



**FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL**

TESIS

**"ANÁLISIS SISMORRESISTENTE EN FUNCIÓN A LA RESPUESTA
SÍSMICA DE LA INFRAESTRUCTURA DE LA INSTITUCIÓN
EDUCATIVA GUILLERMO BILLINGHURST, PROVINCIA DE
TAMBOPATA, REGIÓN MADRE DE DIOS – 2018"**

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

PRESENTADO POR:

WILMER VEGA VIDARTE

PUCALLPA - PERÚ

Setiembre - 2018

HOJA DE FIRMAS DEL JURADO



FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA

ACTA DE TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

En Pucallpa, siendo las 20:00 Hrs. del 19 de Setiembre del 2018, bajo la presidencia del catedrático principal:

Mg. CASTRO MONAGO, Dedicación

Se inició la Sesión Pública de Sustentación y Evaluación correspondiente, para obtener el Título Profesional de **INGENIERO CIVIL**, bajo la modalidad de Sistema de Tesis (Resolución 3175-2003-R-UAP), en el que:

VEGA VIDARTE, WILMER

Sustento la Tesis titulada:

“ANÁLISIS SISMORRESISTENTE EN FUNCIÓN A LA RESPUESTA SÍSMICA DE LA INFRAESTRUCTURA DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA GUILLERMO BILINGHURST, PROVINCIA DE TAMBOPATA, REGIÓN MADRE DE DIOS-2018”

Ante el Jurado integrado por los señores catedráticos:

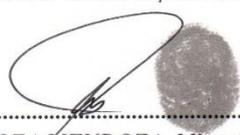
Mg. CASTRO MONAGO, Dedicación
Ing. MENDOZA MENDOZA, Miguel Antonio
Mg. MORALES GONZALES, José Isidro

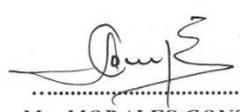
Presidente
Miembro/Secretario
Miembro

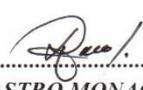
Sustentado el mismo, el graduando obtuvo el siguiente resultado:

APROBADO POR UNANIMIDAD

En fe de lo cual se asentó la presente Acta que firman el Señor Presidente y los demás miembros del Jurado.


.....
Ing. MENDOZA MENDOZA, Miguel Antonio
Miembro/Secretario
CIP.97855


.....
Mg. MORALES GONZALES, José Isidro
Miembro
CIP. 132881


.....
Mg. CASTRO MONAGO, Dedicación
Presidente
CIP. 119914

DEDICATORIA

La presente tesis esta dedicada a Dios, ya que gracias a él he logrado concluir mi Carrera.

A mi padre, porque el siempre estuvo brindandome su apoyo y consejos para hacer de mi una mejor persona.

A mis hermanos y sobrinos, por sus palabras y compañía; en forma muy especial a mi madre, que aún no estando físicamente con nosotros, desde el cielo siempre me cuida para que todo salga bien.

AGRADECIMIENTO

En este proyecto agradezco a mi padre y hermanos por que me brindaron su apoyo tanto moral y economicamente para seguir estudiando y lograr el objetivo trazado para un futuro mejor y ser orgullo para ellos y de toda la familia.

A la Universidad Alas Peruanas por ser mi alma mater y formarme para un futuro como ingeniero civil.

De igual manera a mis profesores por brindarme sus conocimientos y consejos para concluir con éxito mi Proyecto.

.

RESÚMEN

La presente investigación plantea como objetivo general determinar la respuesta sísmica de la infraestructura actual de la Institución Educativa Guillermo Billinghurst de Tambopata, y así es que la población de estudio son todos sus pabellones de primaria y secundaria, los que han sido construidos considerando los lineamientos técnicos de la Norma E.030 – 2016. El tiempo en que se realizó este estudio fue desde octubre del 2017 hasta julio del 2018.

La respuesta sísmica se determinó en base al análisis sísmico de la infraestructura de los pabellones C de primaria y A de secundaria, empleando para ello el procedimiento de análisis dinámico modal espectral utilizando el programa ETABS 2016 V16.2.0, tomando en cuenta los requerimientos de la Norma técnica E.030 – 2016, para comparar dichos resultados con aquellos obtenidos considerando la anterior Norma E.030 - 2006. Se busca determinar si las edificaciones incluidas en la población de estudio poseen una respuesta sísmica significativamente distinta y que pueda considerarse más eficiente que la que se hallaba con la Norma anterior.

Se ha empleado un enfoque cuantitativo, con un tipo descriptivo, de diseño no experimental y con un nivel de investigación aplicada.

Como conclusión de la presente tesis se obtuvo que la actual infraestructura de la institución educativa Guillermo Billinghurst de Tambopata, tiene un desempeño estructural significativamente distinto y que se interpreta como más eficiente respecto a lo que se obtenía con la norma E.030 – 2006.

Palabras clave: respuesta / análisis / infraestructura

ABSTRACT

This research raises main objective to determine the seismic response of the current infrastructure of the educational institution of Guillermo Billinghurst of Tambopata, and so that the study population are all its pavilions of primary and secondary, which have been built considering the technical guidelines of the standard E.030 - 2016. The time in which this study was carried out was from October of 2017 until July 2018.

The seismic response is determined based on the seismic analysis of the infrastructure of halls C primary and A high school, using the procedure of dynamic modal spectral analysis software ETABS 2016 V16.2.0, taking into account the requirements of the technical standard E.030 - 2016, to compare these results with those obtained considering the previous standard E.030 - 2006. It seeks to determine whether the buildings included in the study population have a significantly different seismic response and that it can be considered more efficient that it was with the previous standard.

It has been used a quantitative approach, with a descriptivo type, non-experimental design and with a level of applied research.

As conclusion of this thesis was that the current infrastructure of the educational institution Guillermo Billinghurst of Tambopata, has a significantly different structural performance and that is interpreted as more efficient than what is getting compliant E.030 - 2006.

Key words: response / analysis / infrastructure

ÍNDICE

Hoja de Firmas del Jurado	ii
Dedicatoria	iii
Agradecimiento	iv
RESUMEN	v
ABSTRACT	vi
INDICE	vii
INTRODUCCIÓN	ix
Capítulo I: EL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN	1
1.1. Planteamiento del problema	1
1.2. Formulación del problema	2
1.3. Objetivos de la Investigación	3
1.3.1 Objetivo general	3
1.3.2 Objetivos específicos.....	3
1.4. Justificación del estudio	4
1.5. Limitaciones de la investigación	5
Capítulo II: MARCO TEÓRICO	6
2.1. Antecedentes del estudio	6
2.2. Bases teóricas.....	9
2.3. Definición de términos	23
2.4. Hipótesis.....	27
2.4.1. Hipótesis general	27
2.4.2. Hipótesis específicas.....	28
2.5. Variables	29
2.5.1. Definición conceptual de las variables	29
2.5.2. Definición operacional de las variables	31

2.5.3. Operacionalización de las variables	33
Capítulo III: METODOLOGÍA	
3.1 Tipo y nivel de investigación.....	36
3.2 Descripción del ámbito de la investigación	37
3.3 Población y muestra	37
3.4 Técnicas e instrumentos para la recolección de datos.....	37
3.5 Validez y confiabilidad del instrumento	38
Capítulo IV: RESULTADOS	39
Capítulo V: DISCUSIÓN	69
Conclusiones	73
Recomendaciones	75
Referencias bibliográficas	76
Anexos	79

INTRODUCCIÓN

Esta investigación tiene sus inicios en la primera etapa de la ejecución del proyecto “Adecuación, Mejoramiento y Sustitución de la Infraestructura Educativa IE Guillermo Billinghurst - Madre de Dios – Tambopata - Puerto Maldonado” en la cual surgió la interrogante de si la estructura de aquella edificación resistiría un sismo de gran intensidad. Esta simple curiosidad ha motivado mayores indagaciones las que han dado origen al presente trabajo.

La sismorresistencia es un atributo que es destinado a una edificación de acuerdo a su configuración geométrica y a las técnicas de diseño que tiene empleadas para resistir las fuerzas de un movimiento sísmico. Por otro lado para lograr que un sismo no le cause el mínimo daño a una propiedad es necesario que la simetría en los volúmenes sea una de las características principales de la edificación. La simplicidad se logra proyectando diseños sencillos que faciliten la distribución de los muros y la simetría, lo que proporciona que las partes que conforman los volúmenes estén ubicadas en los ejes de una manera equilibrada.

Durante los últimos 130 años, el país en general y la Amazonía Peruana en particular no ha tenido movimientos sísmicos de gran intensidad, y nuestras edificaciones de concreto armado no han sido probadas en condiciones sísmicas severas. Por esta razón es necesario estudiar el desempeño sísmico de nuestras edificaciones ante diferentes niveles de demanda sísmica.

Las técnicas y criterios constructivos actuales señalan que no resulta económicamente factible diseñar edificaciones con la finalidad de resistir sin daños a un sismo severo y de baja frecuencia; el costo es muy alto para que la resistencia de las diferentes estructuras se mantenga dentro del rango de elasticidad durante un sismo de esas características. Ante esto, la práctica común es diseñar la estructura con una resistencia relativamente menor pero que cuente con propiedades suficientes de ductilidad que permita disipar la energía generada por el sismo.

El Perú a través de los años ha visto cómo sus estructuras escolares han sufrido los efectos de los movimientos sísmicos los cuales han provocado el agrietamiento de estas, aumentando así la cantidad de instituciones educativas con daños severos en espera de mantenimiento. Los planteles van perdiendo su resistencia por la cantidad y profundidad de fisuras, preocupando tanto a los estudiantes como a la población en general, con el temor de que algún día se desplome.

En las zonas urbanas del Perú el 70,8% de las instituciones educativas están construidas con material noble, es decir tienen paredes de ladrillo o bloques de cemento, sin embargo estimamos que la mitad de éstas tienen diseños que no le dan mayor importancia a la previsión de sismos por lo que no resistirían un eventual movimiento telúrico de magnitud 7 o superior. Estas construcciones están localizadas en diferentes ciudades de la costa, sierra y selva; en caso de sufrir daños por efectos de los sismos, para su reconstrucción o refacción se requiere un elevado presupuesto, razón por la cual consideramos que es mucho más conveniente incorporar desde el inicio los criterios asociados al diseño sismorresistente y también evaluar su efectividad tanto por medio de pruebas de campo como también considerando los parámetros incluidos en la norma técnica E.030 – 2016 “diseño sismorresistente”.

La obtención preliminar de información, ha sido por medio de conversaciones con profesionales que participaron en la construcción de anteriores infraestructuras de instituciones educativas ubicadas en la provincia de Tambopata, detectando que existen serias deficiencias en el tema de sismorresistencia. Posteriormente nos avocamos a la detección de las patologías en las construcciones de diversas instituciones públicas ubicadas en la ciudad de Puerto Maldonado, para finalmente ocuparnos de la revisión y análisis del expediente técnico del proyecto denominado "Adecuación, Mejoramiento y Sustitución de la Infraestructura Educativa IE Guillermo Billinghurst-Madre de Dios –Tambopata - Puerto Maldonado".

CAPÍTULO I: EL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

1.1 Planteamiento del problema.

Los acontecimientos recientes relacionados a movimientos telúricos tanto dentro como fuera de nuestro país, han vuelto a generar debates sobre las modificaciones que deben considerarse para las nuevas técnicas de construcción, de tal forma que estas deben ser más resistentes a los sismos.

La región Madre de Dios y la selva peruana en los últimos cinco años constantemente registran actividades sísmicas, esto se debe a la subducción de dos placas tectónicas, la placa de Nazca y la placa Sudamericana, que a su vez forman parte del cinturón de fuego, una de las zonas de mayor actividad sísmica a nivel mundial.

Al ser Puerto Maldonado una de las ciudades con mayor población en la Amazonía Peruana, es necesario conocer la respuesta sísmica de las edificaciones, en especial de aquellas que albergan gran cantidad de personas, tales como las instituciones educativas, ya que estas instalaciones reciben a diario y en diferentes turnos a gran cantidad de estudiantes, profesores, personal administrativo y de servicio; siendo estas

consideradas edificaciones esenciales, ya que sus instalaciones deben permanecer en condiciones de operatividad luego de un sismo severo para poder albergar gran cantidad de personas damnificadas.

A partir de enero del 2016 entró en vigencia la norma de diseño sismorresistente E.030 - 2016, la cual no sólo modifica la zonificación sísmica de la ciudad de Puerto Maldonado sino que también incorpora nuevos parámetros en el diseño sismorresistente. Sin embargo no se tiene evidencia empírica que sea más eficiente para las construcciones ubicadas en la Zona Sísmica N° 1.

1.2 Formulación del problema.

De lo mencionado y descrito en el planteamiento del problema se desprenden las siguientes preguntas:

1.2.1 PROBLEMA GENERAL

¿Cuál es la respuesta sísmica de la infraestructura actual de la Institución Educativa Guillermo Billinghurst – Tambopata – Madre de Dios, considerando los requerimientos de la norma técnica E.030 - 2016 en comparación con la norma E.030 - 2006?

1.2.2 PROBLEMAS ESPECÍFICOS

Problema específico N° 1

¿Cuál es el valor de los parámetros de diseño del peligro sísmico del terreno en que se ha construido la Institución Educativa Guillermo Billinghurst – Tambopata – Madre de Dios, considerando los requerimientos de la norma técnica E.030 – 2016 en comparación con la norma E.030 - 2006?

Problema específico N° 2

¿Cuál es el valor de los parámetros del diseño estructural de la infraestructura actual de la Institución Educativa Guillermo Billinghurst – Tambopata – Madre de Dios, considerando los requerimientos de la norma técnica E.030 – 2016 en comparación con la norma E.030 - 2006?

1.3 Objetivos de la investigación

1.3.1 OBJETIVO GENERAL

Determinar cuál es la respuesta sísmica de la infraestructura actual de la Institución Educativa Guillermo Billinghurst – Tambopata – Madre de Dios, considerando los requerimientos de la norma técnica E.030 – 2016 en comparación con la norma E.030 - 2006.

1.3.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Objetivo Específico N° 1

Encontrar cuál es el valor de los parámetros de diseño del peligro sísmico del terreno en que se ha construido la Institución Educativa Guillermo Billinghurst – Tambopata – Madre de Dios, considerando los requerimientos de la norma técnica E.030 - 2016 en comparación con la norma E.030 - 2006.

Objetivo Específico N° 2

Hallar cuál es el valor de los parámetros del diseño estructural de la infraestructura actual de la Institución Educativa Guillermo Billinghurst – Tambopata – Madre de Dios, considerando los requerimientos de la norma técnica E.030 – 2016 en comparación con la norma E.030 - 2006

1.4 Justificación del estudio.

La realización del presente estudio se justifica debido a que mediante esta investigación, las condiciones de la respuesta sísmica de las estructuras de una Institución Educativa emblemática se podrán estimar antes de que ocurra un movimiento telúrico, determinándose de antemano la operatividad de las instalaciones en caso de que ocurriera un sismo de intensidad mediana o severa y así conocer cuáles de estas se mantendrán en óptimas condiciones para que puedan servir de refugio a la población.

Las normas de diseño sismorresistente han ido evolucionando con la finalidad de proveer mayores elementos para los controles de seguridad y que a su vez los cálculos estructurales de ingeniería se realicen considerando parámetros más precisos y así poder llegar a conclusiones mucho más ajustadas a la realidad.

Debido a dichas modificaciones en la normativa técnica, se especula que las nuevas infraestructuras son más funcionales en cuanto al tema sísmico, sin embargo no existe suficiente evidencia empírica que lo pueda corroborar, especialmente para las nuevas construcciones ubicadas en la zona sísmica N° 1. Además es poco probable que las respectivas autoridades del sector Educación se preocupen por hacer una evaluación seria de las condiciones de seguridad de las estructuras de sus respectivas instituciones educativas y así prevenir los efectos de un posible sismo, por ello que la publicación de proyectos de investigación como este permitirá que se conozca un poco más de la vulnerabilidad estructural de las edificaciones escolares.

La construcción de la infraestructura de la Institución Educativa Guillermo Billinghurst, ubicada en la región de Madre de Dios, ha tenido dos etapas la primera de las cuales se ejecutó considerando los requerimientos técnicos de la Norma E.030 – 2006, mientras que la segunda etapa (denominada actual por el investigador) considera los lineamientos de la nueva Norma E.030-2016. Por lo tanto, la presente investigación tiene por finalidad hacer una comparación de la eficiencia de ambas normas y poder dilucidar si esta

última tiene aportes significativos en lo referente a la denominada respuesta sísmica.

Con los resultados obtenidos se podrá recomendar el reforzamiento o reemplazo de las estructuras analizadas en el presente proyecto de investigación, en caso estas no cumplan con las exigencias requeridas en la Norma E.030-2016 y además poder contrastar los valores obtenidos con los que arrojaría la anterior norma E.030-2006. El otro posible escenario es que no fuera necesario hacer dichas recomendaciones, lo que significaría un importante ahorro a los fondos del Estado.

1.5 Limitaciones de la investigación.

Al ser ésta una tesis de diseño no experimental, ello se configuraría como una limitación ya que hubiese sido interesante contar con los recursos económicos y tecnológicos para manipular la variable magnitud del movimiento sísmico empleando simuladores y maquetas a escala que permitan analizar la incidencia que tiene sobre la otra variable que es el diseño estructural y así poder verificar experimentalmente la validez de las hipótesis planteadas.

Por otro lado, el tener una normativa técnica con parámetros específicos ya calculados nos limita el hecho de poder ensayar el uso de valores de otros contextos como el de normas extranjeras que poseen condiciones geográficas y sísmicas similares a nuestro país.

También se hubiera deseado evaluar el desempeño sísmico de otras infraestructuras educativas a lo largo de un horizonte de por lo menos diez años, pero no disponemos de ese tiempo para dedicarnos a la investigación.

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

2.1 Antecedentes del estudio.

Astorga C., 2006. En su tesis titulada *“Evaluación del riesgo sísmico de edificaciones educativas peruanas”* plantea como objetivo general identificar los principales sistemas estructurales de las construcciones educativas en el Perú, por lo que desarrolla algunos parámetros para valorar las pérdidas y cuantificar su desempeño en diferentes escenarios de sismicidad.

Dicho trabajo de investigación se desarrolló para las edificaciones escolares estatales que son las más numerosas y que demandan mayor atención del gobierno.

Al final concluye que existen 41000 instituciones educativas de las cuales 48% son construcciones de tierra, 37% son de concreto armado-albañilería y el 8% de madera. Encuentra también que las infraestructuras educativas de concreto-albañilería construidas en nuestro país según la norma de diseño sismorresistente de 1997 constituyen sólo el 2% del total de las construcciones educativas existentes. Las muestras presentadas indican que estas construcciones vendrían a ser las únicas que podrían ser reparadas después de un evento sísmico severo.

Gameros S., 2015. En su tesis titulada *“Análisis comparativo de tres tipos de refuerzo estructural para pabellones de aulas de locales escolares de dos pisos y tres aulas por piso”* plantea como objetivo comparar distintas soluciones de reforzamiento implementadas en diferentes instituciones educativas, considerando el desempeño y los costos.

Para realizar el análisis sismorresistente en todos los casos abordados utilizó la norma técnica E.030 – 2014, haciendo un análisis estático para cada caso debido a la poca altura y a la regularidad estructural que presentan los colegios 780, denominados así porque presentan plantas de lados de 7.8 m por 7.8 m, adyacentes que presentan una forma rectangular, estructuras conformadas por pórticos bastantes flexibles en una dirección y muros de albañilería que otorgan una excelente rigidez en la otra dirección, con ventanas altas y bajas con alfeizares separados de las columnas por medio de juntas.

Llega a la conclusión que los denominados colegios 780 acarrear principalmente problemas como que el efecto columna corta y el exceso de desplazamiento lateral llega a superar la distorsión exigida en las normas, y esto se presenta por la mínima rigidez que tiene su estructura conjunta. Presenta soluciones tales como el refuerzo con las aletas de concreto armado ya que adicionan rigidez y no genera separación de los tabiques, sino más bien un trabajo conjunto. La segunda solución que plantea es el refuerzo con cierre de paños, deviniendo esta opción en una muy económica pero origina un inconveniente que es la poca ventilación e iluminación de los ambientes, y como la primera opción, también se tiene un control adecuado de los desplazamientos. Finalmente plantea una tercera solución mediante el refuerzo mediante arriostres de acero, que permite obtener un buen desempeño en la estructura, pero deben ser incorporados por personal calificado y genera un costo semejante a las aletas de concreto armado.

Moreno C, 2014. Puede verse que en su tesis titulada *“Análisis de daños estructurales causados por sismos en escuelas públicas de República Dominicana”* plantea como objetivo analizar las lesiones en elementos

estructurales tomando como muestra algunas de las escuelas públicas agrietadas o colapsadas después de un sismo y, encuentra que los registros referentes a las construcciones de locales escolares del estado, a través del tiempo han arrojado que un elevado porcentaje de estas se han agrietado superficialmente, han tenido fallos por elementos estructurales y otras han colapsado. A pesar de esto, en República Dominicana se han construido más escuelas con el mismo modelo estructural y con las mismas técnicas constructivas sin tener en cuenta los aspectos sismorresistentes, lo que ha provocado una avalancha de locales escolares nuevos pero de corto periodo de vida estructural, pues colegios con menos de 5 años de construcción ya estaban agrietados por la concurrencia de los movimientos telúricos.

Concluye que con la creación del nuevo Reglamento para el Análisis y el Diseño Sísmico de Estructuras con vigencia desde el 1 de agosto del 2011, se está intentando aplicar los nuevos criterios de diseño estructural basados principalmente en los requisitos sísmicos convenientes para una edificación más segura. Estos diseños muchas veces son metódicos que a la hora de la ejecución se interrumpe haciendo así una construcción igual en condición que la que se hacían años atrás.

Taipe J., 2003. En su tesis de maestría en Ingeniería Estructural titulada "*Criterios de diseño por desempeño para la Norma Peruana de Diseño Sismorresistente*" plantea como objetivo principal probar la deficiencia de las normas de diseño existentes en la época. Propone que es necesario la creación y adecuación de metodologías basadas en niveles de sismos de diseño que correspondan por lo menos a la filosofía general de diseño sismorresistente; para sismos ligeros prevenir daños no estructurales, para sismos moderados prevenir daños estructurales y minimizar daños no estructurales, y para sismos importantes evitar el colapso.

