR reforzados con costalillo (MAR-02 y MAR-04), el esfuerzo cortante máximo aumentó en 13%. Asimismo, la distorsión aumentó 400% con respecto a los MASR, en forma similar a la alternativa de refuerzo con estera. Los valores máximos obtenidos para esta propuesta de refuerzo se muestran a continuación:

Cargas, Desplazamientos, Esfuerzos y Distorsiones Máximas MAR - Costalillo

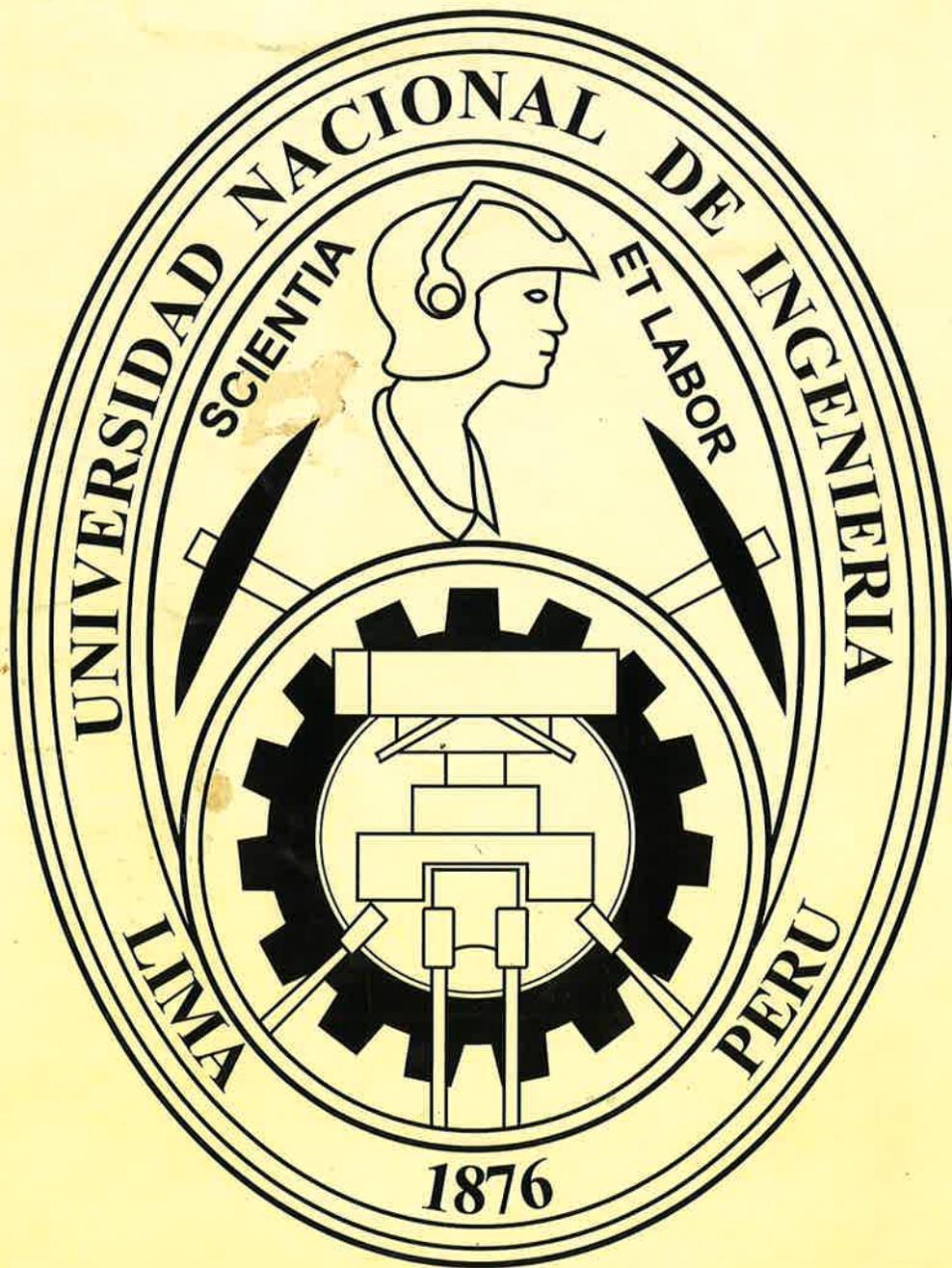
Espécimen	Carga máxima (t)		Desplazamiento máximo (mm)	Esfuerzo cortante máximo (kg/cm ²)	Distorsión máxima
MAR-02	1,666	38,570	0,245485	0,018091	
MAR-04	1,913	38,992	0,281124	0,018306	
Promedio	1,790	38,781	0,263305	0,018199	

La siguiente gráfica compara los comportamientos observados en los ensayos de los MASR y los MAR, donde se aprecia claramente el incremento en el desplazamiento lateral máximo soportado por los muros reforzados.

CONCLUSIONES:

Ambas alternativas de reforzamiento planteadas en esta tesis obtuvieron resultados similares, tanto en carga como en desplazamiento. En promedio, los muros reforzados soportaron un 65% más de carga lateral que los no reforzados. Sin embargo, en el caso de los MAR reforzados con estera, este aumento de resistencia se debe al aumento del área de la sección, ya que el esfuerzo cortante máximo promedio (0,226 kg/cm²) fue 2,66% menor al obtenido para los MASR (0,232 kg/cm²). En el caso de los MAR reforzados con costalillo, la resistencia al corte aumentó 13,49% respecto a los MASR.

En base a los resultados, se concluye que la mejor alternativa es la que emplea costalillos, por tener mejor comportamiento, ser más económica (al tener una menor sección) y tener mayor disponibilidad del material a nivel nacional. Como complemento a esta tesis se desarrolló un manual didáctico para la difusión de esta alternativa de refuerzo.



Acreditada por la ABET