Al final concluye que los efectos de un fenómeno sísmico en las obras civiles aún no pueden ser controladas totalmente, pese a la existencia de códigos de diseño sismorresistente, como lo demuestran las consecuencias sociales y económicas de los recientes sismos ocurridos en el país.

2.2 Bases teóricas

2.2.1 MAGNITUD DE UN EVENTO SÍSMICO

Bozzo L. y Barbat A., 2004

“El concepto de magnitud fue introducido por Richter en 1935 para comparar la energía liberada en el foco por diferentes sismos. La energía total liberada por un terremoto es la suma de la energía transmitida en forma de ondas sísmicas y la disipada mediante otros fenómenos, principalmente en forma de calor. La energía disipada por medio de ondas es del orden del 1 % al 10% de la total. La magnitud caracteriza la energía total de los terremotos, calculada a partir de registros sísmicos. Por este motivo, Richter considera que la amplitud de las ondas sísmicas es prácticamente una medida de la energía total y establece para la magnitud local (M_L) la siguiente relación:

$$M_L = \log A - \log A_0$$

En esta ecuación, A es la amplitud máxima registrada en un sismógrafo de torsión Wood-Anderson a una distancia dada y A_0 es una función de atenuación correspondiente a un terremoto tomado como patrón ($M_L = 0$). La calibración de la escala se hizo tomando el valor de $M_L = 3$ para un terremoto que a 100 km de distancia registra una amplitud $A = 1$ mm en el mencionado sismógrafo. El valor de la magnitud así definida no tiene límite matemático, pero sí físico, determinado por las características de los materiales de la Tierra. Dicho límite no ha sobrepasado, hasta ahora, el grado 9 en la escala de Richter. Posteriormente, Gutenberg y Richter propusieron expresiones para evaluar la magnitud a partir de ondas tanto superficiales (M_s) como internas (m_b ”).

2.2.2 PRINCIPIOS DEL DISEÑO SISMORRESISTENTE

Norma Técnica "Diseño Sismorresistente" E.030 - 2016 MVCS

La Norma referida se sustenta en los siguientes principios:

- a) La estructura no debería colapsar ni causar daños graves a las personas debido a sismos severos, aunque sí podría sufrir daños importantes. La estructura debería soportar sismos moderados, pudiendo experimentar daños reparables,
- b) La estructura debería soportar movimientos del suelo calificados como moderados para el lugar del proyecto, pudiendo experimentar daños reparables dentro de límites aceptables.
- c) Las edificaciones esenciales deberán lograr permanecer en condiciones operativas después de un sismo severo. Las edificaciones esenciales, después de un sismo severo no deberían interrumpir su función (como establecimientos de salud, aeropuertos, cuarteles, instalaciones de generación y transformación de electricidad, entre otras edificaciones); también aquellas edificaciones que pueden servir de refugio después del desastre como es el caso de las instituciones educativas, entre otras edificaciones especificadas en la misma Norma.

Se acepta que las edificaciones tengan incursiones inelásticas frente a sollicitaciones sísmicas severas. Por tanto, las fuerzas sísmicas de diseño son una fracción de la sollicitación sísmica máxima elástica.

2.2.3 LA RESPUESTA SÍSMICA

Oviedo y Duque, 2006

“Las técnicas convencionales para controlar la respuesta sísmica de una edificación se basan en la combinación de las propiedades del

terreno y también la resistencia, rigidez y capacidad de disipación de energía en el rango inelástico de la estructura, tomando como condición su ductilidad.

Para efectos de cálculo numérico, la respuesta sísmica de una estructura la podemos obtener luego de "tamizar" la señal sísmica a través de la misma estructura. Y para hallar el valor de esta respuesta sísmica, se requiere de la definición previa tanto del movimiento del terreno donde se realizará la edificación, así como de las principales características estructurales del proyecto.

Toda estructura responde dinámicamente ante la acción de cargas o deformaciones, generando fuerzas inerciales iguales a su masa por la aceleración (segunda ley de Newton, ecuación dinámica de equilibrio). Para cargas o deformaciones aplicadas de una manera lenta, que es el caso de cargas muertas y vivas no dinámicas, las fuerzas inerciales pueden despreciarse, lo que hace posible un análisis estático de la estructura. Esta simplificación no es válida cuando la estructura se somete a cargas dinámicas o deformaciones rápidas como las causadas por viento, sismo, y vivas, dinámicas o con impacto, casos en los cuales las fuerzas inerciales no son despreciables y se hace necesario un análisis dinámico”.

Norma Técnica “Diseño Sismorresistente” E.030 - 2016 MVCS

“La Norma sugiere un determinado procedimiento para encontrar las acciones sísmicas que sirvan para el diseño estructural: en la primera etapa se halla el peligro sísmico, que depende del lugar y las características del terreno sobre el que se construirá la obra; la segunda etapa es la caracterización del edificio, cuyos valores dependen de ciertos parámetros incorporados en el proyecto; la tercera etapa es el análisis estructural, que se realiza en base a un modelo matemático diseñado con los datos de la edificación, también

en esta etapa se determina el peso del edificio y se lleva a cabo los procedimientos de análisis, el cual puede ser estático y/o dinámico; y la cuarta etapa consiste en la validación de la estructura, donde básicamente se revisarán los desplazamientos laterales y la distorsión admisible, entre otras restricciones”.

2.2.4 EL PELIGRO SÍSMICO

H. Tavera y otros, 2014

“El peligro sísmico corresponde a la probabilidad de que ocurra un sismo de determinada magnitud que genere, en un punto específico, una aceleración igual o mayor a un valor dado para un periodo de tiempo determinado. Considerando que la ocurrencia de sismos obedece a una distribución de Poisson, debe tenerse en cuenta lo siguiente:

- * El número de eventos que ocurren en un intervalo de tiempo es independiente de los que ocurren en otro,
- * La probabilidad de ocurrencia durante un periodo de tiempo muy corto es proporcional a la longitud del intervalo de tiempo,
- * La probabilidad de que ocurra más de un evento sísmico durante un intervalo de tiempo muy corto es insignificante”.

Norma E.030 – 2016 MVCS

“El peligro sísmico está determinado por la zonificación y las características del terreno sobre el que se construirá la obra; los que son evaluados según los siguientes parámetros: el factor de zona, perfil del suelo, los parámetros de sitio y el factor de amplificación sísmica:

- a) Factor de zona (Z), se puede interpretar como la aceleración máxima horizontal del suelo rígido con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años.

b) Perfil del suelo, se definen los perfiles de suelo de acuerdo a los estudio de mecánica de suelos.

c) Parámetros de sitio (S , T_P y T_L), se debe considerar el tipo de suelo que mejor describa las condiciones locales, utilizando los correspondientes valores del factor de amplificación del suelo (S) y de los periodos (T_P y T_L) dados en la Norma sismorresistente.

d) Factor de amplificación sísmica (C), éste parámetro se interpreta como el factor de amplificación de la aceleración estructural respecto de la aceleración del suelo”.

2.2.5 ZONIFICACIÓN SÍSMICA

Norma E.030 – 2016 MVCS.

“El territorio nacional se considera dividido en cuatro zonas, como se muestra en la Figura N° 1. La zonificación propuesta se basa en la distribución espacial de la sismicidad observada, las características generales de los movimientos sísmicos y la atenuación de éstos con la distancia epicentral, así como en la información neotectónica.

A cada zona se asigna un factor Z según se indica en la Tabla siguiente. Este factor se interpreta como la aceleración máxima horizontal en suelo rígido con una probabilidad de 10 % de ser excedida en 50 años. El factor Z se expresa como una fracción de la aceleración de la gravedad”.

FACTORES DE ZONA “Z”	
ZONA	Z
4	0,45
3	0,35
2	0,25
1	0,10

FIGURA 1: ZONAS SÍSMICAS DEL PERÚ E.030-2016



(Norma E.030 – 2006, pág. 3)

El territorio nacional se consideraba dividido en tres zonas, como se muestra en la Figura N° 2. La zonificación propuesta se basa en la distribución espacial de la sismicidad observada, las características generales de los movimientos sísmicos y la atenuación de éstos con la distancia epicentral, así como en información neotectónica.

FIGURA 2: ZONAS SÍSMICAS DEL PERÚ E.030-2006



FACTORES DE ZONA E.030 - 2006	
ZONA	Z
3	0,4
2	0,3
1	0,15

2.2.6 DISEÑO ESTRUCTURAL

Morales, Roberto. 2006

“El diseño estructural tiene como propósito la optimización del sistema o estructura, es decir que se obtendrán las mejores soluciones viables.

Conseguir una solución óptima absoluta es imposible, aun así, siempre es útil optimizar el diseño de las edificaciones de acuerdo con determinados criterios, puede ser este, el peso de las estructuras o el costo mínimo; siempre teniendo en cuenta que no existen soluciones ideales sino razonables.

Se puede indicar entonces que el análisis y diseño estructural de las edificaciones que se construyen en nuestro entorno es producto de la experticia del proyectista estructural, que implica durante el diseño usar adecuados coeficientes de seguridad para proteger a las edificaciones de cargas que pudieron ser omitidas o condiciones distintas a las planteadas durante el análisis. Por esta razón, los diseños y las alternativas de solución técnica que sea funcional y económica, son diversas; motivo por el cual el presente trabajo busca comparar la respuesta sísmica de una infraestructura educativa que está construyéndose, contra los parámetros sísmicos de diseño modificados junto con la Norma E.030 Diseño Sismorresistente”.

Norma E.030, 2016 MVCS

“El diseño estructural está asociado con las características estructurales del edificio, dentro de las cuales se encuentran: la categoría de la edificación y el factor de uso, el sistema estructural y el coeficiente de reducción de fuerza sísmica:

- a) Categoría de la Edificación y el Factor de Uso (U), cada estructura debe ser clasificada de acuerdo con las categorías indicadas en la Norma y el factor de importancia según la clasificación que se haga.
- b) Coeficiente de Reducción de Fuerza Sísmica, se determina como el producto del coeficiente R_o y de los factores I_a , I_p obtenidos de la Norma”.

2.2.7 PERFILES DE SUELO

Norma E.030, 2016 MVCS

“Para los efectos de esta Norma, los perfiles de suelo se clasifican tomando en cuenta la velocidad promedio de propagación de las ondas de corte (V_s) o alternativamente, para suelos granulares, el promedio ponderado de los N_{60} obtenidos mediante un ensayo de penetración estándar (SPT), o el promedio ponderado de la resistencia al corte en condición no drenada (S_u) para suelos cohesivos. Estas propiedades deben determinarse para los 30 m superiores del perfil de suelo medidos desde el nivel del fondo de cimentación

Para los suelos predominantemente granulares, se calcula N_{60} considerando solamente los espesores de cada uno de los estratos granulares. Para los suelos predominantemente cohesivos, la resistencia al corte en condición no drenada S_u se calcula como el promedio ponderado de los valores correspondientes a cada estrato cohesivo.

Este método también es aplicable si se encuentran suelos heterogéneos (cohesivos y granulares). En tal caso, si a partir de N_{60} para los estratos con suelos granulares y de S_u para los estratos con suelos cohesivos se obtienen clasificaciones de sitio distintas, se toma la que corresponde al tipo de perfil más flexible.

Los tipos de perfiles de suelos son cinco:

a. Perfil Tipo S_0 : Roca Dura

A este tipo corresponden las rocas sanas con velocidad de propagación de ondas de corte V_s mayor que 1500 m/s. Las mediciones deberán corresponder al sitio del proyecto o a perfiles de la misma roca en la misma formación con igual o mayor intemperismo

o fracturas. Cuando se conoce que la roca dura es continua hasta una profundidad de 30 m, las mediciones de la velocidad de las ondas de corte superficiales pueden ser usadas para estimar el valor de V_s

b. Perfil Tipo S₁: Roca o Suelos Muy Rígidos

A este tipo corresponden las rocas con diferentes grados de fracturación, de macizos homogéneos y los suelos muy rígidos con velocidades de propagación de onda de corte V_s entre 500 m/s y 1500 m/s, incluyéndose los casos en los que se cimienta sobre:

- Roca fracturada, con una resistencia a la compresión no confinada q_u mayor o igual que 500 kPa (5 kg/cm²).
- Arena muy densa o grava arenosa densa, con N_{60} mayor que 50.
- Arcilla muy compacta (de espesor menor que 20 m), con una resistencia al corte en condición no drenada S_u mayor que 100 kPa (1 kg/cm²) y con un incremento gradual de las propiedades mecánicas con la profundidad.

c. Perfil Tipo S₂: Suelos Intermedios

A este tipo corresponden los suelos medianamente rígidos, con velocidades de propagación de onda de corte V_s , entre 180 m/s y 500 m/s, incluyéndose los casos en los que se cimienta sobre:

- Arena densa, gruesa a media, o grava arenosa medianamente densa, con valores del SPT N_{60} , entre 15 y 50.
- Suelo cohesivo compacto, con una resistencia al corte en condiciones no drenada S_u , entre 50 kPa (0,5 kg/cm²) y 100 kPa (1kg/cm²) y con un incremento gradual de las propiedades mecánicas con la profundidad.

d. Perfil Tipo S₃: Suelos Blandos

Corresponden a este tipo los suelos flexibles con velocidades de propagación de onda de corte V_s , menor o igual a 180 m/s, incluyéndose los casos en los que se cimienta sobre:

- Arena media a fina, o grava arenosa, con valores del SPT N_{60} menor que 15.
- Suelo cohesivo blando, con una resistencia al corte en condición no drenada S_u , entre 25 kPa (0,25 kg/cm²) y 50 kPa (0,5 kg/cm²) y con un incremento gradual de las propiedades mecánicas con la profundidad.
- Cualquier perfil que no correspondan al tipo S_4 y que tenga más de 3 m de suelo con las siguientes características: índice de plasticidad P_I mayor que 20, contenido de humedad ω mayor que 40%, resistencia al corte en condición no drenada S_u menor que 25 kPa.

e. Perfil Tipo S_4 : Condiciones Excepcionales

A este tipo corresponden los suelos excepcionalmente flexibles y los sitios donde las condiciones geológicas y/o topográficas son particularmente desfavorables, en los cuales se requiere efectuar un estudio específico para el sitio. Sólo será necesario considerar un perfil tipo S_4 cuando el Estudio de Mecánica de Suelos (EMS) así lo determine”.

La Tabla siguiente resume valores típicos para los distintos tipos de perfiles de suelo:

CLASIFICACIÓN DE LOS PERFILES DE SUELO			
Perfil	V_s	N_{60}	S_u
S_0	> 1500 m/s	-	-
S_1	500 m/s a 1500 m/s	> 50	>100 kPa
S_2	180 m/s a 500 m/s	15 a 50	50 kPa a 100 kPa
S_3	< 180 m/s	< 15	25 kPa a 50 kPa
S_4	Clasificación basada en el EMS		

Norma E.030 – 2006, MVCS

Para los efectos de esta Norma, los perfiles de suelo se clasifican tomando en cuenta las propiedades mecánicas del suelo, el espesor

del estrato, el período fundamental de vibración y la velocidad de propagación de las ondas de corte. Los tipos de perfiles de suelos son cuatro:

a) Perfil tipo S1: Roca o suelos muy rígidos.

A este tipo corresponden las rocas y los suelos muy rígidos con velocidades de propagación de onda de corte similar al de una roca, en los que el período fundamental para vibraciones de baja amplitud no excede de 0,25 s, incluyéndose los casos en los que se cimienta sobre:

- Roca sana o parcialmente alterada, con una resistencia a la compresión no confinada mayor o igual que 500 kPa (5 kg/cm²).
- Grava arenosa densa.
- Estrato de no más de 20 m de material cohesivo muy rígido, con una resistencia al corte en condiciones no drenadas superior a 100 kPa (1 kg/cm²), sobre roca u otro material con velocidad de onda de corte similar al de una roca.
- Estrato de no más de 20 m de arena muy densa con $N > 30$, sobre roca u otro material con velocidad de onda de corte similar al de una roca.

b) Perfil tipo S2: Suelos intermedios.

Se clasifican como de este tipo los sitios con características intermedias entre las indicadas para los perfiles S1 y S3.

c) Perfil tipo S3: Suelos flexibles o con estratos de gran espesor.

Corresponden a este tipo los suelos flexibles o estratos de gran espesor en los que el período fundamental, para vibraciones de baja amplitud, es mayor que 0,6 s, incluyéndose los casos en los que el espesor del estrato de suelo excede los valores siguientes:

Suelos Cohesivos	Resistencia al Corte típica en condición no drenada (kPa)	Espesor del estrato (m) (*)
Blandos	< 25	20
Medianamente compactos	25 - 50	25
Compactos	50 - 100	40
Muy compactos	100 - 200	60
Suelos Granulares	Valores N típicos en ensayos De penetración estándar (SPT)	Espesor del estrato (m) (*)
Sueltos	4 - 10	40
Medianamente densos	10 - 30	45
Densos	Mayor que 30	100

(*) Suelo con velocidad de onda de corte menor que el de una roca.

d) Perfil Tipo S₄: Condiciones Excepcionales

A este tipo corresponden los suelos excepcionalmente flexibles y los sitios donde las condiciones geológicas y/o topográficas son particularmente desfavorables.

Deberá considerarse el tipo de perfil que mejor describa las condiciones locales, utilizándose los correspondientes valores de T_p y del factor de amplificación del suelo S , dados en la tabla siguiente,

Parámetros del Suelo			
Tipo	Descripción	T_p (s)	S
S ₁	Roca o suelos muy rígidos	0,4	1,0
S ₂	Suelos intermedios	0,6	1,2
S ₃	Suelos flexibles o con estratos de gran espesor	0,9	1,4
S ₄	Condiciones excepcionales	*	*

En los sitios donde las propiedades del suelo sean poco conocidas se podrán usar los valores correspondientes al perfil tipo S₃. Sólo será necesario considerar un perfil tipo S₄ cuando los estudios geotécnicos así lo determinen.

2.2.8 FUERZA CORTANTE EN LA BASE

<https://upcommons.upc.edu>

“La cortante basal o resistencia lateral de un edificio permite determinar la fuerza lateral total como consecuencia de las fuerzas de inercia que se inducen a un sistema de N grados de libertad, distribuyéndolo posteriormente a lo largo de las diferentes alturas de la estructura. La cortante basal se utiliza de una manera simplificada en el cálculo de los parámetros correspondientes a la resistencia convencional incluida en el índice de vulnerabilidad”.

Norma E.030 – 2016. MVCS

La fuerza cortante total en la base de la estructura (V), correspondiente a la dirección considerada, se determinará por la siguiente expresión:

$$V = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot P$$

El valor de C/R no deberá considerarse menor que: $\frac{C}{R} \geq 0.125$

Z: factor de zona ; U: factor de uso ; C: factor de amplificación sísmica; S: parámetro de suelo ; R: coeficiente de reducción de la fuerza sísmica ; P: peso total de la estructura.

2.2.9 REQUISITOS DE RIGIDEZ, RESISTENCIA Y DUCTILIDAD

Norma E.030 – 2016. MVCS

Determinación de Desplazamientos Laterales

Para estructuras regulares, los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por 0,75 R los resultados obtenidos del

análisis lineal y elástico con las solicitaciones sísmicas reducidas. Para estructuras irregulares, los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por R los resultados obtenidos del análisis lineal elástico.

Desplazamientos Laterales Relativos Admisibles

El máximo desplazamiento relativo de entrepiso, no deberá exceder la fracción de la altura de entrepiso (distorsión) que se indica en la tabla siguiente.

LÍMITES PARA LA DISTORSIÓN DEL ENTREPISO	
Material Predominante	(Δ_i / h_{ei})
Concreto Armado	0,007
Acero	0,010
Albañilería	0,005
Madera	0,010
Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0,005

Nota: Los límites de la distorsión (deriva) para estructuras de uso industrial serán establecidos por el proyectista, pero en ningún caso excederán el doble de los valores de esta Tabla.

2.3 Definición de términos

AMENAZA: Peligro latente que representa la posible manifestación de un fenómeno de origen natural, socio-natural o antropogénico, que se anticipa puede producir efectos adversos en las personas, la producción, la infraestructura, los bienes y servicios y/o el ambiente expuestos.

CONSTRUCCIÓN SISMORRESISTENTE: Es el tipo de edificación que a través de su diseño y construcción se ajusta a parámetros

establecidos por un reglamento o norma que busca desarrollar estructuras con razonable seguridad para la vida.

DAÑOS ESTRUCTURALES: El daño severo o colapso de muchas estructuras durante terremotos es, por lo general, consecuencia directa de la falla de un sólo elemento o serie de elementos con ductilidad o resistencia insuficiente.

Cuando ocurren sismos muy fuertes es común que se produzcan daños estructurales en columnas, tales como grietas diagonales, causadas por cortante o torsión, o grietas verticales, desprendimiento del recubrimiento, aplastamiento del concreto y pandeo de las barras longitudinales por exceso de esfuerzos de flexo-compresión.

DUCTILIDAD: El comportamiento sísmico adecuado de una estructura depende, además de su resistencia, de su habilidad para disipar energía vibratoria a partir del instante en que sus deformaciones exceden el límite elástico.

EDIFICACIÓN: Es una construcción cuyo uso principal es la habitación u ocupación por seres humanos.

ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE UN EDIFICIO: Un edificio tiene dos tipos de componentes principales: los elementos estructurales y los no estructurales. Los componentes estructurales son los que resisten las fuerzas de gravedad, de viento, sismo y otros tipos de carga. Es decir, son las columnas, vigas, marcos, pisos, paredes, muros y cimentaciones.

EPICENTRO: El punto en la superficie de la Tierra ubicado en la proyección vertical del hipocentro. Usualmente se le ubica mediante la latitud y longitud geográfica.

ESCALAS DE MAGNITUDES SÍSMICAS: Parámetros que clasifican los sismos de acuerdo a las amplitudes y períodos, y duración de las ondas registradas en los sismógrafos. Son escalas de valores continuos sin límites superior e inferior. Los valores extremos dependen del fenómeno y la naturaleza. Este parámetro da una idea del tamaño del sismo: Dimensión del la zona de ruptura y la cantidad de energía liberada en la zona hipocentral. Las escalas más comunes son la de Richter (ML), ondas corpóreas (mb), ondas superficiales (Ms), momento sísmico (Mw), duración (Md), etc.

ESTRUCTURA O SISTEMA ESTRUCTURAL: Es un ensamblaje de elementos, diseñado para soportar las cargas gravitacionales y resistir las fuerzas horizontales.

FALLA GEOLÓGICA: Una fractura o zona de fractura a lo largo de la cual ha ocurrido un desplazamiento diferencial paralelo a la fractura de dos bloques en contacto. El desplazamiento puede ser de milímetros a muchos kilómetros.

FENÓMENO PELIGROSO: Suceso natural, socio-natural o antrópico que se describe en términos de sus características, su severidad, ubicación y área de influencia.

GESTIÓN DE RIESGOS: Proceso social complejo que conduce al planeamiento .orientadas a impedir, reducir, preveer y controlar los efectos adversos de fenómenos peligrosos sobre la población y/o la infraestructura.

HABITABILIDAD: No existe una clara definición de habitabilidad en la literatura, aunque en principio se puede definir un edificio habitable como aquel que cumple los requerimientos de seguridad y comodidad que hace posible que se considere el edificio operativo aunque tenga algunos daños.

INTENSIDAD: Medida cuantitativa y cualitativa de la severidad de un fenómeno en un sitio específico.

MAGNITUD: Es una medida del tamaño de un sismo. Se calcula a partir de los registros sísmicos de los sismógrafos y estima la cantidad de energía liberada en el origen del movimiento sísmico. La magnitud de un sismo aumenta diez veces de un grado al siguiente. Se mide con la escala Momento (Mw). Históricamente se usaba la Escala Richter, que fue creada en 1935 por el sismólogo Charles Richter (en colaboración con su colega B. Gutenberg), y por eso, aunque generalmente en desuso hoy, su nombre se sigue asociando con el término “magnitud”

PRONÓSTICO: Cuando se aplica a los fenómenos físicos se refiere a la determinación de la probabilidad de que un fenómeno físico se manifieste con base en el estudio de su mecanismo físico generador, el monitoreo del sistema perturbador y/o el registro de eventos en el tiempo.

RIESGO ESTRUCTURAL: Se acepta, en general, y así se recoge en algunas normativas, que los edificios se diseñen para resistir sismos fuertes sin colapso, aun cuando se produzcan daños estructurales severos; sismos moderados sin daño estructural, pero con algún daño en elementos no estructurales; y sismos leves sin daño.

SISMO: Es una transformación brusca de energía debido a que la energía de deformación acumulada en la litosfera se convierte súbitamente en energía cinética, ésta se manifiesta por medio de movimientos ondulatorios que se transmiten en el interior y en la superficie de la tierra.

SISMORRESISTENTE: Un edificio es sismorresistente si para su diseño y construcción se han tomado en cuenta tanto el efecto de las cargas estáticas como el de las cargas dinámicas, como el sismo.

Es decir, tiene una configuración estructural adecuada para soportar las fuerzas de un sismo de manera tal que los elementos que la componen (vigas, columnas, entre otros) son del material y dimensión adecuada para tal fin.

SOLICITACIONES: Son las fuerzas u otras acciones que afectan la estructura debido al peso propio de la misma, de los elementos no estructurales, de sus ocupantes y sus posesiones, de efectos ambientales tales como el viento o los sismos.

SUBDUCCIÓN: Proceso mediante el cual una placa tectónica se hunde debajo de otra.

VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL: Está directamente relacionada con la capacidad que tiene la estructura para soportar los desplazamientos y los esfuerzos que uno o varios movimientos sísmicos pueden causarle durante su vida útil.

2.4 Hipótesis

2.4.1 HIPÓTESIS GENERAL

(Ha) La respuesta sísmica de la infraestructura actual de la Institución Educativa Guillermo Billinghurst-Tambopata-Madre de Dios, considerando los requerimientos de la Norma técnica E.030 - 2016, posee diferencia significativa a la obtenida con las disposiciones de la Norma E.030 - 2006.

(Ho) La respuesta sísmica de la infraestructura actual de la Institución Educativa Guillermo Billinghurst-Tambopata-Madre de Dios, considerando los requerimientos de la Norma técnica E.030 - 2016, NO posee diferencia significativa a la obtenida con las disposiciones de la Norma E.030 - 2006.

2.4.2 HIPÓTESIS ESPECÍFICAS

Hipótesis específica N°1

(Ha) El valor de los parámetros de diseño del peligro sísmico del terreno en que se ha construido la Institución Educativa Guillermo Billinghurst – Tambopata – Madre de Dios, considerando los requerimientos de la Norma técnica E.030 – 2016, SI poseen diferencia significativa con respecto a los obtenidos con la Norma E.030 - 2006.

(Ho) El valor de los parámetros de diseño del peligro sísmico del terreno en que se ha construido la Institución Educativa Guillermo Billinghurst – Tambopata – Madre de Dios, considerando los requerimientos de la Norma técnica E.030 – 2016, NO poseen diferencia significativa con respecto a los obtenidos con la Norma E.030 - 2006.

Hipótesis específica N° 2:

(Ha) El valor de los parámetros del diseño estructural de la infraestructura actual de la Institución Educativa Guillermo Billinghurst – Tambopata – Madre de Dios, considerando los requerimientos de la Norma técnica E.030 - 2016 SI poseen diferencia significativa con respecto a los obtenidos con la Norma E.030 – 2006.

(Ho) El valor de los parámetros del diseño estructural de la infraestructura actual de la Institución Educativa Guillermo Billinghurst – Tambopata – Madre de Dios, considerando los requerimientos de la Norma técnica E.030 - 2016 NO poseen diferencia significativa con respecto a los obtenidos con la Norma E.030 – 2006.

2.5 Variables

2.5.1 DEFINICIÓN CONCEPTUAL DE LAS VARIABLES

- Variable Independiente: magnitud del movimiento sísmico.

<http://www.snet.gob.sv/ver/seccion+educativa/sismologia>.

“Al momento de producirse un sismo, gran parte de la energía sísmica se libera en forma de calor y una pequeña parte mediante la propagación de diversos tipos de ondas que hacen vibrar la corteza terrestre. Dentro de estas ondas encontramos las de cuerpo que viajan a grandes distancias a través de la roca, identificándose las ondas P, primarias o de compresión, que producen que las partículas experimenten un movimiento paralelo a la dirección de propagación y las ondas S, secundarias o de corte, inducen un movimiento transversal. Otro tipo de onda son las superficiales, las cuales se deben a reflexiones y refracciones de las ondas de cuerpo cuando éstas llegan a la superficie o a una interfase entre estratos, se identifican dentro de éstas ondas las Rayleigh con movimiento vertical y elíptico, y las Love con movimiento horizontal.

Con la finalidad de medir y analizar el movimiento producido por un sismo fue diseñado a finales del siglo pasado el sismógrafo; el registro obtenido se denomina sismograma que es un gráfico de las ondas sísmicas o una representación amplificada del movimiento del terreno. La diferencia en el arribo de las ondas P y S, permite la localización del epicentro del sismo. El tamaño de los sismos puede ser expresado en términos de su Magnitud o de su Intensidad.

La Intensidad es un índice de los efectos causados por un temblor y depende de las condiciones del terreno, la vulnerabilidad de las edificaciones y la distancia epicentral.

Para estandarizar los niveles de intensidad se utilizan escalas tal como la Escala Mercalli Modificada (MM).

La Magnitud es un valor único y es una medida cuantitativa del sismo relacionada con la energía sísmica liberada. Teóricamente la magnitud no tiene límite superior, pero está limitada por la resistencia de las rocas en la corteza terrestre y la longitud de ruptura probable en la falla”.

- Variable Dependiente: respuesta sísmica de la infraestructura

Bozzo y Barbat , 2004

“La respuesta sísmica es una función genérica de la curva de amplificación de aceleraciones, la que al multiplicarse por las aceleraciones máximas del terreno proporcionan la aceleración de respuesta máxima. Los espectros de respuesta genéricos que se obtienen de esta forma se ajustan luego a las diferentes subzonas de la región mediante su multiplicación por diferentes coeficientes, generalmente empíricos, que caracterizan dicha subzona a partir de criterios tales como sismicidad, peligrosidad sísmica, importancia socioeconómica, geología, etc. Utilizando otros coeficientes, los espectros también se ajustan considerando los siguientes criterios para la estructura que se diseña: tipología, rigidez, ductilidad, características de los materiales, tipo de cimentación, condiciones locales de suelo, características de amortiguamiento, importancia en los instantes posteriores a los terremotos, etc. Una vez definido de esta manera el espectro de diseño, las normativas estipulan el cálculo de las fuerzas sísmicas modales equivalentes a utilizar para determinar la respuesta estructural total. Concretamente en el caso de edificios, el proceso de cálculo se desarrolla en las siguientes etapas:

- 1) Cálculo de los períodos propios de la estructura y de las formas modales correspondientes. Muchas normas para edificios de cortante incluyen fórmulas empíricas que proporcionan, de manera simplificada, dichas características dinámicas.
- 2) Para cada modo de vibración que se incluye en el análisis se utiliza el espectro de respuesta proporcionado por la norma y se determina las ordenadas espectrales correspondientes.
- 3) Se calculan las fuerzas sísmicas equivalentes de cada modo de vibración, multiplicando las ordenadas espectrales por la masa y por el coeficiente de participación modal.
- 4) Se efectúa un cálculo estático de la estructura sometida a la acción de estas fuerzas sísmicas modales equivalentes. Se obtienen, de esta manera, valores máximos de los esfuerzos en la estructura en cada modo de vibración. Los esfuerzos totales se calculan superponiendo la contribución de los diferentes modos de vibración mediante algún procedimiento estadístico.

Los primeros tres pasos de este procedimiento tienen carácter dinámico, mientras que el cuarto es estático. Por este motivo, a este tipo de análisis se le llama "seudodinámico".



2.5.2 DEFINICIÓN OPERACIONAL DE LAS VARIABLES

- Variable Independiente: magnitud del movimiento sísmico.

Bozzo y Barbat, 2004

La magnitud caracteriza la energía total de los terremotos, calculada a partir de registros sísmicos.

Por este motivo, Richter considera que la amplitud de las ondas sísmicas es prácticamente una medida de la energía total y establece para la magnitud local (M_L) la siguiente relación:

$$M_L = \log A - \log A_0$$

En esta ecuación, A es la amplitud máxima registrada en un sismógrafo de torsión Wood-Anderson a una distancia dada y A_0 es una función de atenuación correspondiente a un terremoto tomado como patrón ($M_L = 0$).

- Variable Dependiente: respuesta sísmica de la infraestructura

La respuesta sísmica se operacionalizará por medio de dos dimensiones las cuales son el peligro sísmico (indicadores: factor de zona Z , perfil de suelo, parámetros de sitio S , T_L , T_P y factor de amplificación sísmica S), y diseño estructural (indicadores: factor de uso U y coeficiente de reducción sísmica R).

2.5.3 OPERACIONALIZACIÓN DE LAS VARIABLES

CUADRO N° 1: OPERACIONALIZACIÓN DE LAS VARIABLES

VARIABLE	DEFINICIÓN CONCEPTUAL	DIMENSIONES	DEFINICIÓN OPERACIONAL	INDICADORES	UNIDAD O ESCALA DE MEDICIÓN
RESPUESTA SÍSMICA	Para hallar la respuesta sísmica de una estructura es necesario "tamizar" la vibración sísmica a través de la misma estructura, se requiere para ello tanto de la definición previa de las características sísmicas del terreno de la construcción así como de sus características estructurales. (N. Tarque y C. Loiza, 2003)	PELIGRO SÍSMICO	Para determinar el peligro sísmico se deben conocer las características del terreno sobre el que se construirá la obra; depende del factor de zona, perfil del suelo, los parámetros de sitio y el factor de amplificación sísmica. (Norma E.030-2016)	Factor de zona	Zona 1, Zona 2, Zona 3, Zona 4
				Perfil del suelo	S0, S1, S2, S3, S4
				Parámetros de sitio	S ; T _P y T _L
				Factor de amplificación sísmica	C (de acuerdo a las características del sitio)
		DISEÑO ESTRUCTURAL	El diseño estructural lo asociaremos con la categoría, sistema estructural y regularidad de las edificaciones, depende del factor de uso según la categoría de la edificación y, del coeficiente de reducción de fuerza sísmica (Norma E.030- 2016)	Factor de Uso según la Categoría de la Edificación	A1≥1,5 ; A2=1,5 ; B=1,3 ; C=1,0
		Coeficiente de Reducción de Fuerza Sísmica (R _o)	Según información obtenida: 3≤R _o ≤8		

CAPÍTULO III: METODOLOGÍA

3.1 Tipo y nivel de investigación

3.1.1 TIPO DE INVESTIGACIÓN

Para la presente tesis emplearemos un tipo de investigación descriptivo ya que especificaremos las propiedades y/o características de los elementos y fenómenos que intervienen en nuestro estudio. (Saavedra, 2017)

3.1.2 NIVEL DE INVESTIGACIÓN

Nuestra investigación tiene un nivel aplicado ya que se interesa principalmente en el uso aplicativo directo de un análisis sobre una problemática existente previamente observada, antes que el aporte de una nueva teoría o nuevo conocimiento. (Bernal, 2010)

3.2 Descripción del ámbito de la investigación.

La presente investigación se desarrolló en la obra denominada "Adecuación, Mejoramiento y Sustitución de la Infraestructura Educativa IE Guillermo Billinghamurst - Madre de Dios-Tambopata - Puerto Maldonado", ubicada en la Avenida León Velarde cuadra 11 Tambopata, Puerto Maldonado, Madre de Dios.

3.3 Población y muestra.

3.3.1 POBLACIÓN: Está formada por todos los pabellones destinados a aulas escolares tanto de primaria como de secundaria de la Institución Educativa Guillermo Billinghamurst de la provincia de Tambopata, region Madre de Dios.

3.3.2 MUESTRA: Nuestra muestra es de naturaleza no probabilística espontánea, y se eligió considerando la accesibilidad a la información técnica y también la facilidad para realizar pruebas de campo. Está formada por los pabellones C de primaria y A de secundaria de la referida institución educativa.

3.4 Técnicas e instrumentos para la recolección de datos

3.4.1 TÉCNICAS:

La técnica usada para este proyecto de investigación es fundamentalmente el análisis documental, lo cual incluye la revisión de bases de datos tales como la memoria descriptiva y la memoria de cálculo de los expedientes técnicos, normativas del Reglamento

Nacional de Edificaciones e información contenida en bibliografía disponible.

3.4.2 INSTRUMENTOS:

Por su objetividad, hemos considerado que el instrumento adecuado para esta investigación es la ficha de recolección de datos.

El formato a emplear es el de recopilación de datos de entrada (ver anexo N° 3)

La información recopilada ha sido ordenada y clasificada en cuadros contenidos en hojas de cálculo de MS Excel, lo que posteriormente nos permitirá realizar el respectivo análisis estadístico

3.5 Validez y confiabilidad del instrumento.

La validación del instrumento se realizó mediante la técnica de juicio de expertos, la cual consistió en consultar con tres destacados profesionales especialistas en temas adyacentes al de esta investigación, los cuales dieron su conformidad técnica.

La confiabilidad del instrumento de medición se refiere al grado en que su aplicación repetida al mismo individuo u objeto produce resultados iguales. Se verificó la confiabilidad de la ficha de recolección de datos determinando su *estabilidad empleando el método de test-retest*, que consiste en la medición de la variable en lecturas sucesivas notándose que su valor no ha cambiado, lo que permite afirmar que el instrumento es confiable.

CAPÍTULO IV: RESULTADOS

4.1 Informe del análisis estructural del pabellón C de primaria

Este informe analizará el grado de cumplimiento de las exigencias que el Reglamento Nacional de Edificaciones estipula con sus Normas respectivas, los cuales exigen requisitos mínimos de análisis y diseño; considerando los planos del expediente técnico actual y teniendo en cuenta las exigencias de la Norma E.030 "DISEÑO SISMORRESISTENTE" del 2016.

El sistema estructural considerado es:

En el sentido X: pórticos de concreto armado.

En el sentido Y: muros de albañilería confinada.

Se realizaron ensayos químicos al suelo de cimentación, encontrándose que las cantidades de cloruros solubles y sales solubles totales son menores a

los permisibles, por lo que se optó por el uso de cemento Portland Tipo I para las estructuras de la cimentación. La cimentación mencionada consta de columnas y zapatas conectadas formando un conjunto que refuerza la estructura y que transmite presiones de la estructura al suelo.

4.1.1 CONCEPCIÓN ESTRUCTURAL

Se presentan las distorsiones máximas posibles que muestra el sistema estructural para las diversas sollicitaciones sísmicas que han sido comparadas con los valores máximos permisibles, los mismos que revelan el probable nivel de daño al que estaría expuesto la edificación en la eventualidad de un sismo severo.

El análisis de los resultados nos da una idea del comportamiento de las estructuras frente a la eventualidad de un sismo según Norma vigente (E.030 - 2016).

4.1.2 SISTEMA ESTRUCTURAL DE CONCRETO ARMADO

Categoría de la Obra: Edificación Esenciales (A).

Configuración Estructural: Se tiene una estructura de forma regular.

Sistema Estructural: Se definió como un Sistema Estructural de Concreto Muro de concreto armado.

4.1.3 ANALISIS SÍSMICO

Las consideraciones adoptadas para realizar el análisis dinámico modal de la edificación han sido mediante movimientos de superposición espectral, es decir, basado en la utilización de

periodos naturales y modos de vibración que han podido determinarse por un procedimiento de análisis que considere las características de rigidez y la distribución de las masas de la estructura.

Entre los parámetros de sitio usados y establecidos por las Normas de Estructuras E.030 del 2016, tenemos:

Zonificación (Z)

La zonificación correspondiente se basa en la distribución espacial de la sismicidad observada, las características esenciales de los movimientos sísmicos, la atenuación de estos con la distancia y la información geotécnica obtenida de estudios científicos.

De acuerdo a la Norma E.030 del 2016 de diseño sismorresistente, se asigna un factor Z a cada una de las 4 zonas del territorio nacional. Este factor representa la aceleración máxima del terreno con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años.

Para el presente estudio, la zona en la que está ubicada la obra corresponde a la zona 1 y su factor de zona Z será de 0.10.

Parámetros del Suelo (S, T_P y T_L)

Del estudio de suelo se extrae:

Tipo de cimentación: zapatas aisladas conectadas con vigas de cimentación.

Estrato de apoyo de la cimentación de suelos finos, estos suelos se clasifican como arcillas de baja a mediana compresibilidad (C. L) de acuerdo al SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos).

Profundidad de cimentación $D_r = 1.70$ mt, como mínimo con respecto a la menor cota del terreno natural.

Para los efectos de este estudio, los perfiles de suelo se clasifican tomando en cuenta sus propiedades mecánicas, el espesor del estrato, el periodo fundamental de vibración y la velocidad de propagación de las ondas de corte.

Para efectos de la aplicación de la norma E-0.30 de diseño sismorresistente se considera que el perfil de suelo es de Tipo S_3 :
Suelos Blandos: $S = 2.00$; $T_p(S) = 1.00$; $T_L(S) = 1.60$.

Factor de Amplificación Sísmica (C)

De acuerdo a las características de sitio, se define al factor de amplificación sísmica (C) por la siguiente expresión:

$$C = 2.5 ; T < T_P$$

$$C = 2.5 * \left(\frac{T_P}{T}\right) ; T_P \leq T \leq T_L$$

$$C = 2.5 * \left(\frac{T_P * T_L}{T^2}\right) ; T > T_L$$

Siendo T el periodo fundamental de vibración, se le estimará con la siguiente expresión:

$T = h_n / C_T$; donde h_n es la altura total de la edificación ($h_n = 10$) y para todos los edificios de concreto armado duales, el factor $C_T = 60$.

Luego: $T = 10/60 = 0.16 < T_P = 1$, por lo que $C = 2.5$.

Factor de Uso Según la Categoría de las Edificaciones (U)

Cada estructura ha sido clasificada de acuerdo a la categoría de uso de la edificación, la norma establece para este tipo de estructuras

(INSTITUCION EDUCATIVA, categoría A₂), un factor de importancia $U = 1.5$, por ser una edificación esencial, el cual se tomó para este análisis (tabla N° 3. de la Norma E-030-2016).

Sistemas Estructurales

Los sistemas estructurales se clasifican según los materiales usados y el sistema de estructuración sismorresistente predominante en cada dirección. De acuerdo a la clasificación de la estructura se elige un factor de reducción de la fuerza sísmica.

Eje X-X: Sistema predominante: pórticos de concreto armado ($R_x=8$)

Eje Y-Y: Sistema predominante: muros de albañilería confinada ($R_y=3$)

FIGURA N° 3

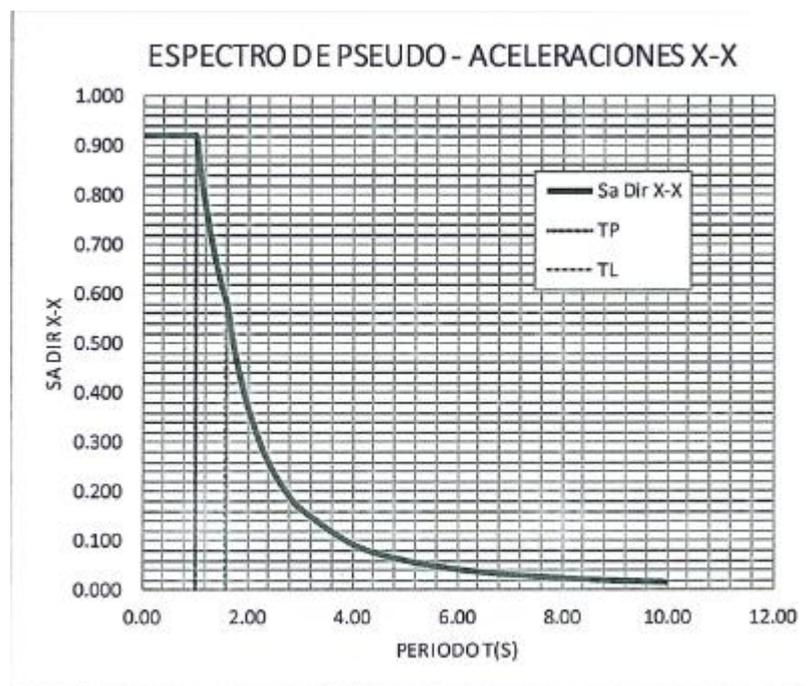
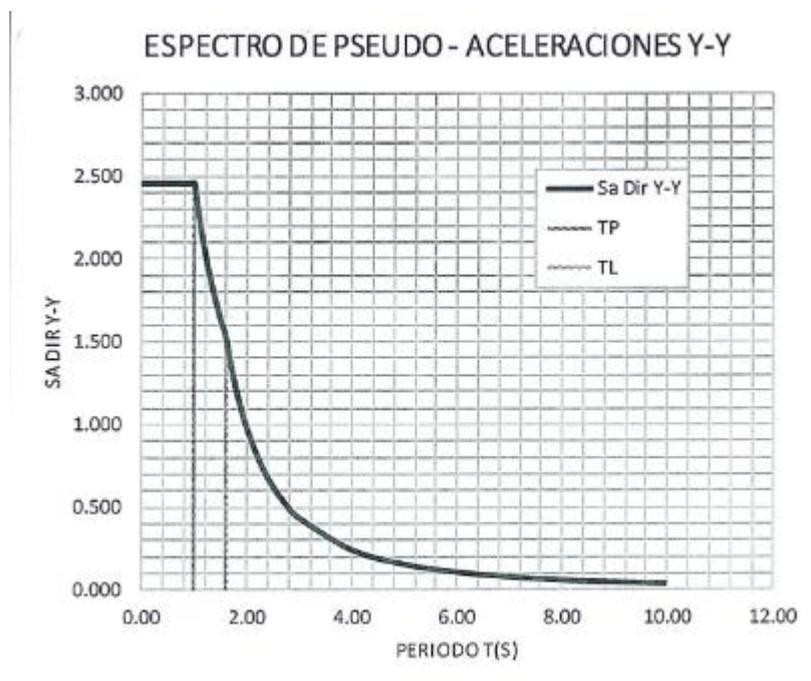


FIGURA N° 4

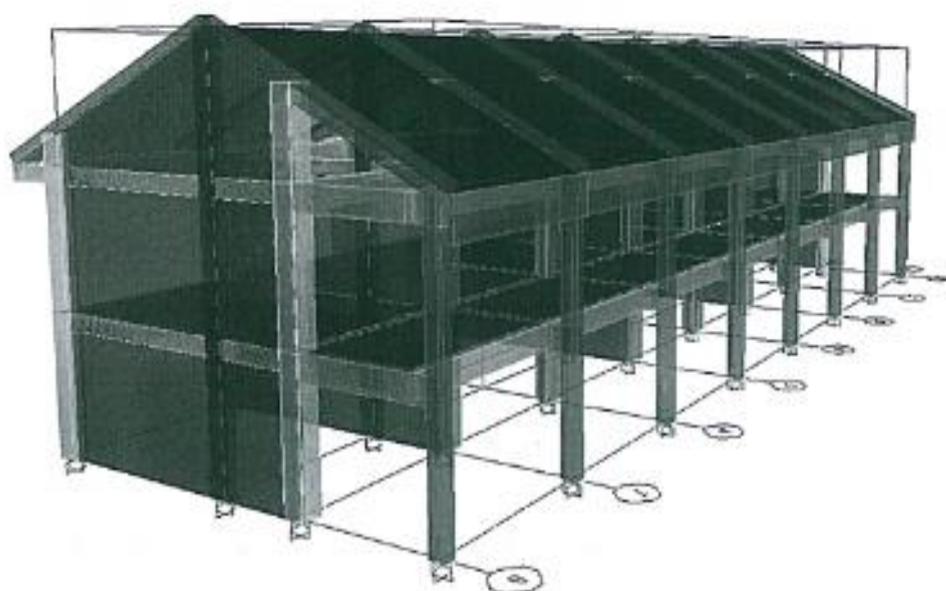


Para el análisis sísmico y de gravedad, los módulos se modelaron con elementos con deformaciones por flexión, fuerza cortante y carga axial. Para cada nudo se consideraron 6 grados de libertad estáticos y para el conjunto tres grados de libertad dinámicos correspondientes a dos traslaciones horizontales y a una rotación plana asumida como un diafragma rígido en cada nivel.

El cálculo de los desplazamientos elásticos se realizó considerando todos los modos de vibración y 5 % de amortiguamiento en la Combinación Cuadrática.

Los desplazamientos inelásticos se estimaron multiplicando los desplazamientos de la respuesta elástica por el factor de reducción correspondiente, de acuerdo al esquema estructural adoptado en cada dirección.

FIGURA N° 5: ESTRUCTURA DEL PABELLÓN C DE PRIMARIA



Modelo a analizar.

Según los lineamientos de la Norma de Diseño Sismo Resistente N.030 - 2016, que forma parte del RNE, y considerando las cargas mostradas anteriormente, se realizó el análisis modal de la estructura total. Para efecto de este análisis del peso de la estructura se consideró el 100% de la carga muerta y únicamente el 50% de la carga viva, por tratarse de una edificación tipo A.

Desplazamiento Relativo de Entrepiso

El máximo desplazamiento relativo de entrepiso calculado según el análisis lineal elástico con las solicitaciones sísmicas reducidas por el coeficiente R, no deberá exceder la fracción de la altura de entrepiso según el tipo de material predominante.

Así se tiene que: 0.007 para la dirección XX

0.005 para la dirección YY.

Máximo Desplazamiento Relativo de Entrepiso:

$DIF \times 0.75 \times R \leq 0.007$ para la dirección XX.

$DIF \times 0.75 \times R \leq 0.005$ para la dirección YY.

Haciendo uso del programa ETABS calculamos los desplazamientos laterales relativos de entrepiso y los comparamos con los límites admisibles (derivas) contenidos en la Norma técnica E.030 – 2016.

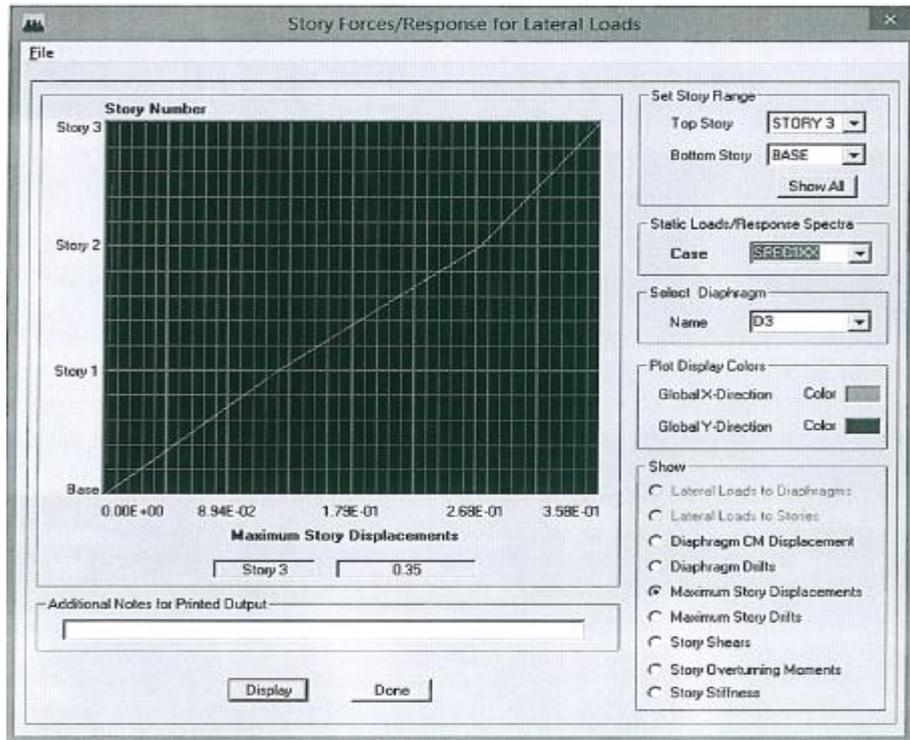
TABLA N° 1: DESPLAZAMIENTOS LATERALES RELATIVOS (PAB. C PRIM.)

Story	Item	Load	Point	X	Y	Z	DriftX	DriftY
STORY 3	Max Drift X	SPEC1XX	1319	0.000	5.120	9.700	0.000308	
STORY 3	Max Drift Y	SPEC1XX	1319	0.000	5.120	9.700		0.000004
STORY 3	Max Drift X	SPEC1YY	1319	0.000	5.120	9.700	0.000017	
STORY 3	Max Drift Y	SPEC1YY	1320	9.000	5.120	9.700		0.000069
STORY 2	Max Drift X	SPEC1XX	1417	31.500	11.030	6.700	0.000446	
STORY 2	Max Drift Y	SPEC1XX	1324	0.000	0.000	6.700		0.000006
STORY 2	Max Drift X	SPEC1YY	1336	22.500	0.000	6.700	0.000027	
STORY 2	Max Drift Y	SPEC1YY	1345	0.000	10.380	6.700		0.000150
STORY 1	Max Drift X	SPEC1XX	1417	31.500	11.030	3.400	0.000366	
STORY 1	Max Drift Y	SPEC1XX	1337	0.000	11.030	3.400		0.000007
STORY 1	Max Drift X	SPEC1YY	1417	31.500	11.030	3.400	0.000032	
STORY 1	Max Drift Y	SPEC1YY	1337	0.000	11.030	3.400		0.000165

Del análisis de los datos obtenidos, encontramos que:

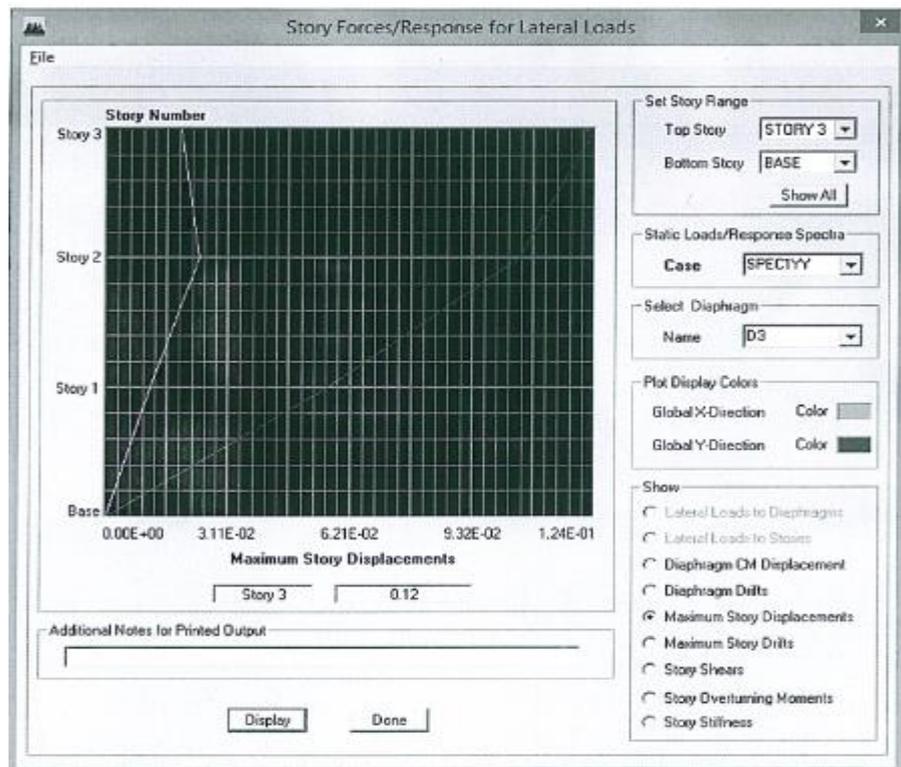
	X	Y
R	8	3
DIF máxima	0.000446	0.000165
0.75*R*DIF	0.002676	0.00037125
Deriva E.030	0.007	0.005
	CUMPLE	CUMPLE

FIGURA N° 6: DESPLAZAMIENTO LATERAL X-X (PAB. C PRIM.)



El máximo desplazamiento en la dirección XX es de 0.35 cm

FIGURA N° 7: DESPLAZAMIENTO LATERAL Y-Y (PAB. C PRIM.)



El máximo desplazamiento en la dirección YY es 0.12 cm

Cortante basal en el edificio

Los resultados de cortante basal para los casos de carga dinámica para el edificio son:

TABLA N° 2: FUERZA CORTANTE BASAL (PAB. C PRIM.)

Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
STORY1	SPEC1XX	Top	0.00	57.13	0.38	293.796	1.205	151.436
STORY1	SPEC1XX	Bottom	0.00	57.13	0.38	293.796	2.415	342.999
STORY1	SPEC1YY	Top	0.00	1.03	139.05	2111.653	383.889	3.721
STORY1	SPEC1YY	Bottom	0.00	1.03	139.05	2111.653	848.609	4.777

Se muestran las fuerzas en el edificio en el primer piso:

$$VD_{inxx} = 57.13 \text{ ton}$$

$$VD_{inyy} = 139.05 \text{ ton}$$

Fuerza cortante en la base (V)

$$V = \frac{ZUCS}{R} P$$

Entonces la fuerza cortante será:

$$\text{En la dirección X-X : } V_x = 0.094 P \quad ; \quad V_x = 62.34 \text{ Ton}$$

$$\text{En la dirección Y-Y : } V_y = 0.250 P \quad ; \quad V_y = 166.25 \text{ Ton}$$

Cortante mínima en la base:

Las cortantes dinámicas (VD) no podrán ser menores que:

80% de V en edificios regulares

90% de V en edificios irregulares

En el caso del pabellón C de primaria tenemos un edificio regular, por lo que se tendrá lo siguiente:

$$V_x (\text{min}) = 0.8 * 62.34 = 49.87 \text{ Ton}$$

$$V_y (\text{min}) = 0.8 * 166.25 = 133.00 \text{ Ton}$$

Y las fuerzas cortantes dinámicas en el primer piso son:

$$VD_{inxx} = 57.13 \text{ Ton} ; VD_{inyy} = 139.05 \text{ Ton}$$

Por lo que los factores de escala que se deben emplear son:

$$FE_{XX} = 49.87 / 57.13 = 0.87$$

$$FE_{YY} = 133.00 / 139.05 = 0.96$$

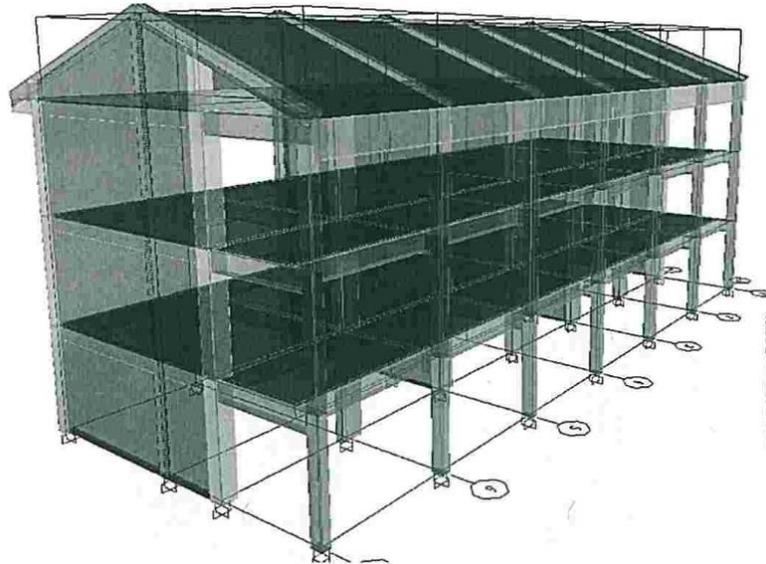
4.2 Informe del análisis estructural del pabellón A de secundaria

Para el análisis sísmico y de gravedad, los módulos se modelaron con elementos con deformaciones por flexión, fuerza cortante y carga axial. Para cada nudo se consideraron 6 grados de libertad estáticos y para el conjunto tres grados de libertad dinámicos correspondientes a dos traslaciones horizontales y a una rotación plana asumida como un diafragma rígido en cada nivel.

El cálculo de los desplazamientos elásticos se realizó considerando todos los modos de vibración y 5 % de amortiguamiento en la Combinación Cuadrática Completa. Los desplazamientos inelásticos se estimaron multiplicando los desplazamientos de la respuesta elástica por el

factor de reducción correspondiente, de acuerdo al esquema estructural adoptado en cada dirección.

FIGURA N° 8: ESTRUCTURA DEL PABELLÓN A DE SECUNDARIA



4.2.1 ANÁLISIS MODAL DE LA ESTRUCTURA

Según los lineamientos de la Norma de Diseño Sismo Resistente E.030 - 2016, que forma parte del RNE, y considerando las cargas mostradas anteriormente, se realizaron el análisis modal de la estructura total. Para efectos de este análisis el peso de la estructura consideró el 100% de la carga muerta y únicamente el 50% de la carga viva, por tratarse de una edificación tipo A.

El programa ETABS realiza el análisis de modos y periodos utilizando la combinación cuadrática completa (CQC) de los efectos individuales de todos los modos. En el análisis tridimensional se ha empleado la

superposición de los primeros modos de vibración por ser los más representativos de la estructura.

En la tabla se muestran los resultados de los periodos de vibración con su porcentaje de masa participante, que indicará la importancia de cada modo en su respectiva dirección.

TABLA N° 3: PERIODOS DE VIBRACIÓN (PAB. A SEC.)

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ
1	0.441363	81.0758	0.0000	0.0000	81.0758	0.0000	0.0000	0.0000	09.0000	0.0000
2	0.156924	0.0001	85.3818	0.0000	81.0759	85.3818	0.0000	99.3074	0.0000	0.0078
3	0.151526	0.0065	0.0083	0.0000	81.0824	85.3901	0.0000	0.0094	0.0219	85.1076
4	0.125975	13.7312	0.0025	0.0000	94.8136	85.3906	0.0000	0.0054	0.0271	0.0003
5	0.089915	0.0004	0.0000	0.0000	94.8140	85.3907	0.0000	0.0050	0.0000	0.0000
6	0.089502	0.1759	0.0000	0.0000	94.8900	85.3907	0.0000	0.0050	0.0062	0.0003
7	0.083104	0.1311	0.0000	0.0000	95.1211	85.3907	0.0000	0.0050	0.0050	0.0001
8	0.082605	0.0001	0.0000	0.0000	95.1211	85.3907	0.0000	0.0050	0.0000	0.0000
9	0.060706	4.7881	0.0000	0.0000	99.9093	85.3907	0.0000	0.0000	0.2388	0.0097

Como se observa en la tabla los modos con una mayor participación de masa fueron el 1 en la dirección X-X y el 2 en la dirección Y-Y, la participación de 90% de la masa se obtiene en 6 periodos. Entonces para la estructura los periodos fundamentales son:

$$T_{x-x} = 0.4414 \text{ seg}$$

$$T_{y-y} = 0.1569 \text{ seg}$$

El resto de modos tiene menor masa participante.

Desplazamientos y distorsiones

El máximo desplazamiento relativo de entrepiso calculado según el análisis lineal elástico con las solicitaciones sísmicas reducidas por el coeficiente R, no deberá exceder la fracción de la altura de entrepiso según el tipo de material predominante.

Así se tiene que: 0.007, para la dirección XX

0.005, para la dirección YY

Máximo Desplazamiento Relativo de Entrepiso

$DIF * 0.75 * R \leq 0.007$ para la dirección XX

$DIF * 0.75 * R \leq 0.005$ para la dirección YY

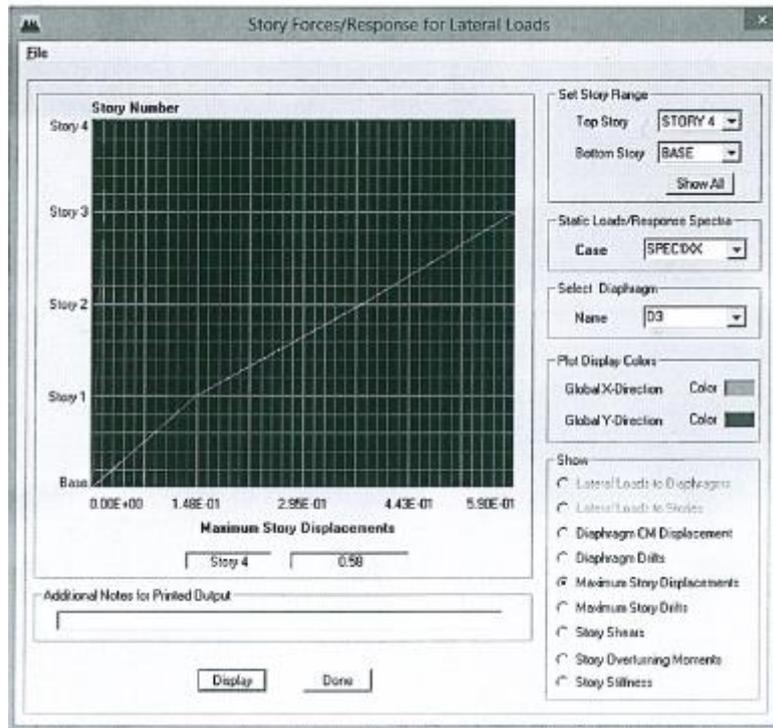
TABLA N° 4. DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS DE ENTREPISO (PAB. A SEC.)

Story	Item	Load	Point	X	Y	Z	DriftX	DriftY
STORY 4	Max Drift X	SPEC1XX	1319	0.000	5.120	12.600	0.000171	
STORY 4	Max Drift Y	SPEC1XX	1320	9.000	5.120	12.600		0.000003
STORY 4	Max Drift X	SPEC1YY	1319	0.000	5.120	12.600	0.000005	
STORY 4	Max Drift Y	SPEC1YY	1320	9.000	5.120	12.600		0.000074
STORY 3	Max Drift X	SPEC1XX	1341	18.000	11.030	10.200	0.000644	
STORY 3	Max Drift Y	SPEC1XX	1337	0.000	11.030	10.200		0.000022
STORY 3	Max Drift X	SPEC1YY	1322	27.000	5.120	10.200	0.000003	
STORY 3	Max Drift Y	SPEC1YY	1341	18.000	11.030	10.200		0.000193
STORY 2	Max Drift X	SPEC1XX	1343	27.000	11.030	6.800	0.000679	
STORY 2	Max Drift Y	SPEC1XX	1345	0.000	10.380	6.800		0.000011
STORY 2	Max Drift X	SPEC1YY	1336	22.500	0.000	6.800	0.000001	
STORY 2	Max Drift Y	SPEC1YY	1345	0.000	10.380	6.800		0.000202
STORY1	Max Drift X	SPEC1XX	1343	27.000	11.030	3.400	0.000423	
STORY1	Max Drift Y	SPEC1XX	1337	0.000	11.030	3.400		0.000012
STORY1	Max Drift X	SPEC1YY	1336	22.500	0.000	3.400	0.000001	
STORY1	Max Drift Y	SPEC1YY	1337	0.000	11.030	3.400		0.000182

	X	Y
R	8	3
DIF máxima	0.000679	0.000202
0.75*R*DIF	0.004074	0.0004545
Deriva E.030	0.007	0.005
	CUMPLE	CUMPLE

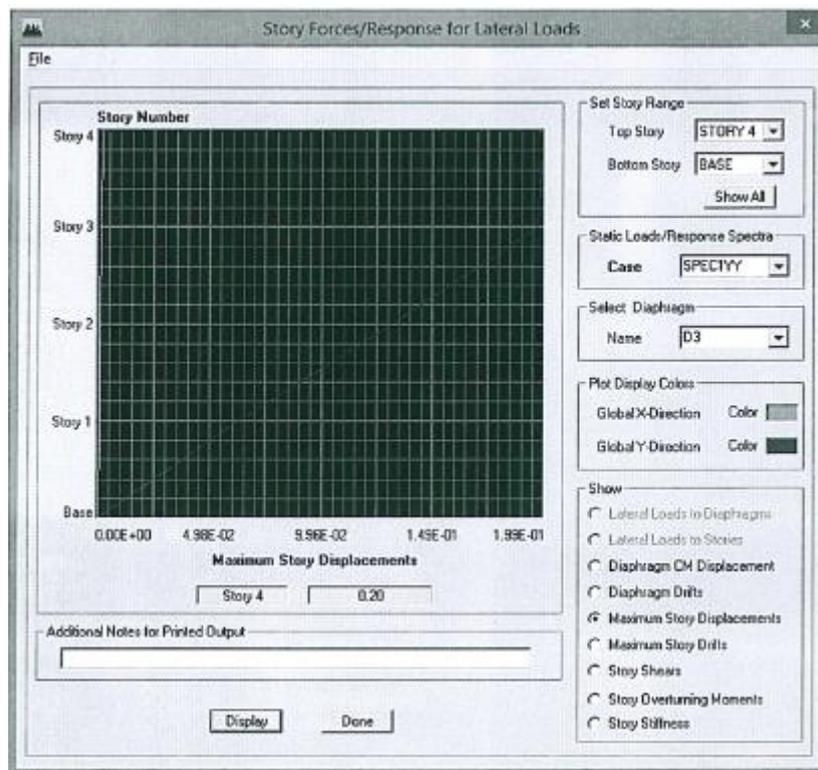
Se cumple con las exigencias de la Norma E.030-2016 en ambos sentidos.

FIGURA N° 9: DESPLAZAMIENTO LATERAL X-X (PAB. A SEC.)



El máximo desplazamiento en la dirección XX es 0.58 cm

FIGURA N° 10: DESPLAZAMIENTO LATERAL Y-Y (PAB. A SEC.)

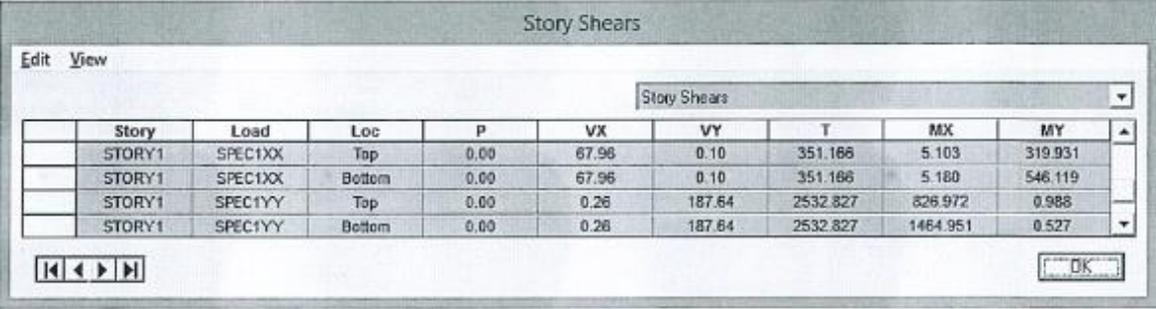


El máximo desplazamiento en la dirección YY es 0.20 cm

Cortante basal en el edificio

Los resultados de la cortante basal para los casos de carga dinámica para el pabellón A de secundaria son:

TABLA N° 5: FUERZA CORTANTE BASAL (PAB. A SEC.)



	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
	STORY1	SPEC1XX	Top	0.00	67.96	0.10	351.166	5.103	319.931
	STORY1	SPEC1XX	Bottom	0.00	67.96	0.10	351.166	5.180	546.119
	STORY1	SPEC1YY	Top	0.00	0.26	187.64	2532.827	826.972	0.988
	STORY1	SPEC1YY	Bottom	0.00	0.26	187.64	2532.827	1464.951	0.527

Se muestran las fuerzas en el piso del pabellón.

VD inxx = 67.96 Ton ; VD iny = 187.64 Ton

Fuerza cortante en la base (V)

$$V = \frac{ZUCS}{R} P$$

Entonces la fuerza cortante será:

En la dirección X-X : $V_x = 0.094 P$; $V_x = 72.01$ Ton

En la dirección Y-Y : $V_y = 0.250 P$; $V_y = 192.03$ Ton

Cortante mínima en la base:

Las cortantes dinámicas (VD) no podrán ser menores que:

80% de V en edificios regulares

90% de V en edificios irregulares

En el caso del pabellón C de primaria tenemos un edificio regular, por lo que se tendrá lo siguiente:

$V_x (\text{min}) = 0.8 * 62.34 = 57.61$ Ton

$$V_y (\text{min}) = 0.8 \cdot 166.25 = 153.62 \text{ Ton}$$

Y las fuerzas cortantes dinámicas en el primer piso son:

$$VD_{inxx} = 67.96 \text{ Ton} ; VD_{inyy} = 187.64 \text{ Ton}$$

Por lo que los factores de escala que se deben emplear son:

$$FE_{XX} = 57.61 / 67.96 = 0.85$$

$$FE_{YY} = 153.62 / 187.64 = 0.82$$

4.3 La fuerza cortante en la base (V), calculada con la Norma E.030 – 2016 y con la Norma E.030 – 2006

Recordemos que la fuerza cortante total en la base de la estructura (V), correspondiente a la dirección considerada, se determina mediante la siguiente expresión:

$$V = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot P$$

El valor de C/R no deberá considerarse menor que: $\frac{C}{R} \geq 0.125$

Z: factor de zona ; U: factor de uso ; C: factor de amplificación sísmica; S: parámetro de suelo ; R: coeficiente de reducción de la fuerza sísmica ; P: peso total de la estructura.

En la Norma E.030 – 2006 se consideraba a la provincia de Tambopata en la zona sísmica N° 2, por lo que su factor de zona era: $Z = 0.3$.

Asimismo como perfiles de suelo se tenían solamente S_1 , S_2 , S_3 y S_4 ; y en el caso de los terrenos de Puerto Maldonado estaban clasificados como suelos flexibles o con estratos de gran espesor por lo que su factor de amplificación del suelo era: $S = 1.4$

4.3.1 PARA EL PABELLÓN C DE PRIMARIA

CUADRO N° 2: COMPARACIÓN DE LA FUERZA CORTANTE BASAL

PABELLÓN C DE PRIMARIA		
DIRECCIÓN X - X		
FACTORES	2016	2006
Factor de zona (Z)	0.1	0.3
Factor de uso o de categoría de la edificación (U)	1.5	1.5
Factor de amplificación sísmica (C)	2.5	2.5
Factor de amplificación del suelo (S)	2	1.4
Coefficiente de reducción de la fuerza sísmica (R)	8	8
Peso total de la edificación (P)	665	665
Fuerza cortante en la base de la estructura (V)	62.34	130.92

CUADRO N° 3: COMPARACIÓN DE LA FUERZA CORTANTE BASAL

PABELLÓN C DE PRIMARIA		
DIRECCIÓN Y - Y		
FACTORES	2016	2006
Factor de zona (Z)	0.1	0.3
Factor de uso o de categoría de la edificación (U)	1.5	1.5
Factor de amplificación sísmica (C)	2.5	2.5
Factor de amplificación del suelo (S)	2	1.4
Coefficiente de reducción de la fuerza sísmica (R)	3	3
Peso total de la edificación (P)	665	665
Fuerza cortante en la base de la estructura (V)	166.25	349.13

4.3.2 PARA EL PABELLÓN A DE SECUNDARIA

CUADRO N° 4: COMPARACIÓN DE LA FUERZA CORTANTE BASAL

PABELLÓN A DE SECUNDARIA		
DIRECCIÓN X - X		
FACTORES	2016	2006
Factor de zona (Z)	0.1	0.3
Factor de uso o de categoría de la edificación (U)	1.5	1.5
Factor de amplificación sísmica (C)	2.5	2.5
Factor de amplificación del suelo (S)	2	1.4
Coeficiente de reducción de la fuerza sísmica (R)	8	8
Peso total de la edificación (P)	768.12	768.12
Fuerza cortante en la base de la estructura (V)	72.01	151.22

CUADRO N° 5: COMPARACIÓN DE LA FUERZA CORTANTE BASAL

PABELLÓN A DE SECUNDARIA		
DIRECCIÓN Y - Y		
FACTORES	2016	2006
Factor de zona (Z)	0.1	0.3
Factor de uso o de categoría de la edificación (U)	1.5	1.5
Factor de amplificación sísmica (C)	2.5	2.5
Factor de amplificación del suelo (S)	2	1.4
Coeficiente de reducción de la fuerza sísmica (R)	3	3
Peso total de la edificación (P)	768.12	768.12
Fuerza cortante en la base de la estructura (V)	192.03	403.26

La primera impresión es que para ambos pabellones y en ambas direcciones se obtienen resultados con una importante diferencia.

4.4 La fuerza sísmica vertical, calculada con la Norma E.030 – 2016 y con la Norma E.030 – 2006

La fuerza sísmica vertical se considerará como una fracción del peso igual a:

$$\frac{2}{3} Z. U. S$$

Esta fuerza resultará la misma para ambos pabellones y para ambos sentidos.

CUADRO N° 6: COMPARACIÓN DE LA FUERZA SÍSMICA VERTICAL

AMBOS PABELLONES		
AMBAS DIRECCIONES		
FACTORES	2016	2006
Factor de zona (Z)	0.1	0.3
Factor de uso o de categoría de la edificación (U)	1.5	1.5
Factor de amplificación del suelo (S)	2	1.4
Fuerza sísmica vertical	0.20	0.42

4.5 Tratamiento de datos

En función de los datos obtenidos evaluaremos las hipótesis propuestas.

4.5.1 HIPÓTESIS GENERAL

(Ho) La respuesta sísmica de la infraestructura actual de la Institución Educativa Guillermo Billinghurst-Tambopata-Madre de Dios, considerando los requerimientos de la norma técnica E.030 - 2016, NO posee diferencia significativa a la obtenida con las disposiciones de la norma E.030 - 2006.

(Ha) La respuesta sísmica de la infraestructura actual de la Institución Educativa Guillermo Billinghurst-Tambopata-Madre de Dios, considerando los requerimientos de la norma técnica E.030 - 2016, Si posee diferencia significativa a la obtenida con las disposiciones de la norma E.030 - 2006.

Nuestra variable dependiente respuesta sísmica de la infraestructura la hemos operacionalizado mediante los indicadores: factor de zona (Z), factor de amplificación del suelo (S), factor de amplificación sísmica (C), factor de uso o de categoría de la edificación (U) y coeficiente de reducción de la fuerza sísmica (R). Todos estos indicadores intervienen en el cálculo de la fuerza cortante en la base de la estructura (V), por lo que al haberse realizado el análisis sísmico de las edificaciones empleando el procedimiento de análisis dinámico modal espectral y tomando como referente a dicha cortante basal como un parámetro global del edificio, se utilizarán los valores obtenidos de esta magnitud para calcular el estadístico de prueba y realizar el respectivo contraste de hipótesis.

Para poder realizar el análisis estadístico cuantificaremos nuestra muestra considerando como unidades de análisis las toneladas que pesan las edificaciones.

Emplearemos la prueba de hipótesis de dos colas para la proporción poblacional p la cual la determinaremos como:

$$p = \frac{\textit{Toneladas obtenidas para la cortante basal}}{\textit{Toneladas del peso total de la edificación}}$$

Pabellón C de primaria, dirección X – X:

Tendremos como tamaño muestral: $n = 665$; las toneladas de la cortante basal obtenida con la Norma E.030 – 2016 serán las unidades favorables ($x = 62.34$), por lo que nuestra proporción poblacional hipotética sería:

$$p_0 = \frac{62.34}{665} = 0.0937$$

Emplearemos la distribución normal para la proporción (p).

Las hipótesis nula y alterna serán respectivamente:

$$H_0 : p = p_0$$

$$H_a : p \neq p_0$$

La cortante basal obtenida con la Norma E.030 – 2006 nos permitirá hallar la proporción muestral:

$$\bar{p} = \frac{130.92}{665} = 0.1969 .$$

El error estándar de \bar{p} estará dado por:

$$\delta_p = \sqrt{\frac{p_0 (1-p_0)}{n}} = \sqrt{\frac{0.0937(1-0.0937)}{665}} = 0.0113$$

Con estos elementos hallaremos el estadístico de prueba (z) el cual vendría a ser:

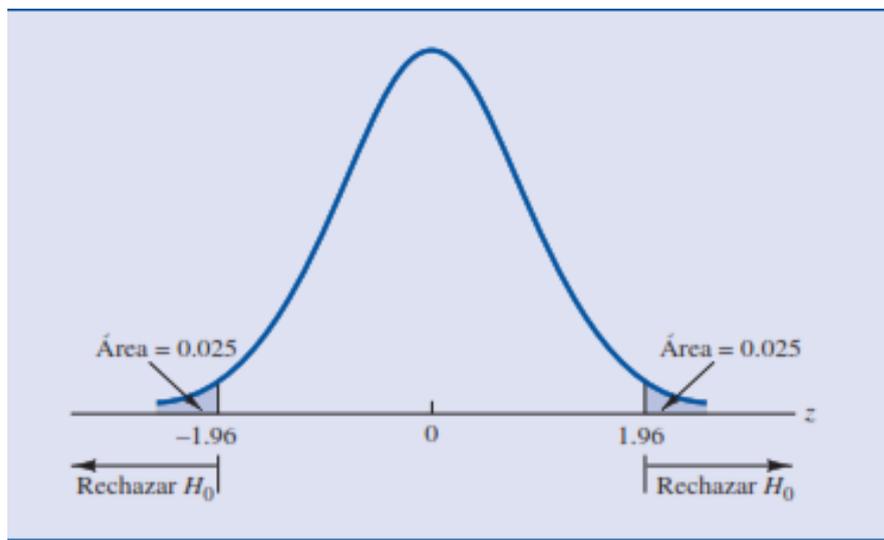
$$z = \frac{\bar{p} - p_0}{\delta_p} = \frac{0.1969 - 0.0937}{0.0113} = 9.13$$

¹ Anderson y otros. *Estadística para administración y economía*, 2008.

Tenemos que la prueba de hipótesis es una prueba de dos colas. El valor crítico lo calcularemos considerando un nivel de significancia de:

$\alpha = 0.05$, por lo que de las tablas obtenemos como valor crítico: $Z_{\frac{\alpha}{2}}$
 $= 1.96$. La regla de rechazo, mediante el método del valor crítico será:
Rechazar H_0 si: $Z \leq -Z_{\frac{\alpha}{2}}$ O SI $Z \geq Z_{\frac{\alpha}{2}}$

FIGURA N° 11 : DISTRIBUCIÓN NORMAL ESTÁNDAR



En nuestro caso hemos obtenido: $z = 9.13 > Z_{\frac{\alpha}{2}} = 1.96$, lo cual nos permite rechazar la hipótesis nula H_0 .

Pabellón C de primaria, dirección Y – Y:

Tendremos como tamaño muestral: $n = 665$; las toneladas de la cortante basal obtenida con la Norma E.030 – 2016 serán las unidades favorables ($x = 166.25$), por lo que nuestra proporción poblacional hipotética sería:

$$p_0 = \frac{166.25}{665} = 0.25$$

Emplearemos la distribución normal para la proporción (p).

Las hipótesis nula y alterna serán respectivamente:

$$H_0 : p = p_0$$

$$H_a : p \neq p_0$$

La cortante basal obtenida con la Norma E.030 – 2006 nos permitirá hallar la proporción muestral:

$$\bar{p} = \frac{349.13}{665} = 0.525 .$$

El error estándar de \bar{p} estará dado por:

$$\delta_p = \sqrt{\frac{p_0 (1-p_0)}{n}} = \sqrt{\frac{0.25(1-0.25)}{665}} = 0.0168$$

Con estos elementos hallaremos el estadístico de prueba (z) el cual vendría a ser:

$$z = \frac{\bar{p} - p_0}{\delta_p} = \frac{0.525 - 0.25}{0.0168} = 16.37$$

Tenemos que la prueba de hipótesis es una prueba de dos colas. El valor crítico lo calcularemos considerando un nivel de significancia de:

$\alpha = 0.05$, por lo que de las tablas obtenemos como valor crítico: $Z_{\frac{\alpha}{2}}$
= 1.96 . La regla de rechazo, mediante el método del valor crítico será:

Rechazar H_0 si: $Z \leq - Z_{\frac{\alpha}{2}}$ o si $Z \geq Z_{\frac{\alpha}{2}}$

En nuestro caso hemos obtenido: $z = 16.37 > \frac{Z\alpha}{2} = 1.96$, lo cual nos permite rechazar la hipótesis nula H_0 .

Pabellón A de secundaria, dirección X – X:

Tendremos como tamaño muestral: $n = 665$; las toneladas de la cortante basal obtenida con la Norma E.030 – 2016 serán las unidades favorables ($x = 72.01$), por lo que nuestra proporción poblacional hipotética sería:

$$p_0 = \frac{72.01}{665} = 0.108$$

Emplearemos la distribución normal para la proporción (p).

Las hipótesis nula y alterna serán respectivamente:

$$H_0 : p = p_0$$

$$H_a : p \neq p_0$$

La cortante basal obtenida con la Norma E.030 – 2006 nos permitirá hallar la proporción muestral:

$$\bar{p} = \frac{151.22}{665} = 0.227 .$$

El error estándar de \bar{p} estará dado por:

$$\delta_p = \sqrt{\frac{p_0 (1-p_0)}{n}} = \sqrt{\frac{0.108(1-0.108)}{665}} = 0.012$$

Con estos elementos hallaremos el estadístico de prueba (z) el cual vendría a ser:

$$z = \frac{\bar{p} - p_0}{\delta_p} = \frac{0.227 - 0.108}{0.012} = 9.92$$

Tenemos que la prueba de hipótesis es una prueba de dos colas. El valor crítico lo calcularemos considerando un nivel de significancia de:

$\alpha = 0.05$, por lo que de las tablas obtenemos como valor crítico:

$\frac{Z_{\alpha}}{2} = 1.96$. La regla de rechazo, mediante el método del valor crítico será:

Rechazar H_0 si: $z \leq -\frac{Z_{\alpha}}{2}$ o si $z \geq \frac{Z_{\alpha}}{2}$

En nuestro caso hemos obtenido: $z = 9.92 > \frac{Z_{\alpha}}{2} = 1.96$, lo cual nos permite rechazar la hipótesis nula H_0 .

Pabellón A de secundaria, dirección Y – Y:

Tendremos como tamaño muestral: $n = 665$; las toneladas de la cortante basal obtenida con la Norma E.030 – 2016 serán las unidades favorables ($x = 192.03$), por lo que nuestra proporción poblacional hipotética sería:

$$p_0 = \frac{192.03}{665} = 0.289$$

Emplearemos la distribución normal para la proporción (p).

Las hipótesis nula y alterna serán respectivamente:

$$H_0 : p = p_0$$

$$H_a : p \neq p_0$$

La cortante basal obtenida con la Norma E.030 – 2006 nos permitirá hallar la proporción muestral:

$$\bar{p} = \frac{403.26}{665} = 0.606 .$$

El error estándar de \bar{p} estará dado por:

$$\delta_p = \sqrt{\frac{p_0 (1-p_0)}{n}} = \sqrt{\frac{0.289(1-0.289)}{665}} = 0.018$$

Con estos elementos hallaremos el estadístico de prueba (z) el cual vendría a ser:

$$z = \frac{\bar{p}-p_0}{\delta_p} = \frac{0.606-0.289}{0.018} = 17.61$$

Tenemos que la prueba de hipótesis es una prueba de dos colas. El valor crítico lo calcularemos considerando un nivel de significancia de:

$\alpha = 0.05$, por lo que de las tablas obtenemos como valor crítico: $Z_{\frac{\alpha}{2}} = 1.96$. La regla de rechazo, mediante el método del valor crítico será:
Rechazar H_0 si: $Z \leq - Z_{\frac{\alpha}{2}}$ O SI $Z \geq Z_{\frac{\alpha}{2}}$

En nuestro caso hemos obtenido: $z = 17.61 > Z_{\frac{\alpha}{2}} = 1.96$, lo cual nos permite rechazar la hipótesis nula H_0 .

4.5.2 HIPÓTESIS ESPECÍFICA N° 1:

(H_0) El valor de los parámetros de diseño del peligro sísmico del terreno en que se ha construido la Institución Educativa Guillermo Billinghurst – Tambopata – Madre de Dios, considerando los requerimientos de la Norma técnica E.030 – 2016, NO poseen diferencia significativa con respecto a los obtenidos con la Norma E.030 - 2006.

(Ha) El valor de los parámetros de diseño del peligro sísmico del terreno en que se ha construido la Institución Educativa Guillermo Billinghurst – Tambopata – Madre de Dios, considerando los requerimientos de la Norma técnica E.030 – 2016, SI poseen diferencia significativa con respecto a los obtenidos con la Norma E.030 - 2006.

La dimensión peligro sísmico se ha operacionalizado mediante los indicadores: factor de zona (Z), perfil del suelo, parámetros de sitio (entre ellos el factor de amplificación del suelo (S)) y el factor de amplificación sísmica (C). Considerando que el factor de uso (U) se ha mantenido constante en las Normas E.030-2006 y E.030-2016 podemos consolidar los indicadores anteriormente mencionados calculando una magnitud que los haga intervenir. Para nuestro caso emplearemos la fuerza sísmica vertical.

Recordemos que la fuerza sísmica vertical es igual a:

$$\frac{2}{3} Z.U.S$$

Entonces la emplearemos los valores obtenidos de esta magnitud para calcular el estadístico de prueba y realizar el respectivo contraste de hipótesis.

Para poder realizar el análisis estadístico cuantificaremos nuestra muestra considerando como unidades de análisis las toneladas que pesan las edificaciones.

Emplearemos la prueba de hipótesis de dos colas para la proporción poblacional p la cual la determinaremos como:

$$p = \text{fuerza sísmica vertical}$$

Tendremos como tamaño muestral: $n = 665$; la fuerza vertical sísmica obtenida con la Norma E.030 – 2016 será nuestra proporción poblacional hipotética:

$$p_0 = 0.20$$

Emplearemos la distribución normal para la proporción (p).

Las hipótesis nula y alterna serán respectivamente:

$$H_0 : p = p_0$$

$$H_a : p \neq p_0$$

La fuerza vertical sísmica obtenida con la Norma E.030 – 2006 será la proporción muestral:

$$\bar{p} = 0.42.$$

El error estándar de \bar{p} estará dado por:

$$\delta_p = \sqrt{\frac{p_0 (1-p_0)}{n}} = \sqrt{\frac{0.20(1-0.20)}{665}} = 0.0155$$

Con estos elementos hallaremos el estadístico de prueba (z) el cual vendría a ser:

$$z = \frac{\bar{p} - p_0}{\delta_p} = \frac{0.42 - 0.20}{0.0155} = 14.19$$

Tenemos que la prueba de hipótesis es una prueba de dos colas. El valor crítico lo calcularemos considerando un nivel de significancia de:

$\alpha = 0.05$, por lo que de las tablas obtenemos como valor crítico: $\frac{Z\alpha}{2} = 1.96$. La regla de rechazo, mediante el método del valor crítico será:
Rechazar H_0 si: $Z \leq -\frac{Z\alpha}{2}$ O SI $Z \geq \frac{Z\alpha}{2}$

En nuestro caso hemos obtenido: $z = 14.19 > \frac{Z\alpha}{2} = 1.96$, lo cual nos permite rechazar la hipótesis nula H_0 .

4.5.3 HIPÓTESIS ESPECÍFICA N° 2:

(H_0) El valor de los parámetros del diseño estructural de la infraestructura actual de la Institución Educativa Guillermo Billinghurst – Tambopata – Madre de Dios, considerando los requerimientos de la norma técnica E.030 - 2016 NO poseen diferencia significativa con respecto a los obtenidos con la norma E.030 – 2006.

(H_a) El valor de los parámetros del diseño estructural de la infraestructura actual de la Institución Educativa Guillermo Billinghurst – Tambopata – Madre de Dios, considerando los requerimientos de la norma técnica E.030 - 2016 poseen diferencia significativa con respecto a los obtenidos con la norma E.030 – 2006.

En este caso todos los indicadores con los que se operacionalizaron la dimensión diseño estructural de la infraestructura: factor de uso (U) y coeficiente de reducción de la fuerza sísmica (R) se han mantenido constantes tanto para la Norma E.030-2006 como para la E.030-2016.

Por lo tanto no podemos rechazar la hipótesis nula H_0 .

CAPÍTULO V: DISCUSIÓN

5.1 Discusión de la hipótesis general

Dado que la respuesta sísmica se ha analizado en términos de la fuerza cortante en la base (V) y los resultados obtenidos para esta magnitud han sido los siguientes:

FUERZA CORTANTE BASAL		CON LA NORMA E.030-2016	CON LA NORMA E.030-2006
PABELLÓN C DE PRIMARIA	DIRECCIÓN X-X	62.34	130.92
	DIRECCIÓN Y-Y	166.25	349.13
PABELLÓN A DE SECUNDARIA	DIRECCIÓN X-X	72.01	151.22
	DIRECCIÓN Y-Y	192.03	403.26

Se puede notar que existe una diferencia numérica importante.

La modificación de la zonificación sísmica de la provincia de Tambopata y la diferencia en cuanto a la clasificación por perfiles de suelo incluidas en la nueva Norma E.030-2016 han generado que la fuerza cortante basal (V) sea numéricamente muy diferente a la obtenida con la otra Norma. Al estar considerándose a esta magnitud como la que mide la respuesta sísmica de la

infraestructura educativa, nos muestra un primer indicio de que podría existir una diferencia significativa entre ambos resultados.

Por otro lado en el análisis estadístico se ha rechazado la hipótesis nula H_0 en los cuatro casos mencionados. Estas hipótesis planteaban que las proporciones obtenidas relacionando las toneladas de la cortante basal y del peso total de la estructura de cada pabellón y en cada dirección correspondiente eran estadísticamente iguales para ambas Normas, lo cual fue rechazado.

Otra razón para disipar mayores discusiones es la holgura o abultada diferencia existente entre el estadístico de prueba y el valor crítico para los cuatro casos por lo que ensayar la posibilidad de que con ambas Normas los resultados de la respuesta sísmica sean similares o muy próximos quedaría totalmente descartado.

5.2 Discusión de la hipótesis específica N° 1

El peligro sísmico se ha cuantificado principalmente en términos de los indicadores factor de zona (Z), perfil de suelo, factor de amplificación del suelo (S) y el factor de amplificación sísmica (C). Dado que éste último se mantuvo constante para las dos Normas, emplearemos Z y S para ver la variabilidad del peligro sísmico que lo relacionaremos con otra magnitud resultante la cual vendrá a ser la fuerza sísmica vertical que se obtiene en base a los parámetros mencionados. Los resultados obtenidos para esta magnitud han sido los siguientes:

FUERZA SÍSMICA VERTICAL	CON LA NORMA E.030-2016	CON LA NORMA E.030-2006
AMBOS PABELLONES Y AMBAS DIRECCIONES	0.20	0.42

Se puede notar que existe una diferencia numérica importante.

La modificación de la zonificación sísmica de la provincia de Tambopata y la diferencia en cuanto a la clasificación por perfiles de suelo incluidas en la nueva Norma E.030-2016 han generado que la fuerza sísmica vertical sea numéricamente muy diferente a la obtenida con la otra Norma. Al estar considerándose a esta magnitud como la que mide el peligro sísmico de la infraestructura educativa, nos muestra un primer indicio de que podría existir una diferencia significativa entre ambos resultados.

Por otro lado en el análisis estadístico se ha rechazado la hipótesis nula H_0 . Esta hipótesis planteaba que la proporción obtenida a partir de la fuerza sísmica vertical era estadísticamente igual para ambas Normas, lo cual fue rechazado. Además para no entrar en mayores discusiones basta con observar la holgura o abultada diferencia existente entre el estadístico de prueba y el valor crítico elegido con una significancia de 0.05 la que viene a ser la más usada para este tipo de análisis:

$$z = 14.19 > Z_{\frac{\alpha}{2}} = 1.96$$

Esta sería una razón contundente para descartar la posibilidad de que con ambas Normas los resultados del peligro sísmico sean similares o muy próximos.

5.3 Discusión de la hipótesis específica N° 2

Para el caso del diseño estructural, los indicadores empleados para su operacionalización que son el factor de uso (U) y el coeficiente de reducción de la fuerza sísmica (R), se han mantenido constantes para ambas Normas. En caso se hubieran considerado más indicadores como el tipo de estructura o la clase de materiales de construcción, éstos también se hubieran mantenido constantes puesto que todos los pabellones de la infraestructura actual de la Institución Educativa Guillermo Billinghurst – Tambopata se han construido y se

vienen construyendo con los mismos criterios de diseño y calidad de materiales que se tuvieron al iniciarse el proyecto.

INDICADORES DEL DISEÑO ESTRUCTURAL	NORMA E.030-2016	NORMA E.030-2006
Factor de uso (U) según la categoría de la edificación	1.5	1.5
Coefficiente de reducción de la fuerza sísmica (R)-Dirección X-X (pórticos)	8	8
Coefficiente de reducción de la fuerza sísmica (R)-Dirección Y-Y (muros de albañilería confinada)	3	3

El hecho de que para el diseño estructural tengamos los mismos factores con los mismos valores tanto en la Norma E.030-2016 como para la E.030-2006 nos da la evidencia suficiente como para no descartar la hipótesis nula H_0 , la cual considera que no existe diferencia significativa entre los parámetros del diseño estructural de la infraestructura actual.

CONCLUSIONES

- Se concluye que la fuerza cortante basal que emplea a todos los indicadores de la respuesta sísmica es significativamente distinta cuando es calculada empleando la Norma E.030-2016 y la E.030-2006.

Al haberse corroborado con la aplicación de la prueba estadística, se encontró que la hipótesis nula planteada fue descartada con bastante holgura, por lo que aceptamos la hipótesis alterna la que nos permite afirmar que la respuesta sísmica de la infraestructura actual de la Institución Educativa Guillermo Billinghamst-Tambopata-Madre de Dios, considerando los requerimientos de la Norma técnica E.030 - 2016, SI posee diferencia significativa con respecto a la obtenida con las disposiciones de la Norma E.030 - 2006.

- El hecho de haber encontrado una fuerza cortante basal mucho menor con la Norma técnica actual se interpreta como que ésta (E.030-2016) es más eficiente ya que se estaría reduciendo considerablemente el impacto de un sismo sobre la estructura de la Institución educativa.
- Encontramos también que la fuerza vertical sísmica que nos ha servido para consolidar a los indicadores del peligro sísmico es significativamente distinta cuando es calculada empleando la Norma E.030-2016 y la E.030-2006. En el análisis estadístico en primer lugar se encontró que dicha fuerza es más del doble si nos apegamos a la Norma E.030-2006, esto sumado al descarte de la hipótesis nula con bastante diferencia entre el estadístico de prueba y el valor crítico nos permite concluir que el valor de los parámetros de diseño del peligro sísmico del terreno en que se ha construido la Institución Educativa Guillermo Billinghamst – Tambopata – Madre de Dios, considerando los requerimientos de la Norma técnica E.030 – 2016, SI poseen diferencia significativa con respecto a los obtenidos con la Norma E.030 - 2006.

- Los resultados obtenidos al comparar los indicadores que nos permitieron operacionalizar el diseño estructural muestran que no hay diferencia en cuanto a los valores que se empleaban con la Norma E.030-2006 y los de la actual Norma técnica E.030-2016. Esto permite concluir que el valor de los parámetros del diseño estructural de la infraestructura actual de la Institución Educativa Guillermo Billinghurst – Tambopata – Madre de Dios, considerando los requerimientos de la Norma técnica E.030 - 2016 NO poseen diferencia significativa con respecto a los obtenidos con la Norma E.030 – 2006.

RECOMENDACIONES

- Se recomienda que para una mayor objetividad en la evaluación de la sismorresistencia de la infraestructura actual de la Institución Educativa Guillermo Billinghurst de Tambopata-Madre de Dios se extienda el análisis al pabellón de oficinas administrativas y a los ambientes de uso deportivo ya que también albergarán permanentemente gran cantidad de alumnos.
- Asimismo sería muy interesante hacer una comparación con los estándares internacionales y para ello podríamos evaluar la sismorresistencia empleando una Norma extranjera, de un país que tenga condiciones sísmicas y geográficas similares al Perú.
- También consideramos oportuno recomendar que todas las instituciones educativas que fueron construidas con los parámetros de la Norma E.030-2006 sean reevaluadas con la Norma actual o incluso otras que están propuestas.

Referencias Bibliográficas

1. ALARCÓN, Enrique. **Ingeniería sísmica**. Madrid, España: Universidad Politécnica de Madrid, 1991. 47 p.
2. ANDERSON, David y otros. **Estadística para administración y economía**-10ma. Edición. Santa Fe, México: Cengage Learning Editores, S.A. 2008. 1091 p.
3. ASTORGA, María y AGUILAR, Rafael. **Evaluación del riesgo sísmico de edificaciones educativas peruanas**. Tesis de Maestría. Lima, Perú: Pontificia Universidad Católica del Perú, 2006. 90 p.
4. BARBAT H., OLLER S. y VIELMA J. **Cálculo y diseño sismorresistente de edificios**. Monografía CIMNE IS-56. Barcelona, España: Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería, 2005. 200 p.
5. BAZÁN E. y MELI R. **Diseño sísmico de edificios**. México DF, México: Editorial Limusa, 2002. 308 p.
6. BERNAL T, César. **Metodología de la investigación**. 3ra Ed. Bogotá, Colombia: Editorial Prentice Hall, 2010. 320 p.
7. BOZZO Luis y BARBAT Alex. **Diseño sismorresistente de edificios**. Barcelona, España. Editorial Reverté, 2004. 108 p.
8. CARRILLO Pedro. **Influencia del suelo en la respuesta sísmica de estructuras**. En: <http://www.construccionenacero.com>. Caracas, Venezuela. 2008. 16 p.

9. GAMEROS M., Santiago. **Análisis comparativo de tres tipos de refuerzo estructural para pabellones de aulas de locales escolares de dos pisos y tres aulas por piso.** Tesis. Lima, Perú: Pontificia Universidad Católica del Perú, 2015. 76 p.
10. HERNÁNDEZ Roberto y otros. **Metodología de la investigación** 5ta. Edición. México DF, México. Editorial McGraw Hill, 2010. 656 p.
11. INDECI. **Sismos ocurridos en el Perú a través del tiempo.** Perú: S.N., 2006, 7 p.
12. LÓPEZ, Oscar. **Guía para la evaluación de edificaciones existentes con fines de adecuación sísmica.** Caracas, Venezuela: Banco de Desarrollo de América Latina, 2014. 146 p.
13. MINISTERIO DE VIVIENDA, Construcción y Saneamiento. **Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente.** Perú, 2006. 8 p.
14. MINISTERIO DE VIVIENDA, Construcción y Saneamiento. **Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente.** Perú, 2016. 32 p.
15. MORALES, Roberto. **Diseño en concreto armado.** 3° edición. Perú: Instituto de Construcción y Gerencia (ICG). 2006. 288 p.
16. MORENO, Carmen. **Análisis de daños estructurales causados por sismos en escuelas públicas de República Dominicana.** Tesis. Barcelona, España: Universidad Politécnica de Cataluña, 2014. 87 p.

17. ORTIZ, M. **Diseño estructural sismo-resistente de los edificios de departamentos de hormigón armado de la ciudad de Quito, para garantizar la seguridad de los ocupantes.** Tesis. Quito, Ecuador: Universidad Técnica de Ambato, 2012. 96 p.
18. OVIEDO J. y DUQUE M. “Sistemas de Control de Respuesta Sísmica en Edificaciones”. En: **Revista EIA** (Medellín, Escuela de Ingeniería de Antioquia –Colombia), año 4, N° 6, 13 de octubre del 2006. pp. 105-120.
19. SAAVEDRA V. Pablo. **Metología de investigación científica.** Huancayo, Perú: Editorial Soluciones Gráficas, 2017. 269 p.
20. TAÍPE C. Javier. **Criterios de diseño por desempeño para la norma peruana de diseño sismorresistente.** Tesis de Maestría. Lima, Perú: Universidad Nacional de Ingeniería, 2003. 208 p.
21. TAVERA Hernando y otros. **Re-evaluación del peligro sísmico probabilístico para el Perú - proyecto en cooperación con el Banco Mundial.** Lima, Perú: Instituto Geofísico del Perú. 2014. 91 p.
22. VILLARREAL C. Genner. **Ingeniería sismo-resistente.** Trujillo, Perú: Editorial Norte S.R.L., 2013. 100 p.

ANEXOS

Anexo N° 1 : Cuadro de operacionalización de variables

OPERACIONALIZACIÓN DE LAS VARIABLES

VARIABLE	DEFINICIÓN CONCEPTUAL	DIMENSIONES	DEFINICIÓN OPERACIONAL	INDICADORES	UNIDAD O ESCALA DE MEDICIÓN
RESPUESTA SÍSMICA	Para hallar la respuesta sísmica de una estructura es necesario "tamizar" la vibración sísmica a través de la misma estructura, se requiere para ello tanto de la definición previa de las características sísmicas del terreno de la construcción así como de sus características estructurales. (N. Tarque y C. Loaliza, 2003)	PELIGRO SÍSMICO	Para determinar el peligro sísmico se deben conocer las características del terreno sobre el que se construirá la obra; depende del factor de zona, perfil del suelo, los parámetros de sitio y el factor de amplificación sísmica. (Norma E.030-2016)	Factor de zona	Zona 1, Zona 2, Zona 3, Zona 4
				Perfil del suelo	S0, S1, S2, S3, S4
				Parámetros de sitio	S ; T _P y T _L
				Factor de amplificación sísmica	C (de acuerdo a las características del sitio)
		DISEÑO ESTRUCTURAL	El diseño estructural lo asociaremos con la categoría, sistema estructural y regularidad de las edificaciones, depende del factor de uso según la categoría de la edificación y , y del coeficiente de reducción de fuerza sísmica (Norma E.030- 2016)	Factor de Uso según la Categoría de la Edificación	A1≥1,5 ; A2=1,5 ; B=1,3 ; C=1,0
				Coeficiente de Reducción de Fuerza Sísmica (R _o)	Según información obtenida: 3≤R _o ≤8

Anexo N° 2: Matriz de consistencia

MATRIZ DE CONSISTENCIA

PROBLEMA	OBJETIVOS	HIPÓTESIS		VARIABLES
PROBLEMA GENERAL	OBJETIVO GENERAL	HIPÓTESIS GENERAL		VARIABLE INDEPENDIENTE
¿Cuál es la respuesta sísmica de la infraestructura actual de la Institución Educativa Guillermo Billinghurst – Tambopata – Madre de Dios, considerando los requerimientos de la norma técnica E.030 - 2016 en comparación con la norma E.030 - 2006?	Determinar cuál es la respuesta sísmica de la infraestructura actual de la Institución Educativa Guillermo Billinghurst – Tambopata – Madre de Dios, considerando los requerimientos de la norma técnica E.030 – 2016 en comparación con la norma E.030 - 2006.	(Ha) La respuesta sísmica de la infraestructura actual de la Institución Educativa Guillermo Billinghurst-Tambopata-Madre de Dios, considerando los requerimientos de la norma técnica E.030 - 2016, SI posee diferencia significativa a la obtenida con las disposiciones de la norma E.030 - 2006.	(Ho) La respuesta sísmica de la infraestructura actual de la Institución Educativa Guillermo Billinghurst-Tambopata-Madre de Dios, considerando los requerimientos de la norma técnica E.030 - 2016, NO posee diferencia significativa a la obtenida con las disposiciones de la norma E.030 - 2006.	INTENSIDAD DEL MOVIMIENTO SÍSMICO
PROBLEMA ESPECÍFICO 1	OBJETIVO ESPECÍFICO 1	HIPÓTESIS ESPECÍFICA 1		VARIABLE DEPENDIENTE
¿Cuál es el valor de los parámetros de diseño del peligro sísmico del terreno en que se ha construido la Institución Educativa Guillermo Billinghurst – Tambopata – Madre de Dios, considerando los requerimientos de la norma técnica E.030 – 2016 en comparación con la norma E.030 - 2006?	Encontrar cuál es el valor de los parámetros de diseño del peligro sísmico del terreno en que se ha construido la Institución Educativa Guillermo Billinghurst – Tambopata – Madre de Dios, considerando los requerimientos de la norma técnica E.030 - 2016 en comparación con la norma E.030 - 2006	(Ha) El valor de los parámetros de diseño del peligro sísmico del terreno en que se ha construido la Institución Educativa Guillermo Billinghurst – Tambopata – Madre de Dios, considerando los requerimientos de la norma técnica E.030 – 2016, poseen diferencia significativa con respecto a los obtenidos con la norma E.030 - 2006.	(Ho) El valor de los parámetros de diseño del peligro sísmico del terreno en que se ha construido la Institución Educativa Guillermo Billinghurst – Tambopata – Madre de Dios, considerando los requerimientos de la norma técnica E.030 – 2016, NO poseen diferencia significativa con respecto a los obtenidos con la norma E.030 - 2006.	RESPUESTA SÍSMICA
				DIMENSIONES
				1. PELIGRO SÍSMICO
				Indicadores
				Factor de zona
				Perfil del Suelo
Parámetros de Sitio				
Factor de Amplificación Sísmica				
PROBLEMA ESPECÍFICO 2	OBJETIVO ESPECÍFICO 2	HIPÓTESIS ESPECÍFICA 2		2. DISEÑO ESTRUCTURAL
¿Cuál es el valor de los parámetros del diseño estructural de la infraestructura actual de la Institución Educativa Guillermo Billinghurst – Tambopata – Madre de Dios, considerando los requerimientos de la norma técnica E.030 – 2016 en comparación con la norma E.030 - 2006?	Hallar cuál es el valor de los parámetros del diseño estructural de la infraestructura actual de la Institución Educativa Guillermo Billinghurst – Tambopata – Madre de Dios, considerando los requerimientos de la norma técnica E.030 – 2016 en comparación con la norma E.030 - 2006.	(Ha) El valor de los parámetros del diseño estructural de la infraestructura actual de la Institución Educativa Guillermo Billinghurst – Tambopata – Madre de Dios, considerando los requerimientos de la norma técnica E.030 - 2016 poseen diferencia significativa con respecto a los obtenidos con la norma E.030 – 2006.	(Ho) El valor de los parámetros del diseño estructural de la infraestructura actual de la Institución Educativa Guillermo Billinghurst – Tambopata – Madre de Dios, considerando los requerimientos de la norma técnica E.030 - 2016 NO poseen diferencia significativa con respecto a los obtenidos con la norma E.030 – 2006.	Indicadores
				Factor de Uso
				Coefficiente de Reducción de Fuerza Sísmica

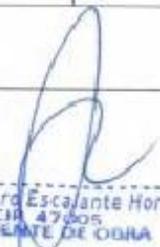
Anexo N° 3: Ficha de recolección de datos

FICHA DE RECOPIACIÓN DE DATOS

PABELLÓN:

PARÁMETROS	NORMA E.030 -2016	NORMA E.030 -2006
Factor de zona (Z)		
Factor de uso o de categoría de la edificación (U)		
Factor de amplificación sísmica (C)		
Factor de amplificación del suelo (S)		
Coefficiente de reducción de la fuerza sísmica, Dirección X-X (R)		
Coefficiente de reducción de la fuerza sísmica, Dirección Y-Y (R)		
Peso total de la edificación (P)		

VALIDADO POR:

Ing. Civil Arturo Escalante Horna	 Ing. Arturo Escalante Horna CIP 47605 RESIDENTE DE OBRA
Ing. Civil: Elvis Hurnet Zenobio Pascacio Valle- CIP- 100641	
Ing. Civil Mauro Moises Castañeda Inga	 Mauro M. Castañeda Inga CIP 47605 RESIDENTE DE OBRA

Anexo N° 4: Registros fotográficos



FOTO 01: calicata n° 01, puente 06-esta calicata está ubicada a continuación del pabellón A de secundaria el cual es parte de la muestra de esta investigación.



FOTO 02: recolección de muestra en la calicata n° 01, puente 06



FOTO 03: muestreo en la calicata n° 01, puente 06



FOTO 04: medición de la profundidad de la calicata n° 01, puente 06



FOTO 05: calicata n° 02, cerco perimétrico tipo UNI, esta calicata está ubicada a continuación del pabellón C de primaria, incluido en la muestra de la investigación.



FOTO 06: muestreo en la calicata n° 02, cerco perimétrico tipo UNI.



FOTO 07: calicata n° 02, cerco perimétrico tipo UNI, esta calicata está ubicada a continuación del pabellón C de primaria, incluida en la muestra del estudio.



FOTO 08: muestra de la calicata n° 02, cerco perimétrico tipo UNI.



FOTO 09: vaceo de techo del pabellón A de secundaria, el cual forma parte de la muestra de nuestra investigación.



FOTO 10: en el laboratorio en ruptura de briquetas, con el ingeniero jefe de supervisión y el ingeniero jefe de pronied.



FOTO 11: verificando la correcta ejecución de obra en campo



FOTO 12: trazo y replanteo de la planta de tratamiento



FOTO 13: trazo y replanteo de la planta de tratamiento



FOTO 14: ruptura de briquetas en el laboratorio



FOTO 15: verificando el ensayo de la prueba hidráulica del ss-hh-02, 3° nivel



FOTO 16: sacando prueba de densidad de campo para la vereda en el pabellón A.



FOTO 17: elaboración de briquetas de cada vaciado



FOTO 18: verificación de proceso constructivo en obra

GEOIN

GEOTECNIA E INGENIEROS E.I.R.L.
PERU S.A.C.

Solicitita : SR. WILMER VEGA VIDARTE

Calicata
C-2 CERCO
TIPO UNI

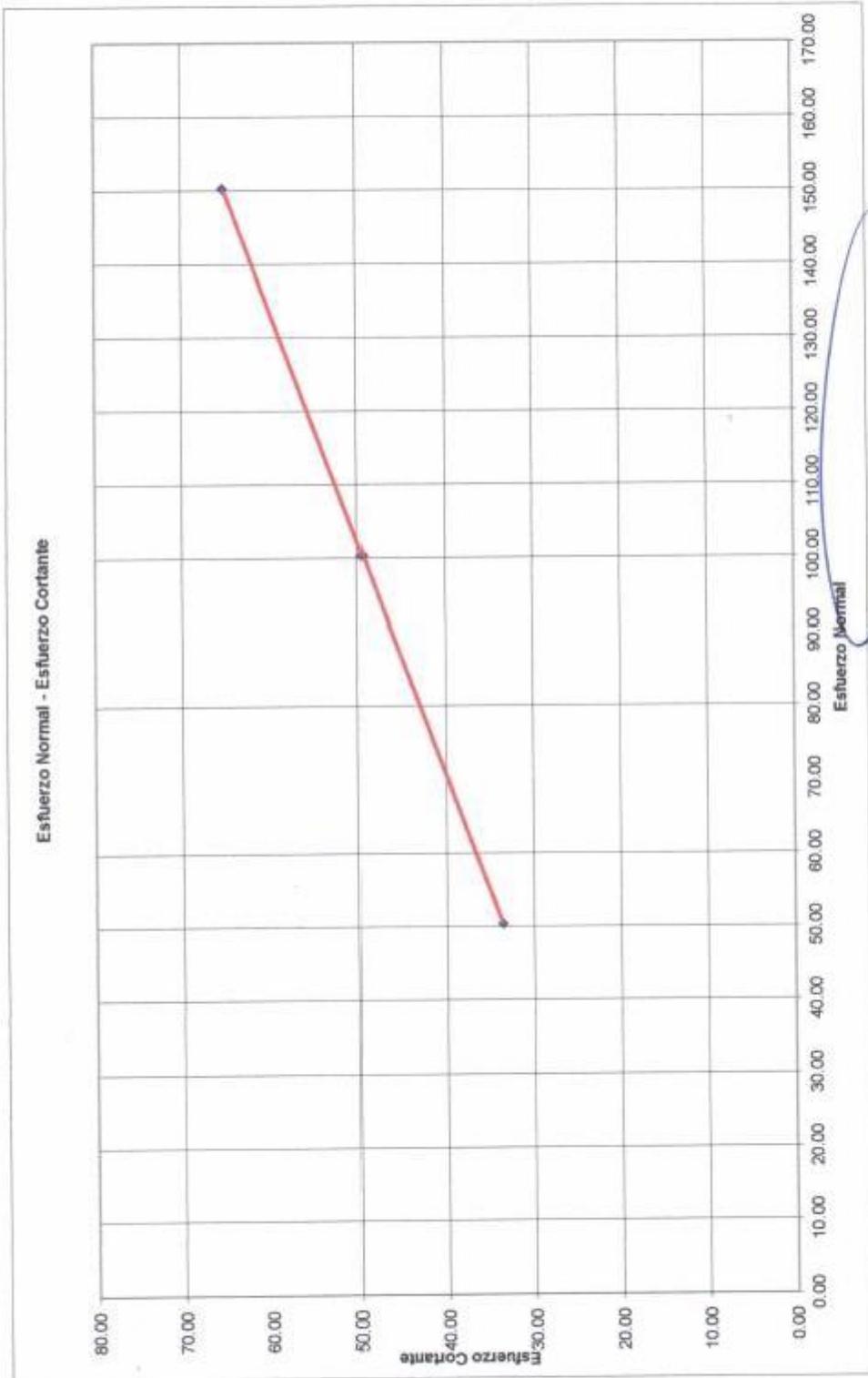
Ubicación:

Dpto. Madre de Dios, Prov. Y. Días, Tambopata

Fecha : 23/06/2018

Proyecto

ADECUACION Y MEJORAMIENTO DE LA INFRAESTRUCTURA EDUCATIVA Y EQUIPAMIENTO DE LA
IE GUILLERMO BILLINGHURST - MADRE DE DIOS - TAMBOPATA - MADRE DE DIOS



GEOTECNIA E INGENIEROS E.I.R.L.

VICTOR HUGO CABEZAS MAYA
INGENIERO CIVIL
CIP: 108357
AREA DE GEOTECNIA

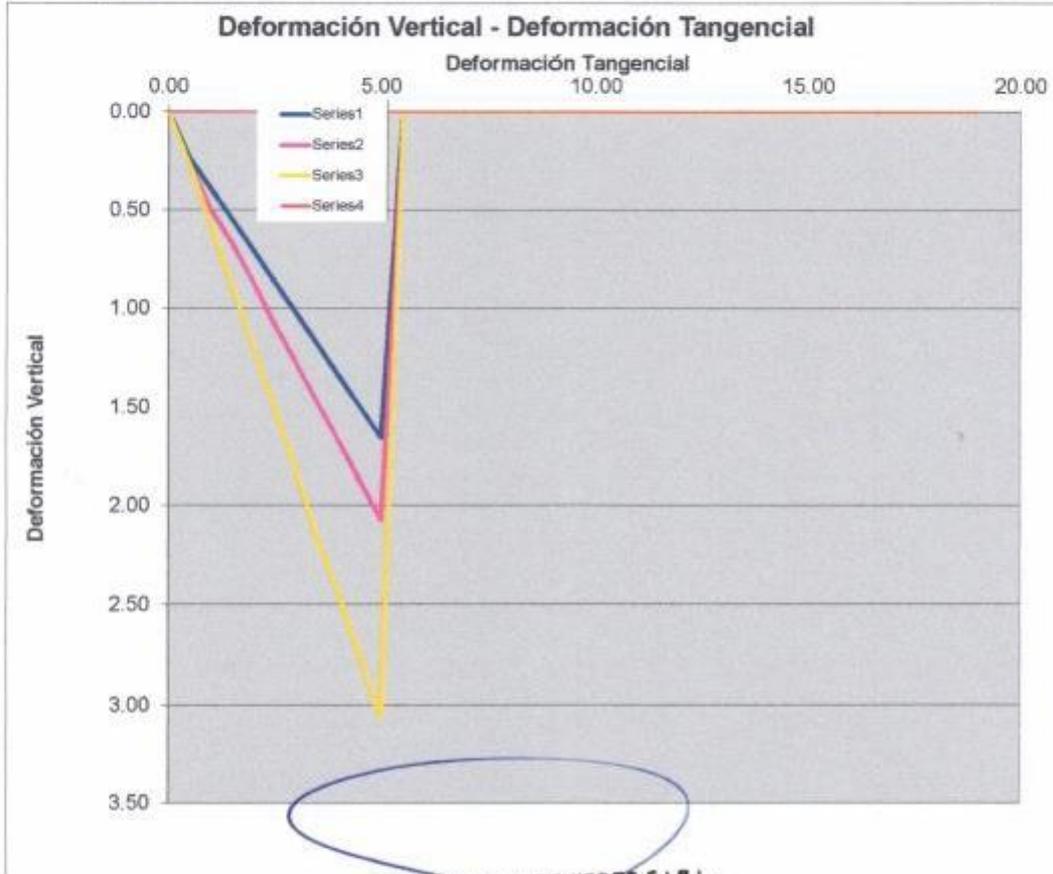
Proyecto: ADECUACION Y MEJORAMIENTO DE LA INFRAESTRUCTURA EDUCATIVA Y EQUIPAMIENTO DE LA IE.GUILLERMO BILLINGHURST - MADRE DE DIOS - TAMBOPATA - MADRE DE DIOS

Fecha de ensayo: 23/06/2016

Ubicación: Dpto. Madre de Dios, Prov. Y Dist. Tambopata

Solicita: SR. WILMER VEGA VIDARTE

Ensayo No.: **ERCO TIPO UNI**



GEOTECNIA E INGENIEROS E.I.R.L.

VICTOR HUGO CARAZAS MAYANGA
 INGENIERO CIVIL
 CIP. 108362
 AREA DE GEOTECNIA

GEOTECNIA E INGENIEROS E.I.R.L.
 GEOTECNIA E INGENIEROS E.I.R.L.
 victorhujocorazas@hotmail.com

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS - CONCRETO - MATERIALES
 PUERTO MALDONADO Jr, Cusco 138 CUSCO Urb. Mesa Redonda A-9 RPC 982737067 RPM # 976996680 Tlf. 082-674764
ENSAYO DE CORTE DIRECTO ASTM- D3080 NTP- 339.171

Proyecto : ADECUACION Y MEJORAMIENTO DE LA INFRAESTRUCTURA EDUCATIVA Y EQUIPAMIENTO DE LA IE GUILLERMO BILLINGHURST - MADRE DE DIOS - TAMBOPATA - MADRE DE DIOS

Ubicación : Dpto. Madre de Dios , Prov. Y Dist. Tambopata

Calicata : -2 CERCO TIPO U

50 kPa				100 kPa				150 kPa				0 kPa								
Fuerza N	Def. mm	Norm Def mm	Tang. s	Esfuerzo kPa	Fuerza N	Def. mm	Norm Def mm	Tang. s	Esfuerzo kPa	Fuerza N	Def. mm	Norm Def mm	Tang. s	Esfuerzo kPa	Fuerza N	Def. mm	Norm Def mm	Tang. s	Esfuerzo kPa	
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
24.40	0.24	0.50	12.43	16.70	32.80	0.28	0.50	16.70	19.70	53.00	0.28	0.50	26.99	26.99	0.00	0.00	0.50	0.00	0.00	0.00
35.00	0.40	1.00	17.83	25.26	49.60	0.51	1.00	39.32	39.32	77.20	0.59	1.00	39.32	39.32	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
42.40	0.56	1.50	21.59	33.00	64.80	0.68	1.50	33.00	33.00	94.80	0.90	1.50	48.28	48.28	0.00	0.00	1.50	0.00	0.00	0.00
47.80	0.71	2.00	24.34	37.59	73.80	0.88	2.00	37.59	37.59	104.80	1.21	2.00	53.37	53.37	0.00	0.00	2.00	0.00	0.00	0.00
53.40	0.88	2.50	27.20	40.95	80.40	1.08	2.50	40.95	40.95	113.60	1.52	2.50	57.86	57.86	0.00	0.00	2.50	0.00	0.00	0.00
57.60	1.03	3.00	29.34	43.70	85.80	1.28	3.00	43.70	43.70	119.20	1.83	3.00	60.71	60.71	0.00	0.00	3.00	0.00	0.00	0.00
60.40	1.18	3.50	30.76	46.45	91.20	1.48	3.50	46.45	46.45	123.60	2.17	3.50	62.95	62.95	0.00	0.00	3.50	0.00	0.00	0.00
64.40	1.34	4.00	32.80	47.87	93.60	1.68	4.00	47.87	47.87	125.80	2.45	4.00	64.07	64.07	0.00	0.00	4.00	0.00	0.00	0.00
65.40	1.50	4.50	33.31	48.99	96.20	1.88	4.50	48.99	48.99	127.40	2.76	4.50	64.88	64.88	0.00	0.00	4.50	0.00	0.00	0.00
66.00	1.65	5.00	33.61	49.40	97.00	2.08	5.00	49.40	49.40	128.00	3.07	5.00	65.19	65.19	0.00	0.00	5.00	0.00	0.00	0.00

GEOTECNIA E INGENIEROS E.I.R.L.

VICTOR HUIJO CORAZAS MAYANGA
 INGENIERO CIVIL
 CIP: 108382
 AREA DE GEOTECNIA

GEOTECNIA E INGENIEROS E.I.R.L.

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS - CONCRETO Y ASFALTO - CONTROL DE CALIDAD DE OBRAS CIVILES - CONSULTORIA ESPECIALIZADA
PROSPECCION GEOFISICA Y PERFORACION DE POZOS TUBULARES



PTO. MALDONADO Jr. Cusco 138 - RPM # 0405060 (982-737067) (082-574754) E-Mail : victorhugocarazas@hotmail.com CUSCO Urb. Mesa Redonda A-9 - OSCE 5 0511966 RUC 20490031963

PESO UNITARIO

Proyecto :	ADECUACION Y MEJORAMIENTO DE LA INFRAESTRUCTURA EDUCATIVA Y EQUIPAMIENTO DE LA IE.GUILLERMO BILLINGHURST – MADRE DE DIOS – TAMBOPATA – MADRE DE DIOS				
Ubicación :	Dpto. Madre de Dios , Prov. Y Dist. Tambopata	Muestreo :	Anillo de corte		
Solicita :	SR. WILMER VEGA VIDARTE	Muestra # :	1	Fecha :	23/06/2018

Calicata N°	Prof.(m)	Diametro(Cm)	Altura (Cm)	Peso (gr.)	Peso específico (gr/cm3)
C-2 CERCO TIPO	3.00	5.00	2.00	76.7	1.95

GEOTECNIA E INGENIEROS E.I.R.L.

VICTOR HUGO CARAZAS MAYANGA
INGENIERO CIVIL
CIP: 108362
AREA DE GEOTECNIA

CALCULO DE CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO

PROYECTO :	ADECUACION Y MEJORAMIENTO DE LA INFRAESTRUCTURA EDUCATIVA Y EQUIPAMIENTO DE LA IE.GUILLERMO BILLINGHURST – MADRE DE DIOS – TAMBOPATA – MADRE DE DIOS		
UBICACION :	Dpto. Madre de Dios , Prov. Y Dist. Tambopata		
SOLICITA :	SR. WILMER VEGA VIDARTE	FECHA	23/06/2018

CALICATA !RCO TIPO UNI

PROPIEDADES MECANICAS DEL SUELO		PREDIMENSIONAMIENTO	
Cohesion C (Kg/cm2)	0.18	CIMENTO CORRIDO	
Angulo de friccion (°)	17.5	Lado B (m) :	1.00
Peso Especifico (gr/cm3)	1.95	ZAPATA CUADRADA	
Factor de seguridad Fs	3.0	Lado B (m) :	1.60
Tipo de falla	local	ZAPATA RECTANGULAR	
modulo de Poisson		Ancho B (m) :	1.20
Modulo de elasticidad		Lado L (m) :	2.40
		PLATEA DE CIMENTACION	
$\psi =$	11.93	Ancho B (m) :	8.00
$c' =$	0.12	Lado L (m) :	25.00

FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA	
Nc =	9.25
Nq =	2.95
Ny =	0.59

FACTORES DE FORMA	
CIMENTO CORRIDO	
Sc =	1.02
Sq =	1.01
Sy =	1.01

FACTOR DE CAPACIDAD DE CARGA	FACTOR DE FORMA	
$Nq = \frac{a^2}{2 \cos^2(45 + \phi/2)}$	$s_c = 1 + 0.2k_p \frac{B}{L}$ para $\phi > 10$	
$a = e^{(0.75\pi - \phi/2) \tan \phi}$	$s_q = s_\gamma = 1 + 0.1k_p \frac{B}{L}$ para $\phi = 0$	
$Nc = (Nq - 1) \cot \phi$	FACTOR DE PROFUNDIDAD	
$N_\gamma = \frac{\tan \phi}{2} \left(\frac{K_p \gamma}{\cos^2 \phi} - 1 \right)$	$d_c = 1 + 0.2 \sqrt{k_p} \frac{D}{B}$	
	$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 \sqrt{k_p} \frac{D}{B}$ para $\phi > 10$	
	$d_q = d_\gamma = 1$ para $\phi = 0$	

Z. CUADRADA	Z. RECTANGULAR
Sc = 1.30	1.15
Sq = 1.15	1.08
Sy = 1.15	1.08

PLATEA DE CIMENTACION	
Sc =	1.10
Sq =	1.05
Sy =	1.05

FACTOR DE INCLINACION	
$i_c = i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{90} \right)^2$	
$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{\phi} \right)^2$	para $\phi > 0$
$i_\gamma = 0$	para $\phi = 0$

Calculo del esfuerzo admisible para diferentes tipos de cimentacion
 $q_{adm} = (1/Fs) * (c * Nc * Sc * d_c) + (\gamma * D_f * Nq * Sq * d_q) + (1/2 * \gamma * B * Ny * Sy * d_y)$

Altera de Cimentacion Df (Cm)	CIMENTO CORRIDO	ZAPATA CUADRADA	ZAPATA RECTANGULAR	PLATEA DE CIMENTACION
	B (m) 1.00	B(m) 1.60	B(m) = 1.20 L(m) = 2.40	B(m) = 8.00 L(m) = 25.00
	qadm (Kg/Cm2)	qadm (Kg/Cm2)	qadm (Kg/Cm2)	qadm (Kg/Cm2)
0.80	0.64	0.77	0.70	0.74
1.20	0.78	0.90	0.84	0.83
1.40	0.85	0.97	0.91	0.88
1.60	0.92	1.04	0.98	0.92
1.80	0.99	1.11	1.06	0.97
2.00	1.07	1.18	1.13	1.01
2.20	1.15	1.26	1.21	1.06
2.50	1.27	1.37	1.33	1.13
2.70	1.35	1.45	1.41	1.17
2.80	1.39	1.49	1.45	1.20
3.00	1.48	1.57	1.53	1.24

GEOTECNIA E INGENIEROS E.I.R.L.
 VICTOR HUGO CARAZAS MAYANGA
 INGENIERO CIVIL
 CIP: 108362
 AREA DE GEOTECNIA

GEOIN GEOTECNIA E INGENIEROS E.I.R.L.

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS - CONCRETO Y ASFALTO - CONTROL DE CALIDAD DE OBRAS CIVILES - CONSULTORIA ESPECIALIZADA
PROSPECCION GEOPISICA Y PERFORACION DE POZOS TUBULARES

PTO. MALDONADO Jr. Casco 138 - RPM 8 8405040 (062-737067) (062-574754) E-Mail: victorhugocarazasmayanga@geoin.com CUSCO Urb. Mesa Redonda A-9 - OSCE 5 053396 RUC 20400331961

REGISTRO DE SONDAJE DPL NTP -339.159 DIN 4094

SONDAJE DPL : **C-2 CERCO TIPO**

PROYECTO : ADECUACION Y MEJORAMIENTO DE LA INFRAESTRUCTURA EDUCATIVA Y EQUIPAMIENTO DE LA IE.GUILLERMO BILLINGHURST – MADRE DE DIOS – TAMBOPATA – MADRE DE DIOS

UBICACIÓN : Dpto. Madre de Dios , Prov. Y Dist. Tambopata

SOLICITANTE : SR. WILMER VEGA VIDARTE

FECHA : 23/06/2018 **Profundidad (m)** : 3.00

PROF. (m)	DESCRIPCION DEL SUELO	S U C S	CORRELACIONES			ENSAYOS DE PENETRACION DINAMICA LIGERA $N_{DPL} = \frac{N^{\circ} \text{ de golpes}}{10 \text{ cm}}$
			N SPT	Φ (^o) suelo friccionante	C (Kgf/cm ²) suelo cohesivo	
1.00			6	-	0.23	
			7	-	0.26	
			8	-	0.30	
2.00			9	-	0.34	
			7	-	0.26	
3.00			9	-	0.34	
4.00						
5.00						
6.00						
7.00						
8.00						

OBSERVACIONES

Página
1/1

GEOTECNIA E INGENIEROS E.I.R.L.

VICTOR HUGO CARAZAS MAYANGA
INGENIERO CIVIL
CIP: 108362
AREA DE GEOTECNIA

 GEOIA GEOTECNIA E INGENIEROS E.I.R.L. victorhugocarazas@hotmail.com		LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS - CONCRETO - MATERIALES PUERTO MALDONADO Jr. Cusco 138 CUSCO Urb. Mesa Redonda A-9 RPC 962737067 RPM # 979996990 TH 062-674754 ENSAYO DE CORTE DIRECTO ASTM- D3080 NTP- 339.171 www.geoineir.com								
Solicita: Sr. wilmer vega vidarte Proyecto: ADECUACION Y MEJORAMIENTO DE LA INFRAESTRUCTURA EDUCATIVA Y EQUIPAMIENTO DE LA IE.GUILLERMO BILLINGHURST - MADRE DE DIOS - TAMBOPATA - MADRE DE DIOS Ubicación: Dpto. Madre de Dios, Prov. Y Dist. Tambopata Dirección: UTM *:		Fecha de ensayo: 23/06/2018 Ensayo No.: C-1 PUENTE 06 Nivel freático: TIPO DE ENSAYO: CONSOLIDADO, DRENADO INALTERADA Profundidad: 3.00 m								
Parámetros de la muestra		Item 1	Item 2	Item 3	Item 4					
Diámetro(mm)		50.00	50.00	50.00	-					
Área (mm²)		1963.50	1963.50	1963.50	-					
Altura (mm)		20.00	20.00	20.00	-					
Humedad natural (%)		*	*	*	*					
Peso del suelo húmedo (g)		*	*	*	*					
Peso del suelo seco (g)		*	*	*	*					
Gravedad específica (g/cm³)		*	*	*	*					
Masa unitaria húmeda (g/cm³)										
Masa unitaria seca (g/cm³)										
Grado de Saturación (%)										
Relación de vacíos inicial										
Deformación Consolidación (mm)										
Relación de vacíos final										
Parámetros del Ensayo		0.51Kg/cm2	1.02Kg/cm2	1.53kg/cm2						
Pesas en el brazo (kg)		1.00	3.00	5.00	-					
Peso del estribo (kg)		5.08	5.08	5.08	-					
Múltiplo del brazo de palanca		5.00	5.00	5.00	-					
Velocidad desplazam. (mm/min)		0.20	0.20	0.20	-					
Esfuerzo Vertical (kPa)		60.34	100.28	150.23						
Consolidar										
Deformación Horizontal (mm)	Deformación Unitaria (%)	Deformación Normal (mm)			Fuerza (N)			Esfuerzo Cortante (kPa)		
		60.34	100.28	150.23	60.34	100.28	150.23	60.34	100.28	150.23
Esfuerzo Vertical (kPa) →		0.00	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.50	1.00	0.230	0.263	0.280	27.80	31.60	53.60	14.16	16.09	27.30
1.00	2.00	0.437	0.487	0.547	38.40	48.40	77.80	19.56	24.85	39.62
1.50	3.00	0.636	0.699	0.808	45.80	63.60	95.40	23.33	32.39	48.59
2.00	4.00	0.847	0.927	1.072	51.20	72.60	105.40	26.06	36.97	53.66
2.50	5.00	1.042	1.135	1.337	56.80	79.20	114.20	28.93	40.34	58.16
3.00	6.00	1.167	1.353	1.600	61.00	84.60	119.80	31.07	43.09	61.01
3.50	7.00	1.446	1.577	1.864	63.80	90.00	124.20	32.49	45.84	63.25
4.00	8.00	1.651	1.789	2.119	67.80	92.40	126.40	34.53	47.06	64.37
4.50	9.00	1.867	2.007	2.417	68.80	95.00	128.00	35.04	48.38	65.19
5.00	10.00	2.057	2.287	2.637	69.40	95.80	128.60	35.35	48.79	65.50
5.50	11.00									
6.00	12.00									
6.50	13.00									
7.00	14.00									
7.50	15.00									
8.00	16.00									
8.50	17.00									
9.00	18.00									
9.50	19.00									
10.00	20.00									
10.50	21.00									
11.00	22.00									
11.50	23.00									
12.00	24.00									
12.50	25.00									
13.00	26.00									
13.50	27.00									
14.00	28.0									
14.50	29.0									
15.00	30.0									
15.50	31.0									
16.00	32.0									
16.50	33.0									
17.00	34.0									
17.50	35.0									
18.00	36.0									
18.50	37.0									
19.00	38.0									
Observaciones										
Técnico										
Div. Laboratorio										


GEOTECNIA E INGENIEROS E.I.R.L.
VICTOR HUGO CARAZAS MAYANGA
 INGENIERO CIVIL
 CIP: 108362
 AREA DE GEOTECNIA



GEOIN

GEOTECNIA E INGENIEROS E I.R.L.

victorhugocarrazas@hotmail.com

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS - CONCRETO - MATERIALES

PUERTO MALDONADO Jr. Cusco 138 CUSCO Urb. Mesa Redonda A-9 RPC 982737067 RPM # 976996680 Tlf. 082-674764

ENSAYO DE CORTE DIRECTO ASTM- D3080 NTP- 339.171

ADECUACION Y MEJORAMIENTO DE LA INFRAESTRUCTURA EDUCATIVA Y EQUIPAMIENTO DE LA IE.GUILLERMO

Proyecto: BILLINGHURST - MADRE DE DIOS - TAMBOPATA - MADRE DE DIOS

Fecha de ensayo: 23/06/2018

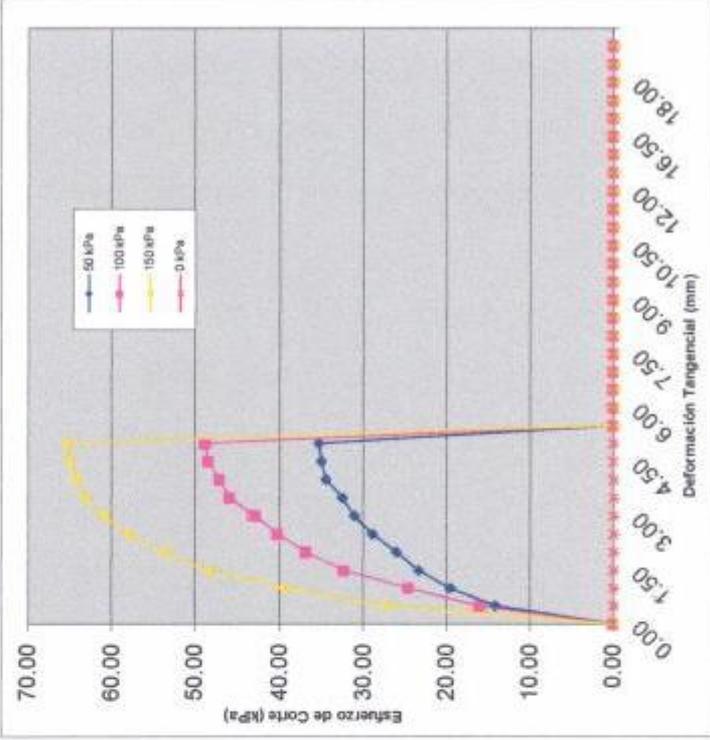
Ubicación: Dpto. Madre de Dios, Prov. Y Dist. Tambopata

Solicita: Sr. wilmer vega vidarte

Ensayo No.: **C-1 PUENTE 06**

RESULTADOS DE ENSAYO

Sondeo	Parafinada		
Profundidad	Muestra 1	Muestra 2	Muestra 3
Preparación	Muestra 1	Muestra 2	Muestra 3
Humedad Inicial (%)	Muestra 4		
Humedad Final (%)			
Grado de saturación (%)			
Peso unitario (g/cm ³)			
Área Ao (mm ²)			
Velocidad (mm/min)			
Esfuerzo Normal (kpa)	50.34	100.28	150.23
Esfuerzo de Corte (kpa)	35.35	48.79	65.50
Cohesión (Kg/Cm ²)	0.21		
Ángulo de fricción	16.8°		



GEOTECNIA E INGENIEROS E I.R.L.

VICTOR HUGO CARAZAS MAYANGA
INGENIERO CIVIL
CIP 108362

AREA DE GEOTECNIA

Observaciones:

GEON

GEOTECNIA E INGENIEROS E.I.R.L.

Solicitita : Sr. wilmer vega vidante

Calicata

**C-1
PUENTE 06**

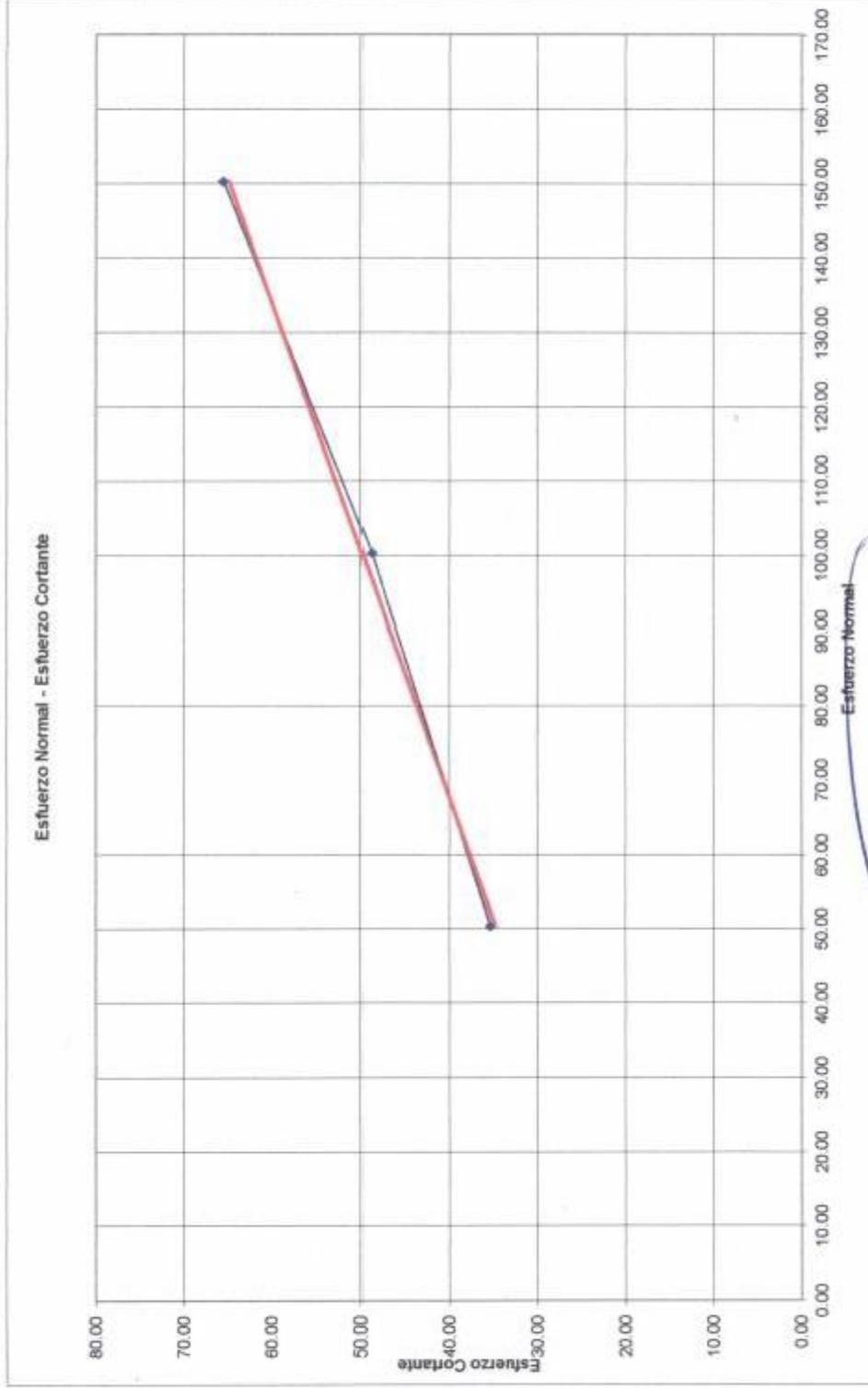
Ubicación:

Dpto. Madre de Dios, Prov. Y Dist. Tambopata

Proyecto

ADECUACION Y MEJORAMIENTO DE LA INFRAESTRUCTURA EDUCATIVA Y EQUIPAMIENTO DE LA IE. GUILLERMO BILLINGHURST - MADRE DE DIOS - TAMBOPATA - MADRE DE DIOS

Fecha : 23/06/2018



GEOTECNIA E INGENIEROS E.I.R.L.

VICTOR HUGO CARAZAS MAYANGA

INGENIERO CIVIL

CIP 108382

AREA DE GEOTECNIA

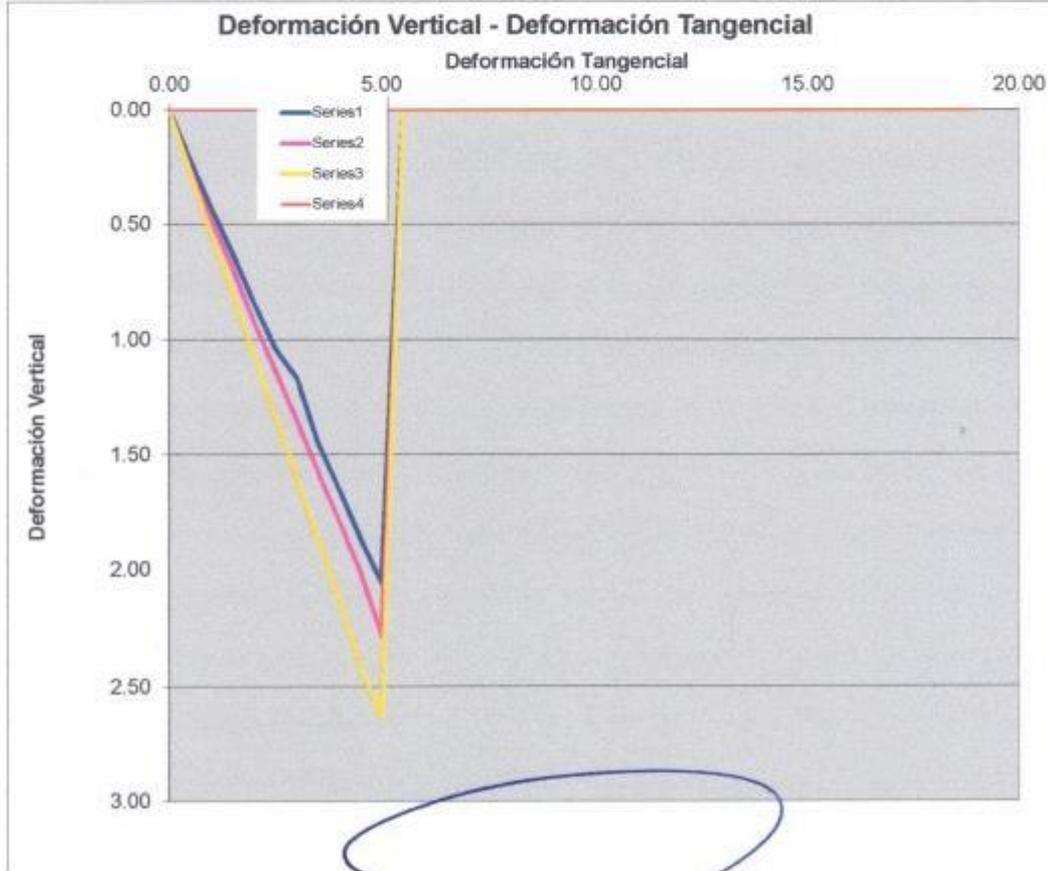
Proyecto: ADECUACION Y MEJORAMIENTO DE LA INFRAESTRUCTURA EDUCATIVA Y EQUIPAMIENTO DE LA IE.GUILLERMO BILLINGHURST - MADRE DE DIOS - TAMBOPATA - MADRE DE DIOS

Fecha de ensayo: 23/06/2018

Ubicación: Dpto. Madre de Dios, Prov. Y Dist. Tambopata

Solicitante: Sr. wilmer vega vidarte

Ensayo No.: **PUENTE 06**



GEOTECNIA E INGENIEROS E.I.R.L.

VICTOR HUGO CARAZAS MAYANGA
INGENIERO CIVIL
RPM: 108362
AREA DE GEOTECNIA

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS - CONCRETO - MATERIALES

PUERTO MALDONADO Jr., Cusco 138 CUSCO Urb. Mesa Redonda A-9 RPC 982737057 RPM # 976996680 Tlf. 082-574764

ENSAYO DE CORTE DIRECTO ASTM- D3080 NTP- 339.171

Proyecto :

ADECUACION Y MEJORAMIENTO DE LA INFRAESTRUCTURA EDUCATIVA Y EQUIPAMIENTO DE LA IE GUILLERMO BILLINGHURST - MADRE DE DIOS - TAMBOPATA - MADRE DE DIOS

Ubicación :

Dpto. Madre de Dios, Prov. Y Dist. Tambopata

Calicata : **C-1 PUENTE 06**

50 kPa				100 kPa				150 kPa				0 kPa			
Fuerza N	Def. mm	Normal Def Tang. mm	Esfuerzo kPa	Fuerza N	Def. mm	Normal Def Tang. mm	Esfuerzo kPa	Fuerza N	Def. mm	Normal Def Tang. mm	Esfuerzo kPa	Fuerza N	Def. mm	Normal Def Tang. mm	Esfuerzo kPa
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
27.80	0.23	0.50	14.18	31.80	0.28	0.50	16.09	53.60	0.28	0.50	27.30	0.00	0.00	0.50	0.00
36.40	0.44	1.00	19.56	48.40	0.48	1.00	24.85	77.60	0.55	1.00	39.62	0.00	0.00	1.00	0.00
45.80	0.64	1.50	23.33	63.60	0.70	1.50	32.39	95.40	0.81	1.50	48.59	0.00	0.00	1.50	0.00
51.20	0.85	2.00	26.08	72.80	0.93	2.00	36.97	105.40	1.07	2.00	53.68	0.00	0.00	2.00	0.00
56.80	1.04	2.50	28.93	79.20	1.14	2.50	40.34	114.20	1.34	2.50	58.16	0.00	0.00	2.50	0.00
61.00	1.17	3.00	31.07	84.60	1.35	3.00	43.08	119.80	1.60	3.00	61.01	0.00	0.00	3.00	0.00
63.80	1.45	3.50	32.49	90.00	1.58	3.50	45.84	124.20	1.86	3.50	63.25	0.00	0.00	3.50	0.00
67.80	1.65	4.00	34.53	92.40	1.79	4.00	47.06	126.40	2.12	4.00	64.37	0.00	0.00	4.00	0.00
68.80	1.87	4.50	35.04	85.00	2.01	4.50	48.38	128.00	2.42	4.50	65.19	0.00	0.00	4.50	0.00
69.40	2.06	5.00	35.35	95.80	2.28	5.00	48.79	128.60	2.64	5.00	65.50	0.00	0.00	5.00	0.00

GEOTECNIA E INGENIEROS E.I.R.L

VICTOR HUGO CARAZAS MAYANGA
 INGENIERO CIVIL
 CIP: 108352
 AREA DE GEOTECNIA

GEOTECNIA E INGENIEROS E.I.R.L

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS - CONCRETO Y ASFALTO - CONTROL DE CALIDAD DE OBRAS CIVILES - CONSULTORIA ESPECIALIZADA
PROSPECCION GEOFISICA Y PERFORACION DE POZOS TUBULARES



PTO. MALDONADO Jr. Cusco 138 - RPM # 0405060 (982-737067) (062-574754) E-Mail : victorhugocarazas@hotmail.com CUSCO Urb. Mesa Redonda A-9 - OSCE S 0511966 RUC 20490031961

PESO UNITARIO

Proyecto :	ADECUACION Y MEJORAMIENTO DE LA INFRAESTRUCTURA EDUCATIVA Y EQUIPAMIENTO DE LA IE. GUILLERMO BILLINGHURST – MADRE DE DIOS – TAMBOPATA – MADRE DE DIOS				
Ubicación :	Dpto. Madre de Dios , Prov. Y Dist. Tambopata	Muestreo :	Anillo de corte		
Solicita :	Sr. wilmer vega vidarte	Muestra # :	1	Fecha :	23/06/2018

Calicata N°	Prof.(m)	Diametro(Cm)	Altura (Cm)	Peso (gr.)	Peso especifico (gr/cm3)
C-1 PUENTE 0	3.00	5.00	2.00	76.83	1.96

GEOTECNIA E INGENIEROS E.I.R.L

VICTOR HUGO CARAZAS MAYANGA
INGENIERO CIVIL
CIP: 108362
AREA DE GEOTECNIA

CALCULO DE CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO

PROYECTO :	ADECUACION Y MEJORAMIENTO DE LA INFRAESTRUCTURA EDUCATIVA Y EQUIPAMIENTO DE LA IE. GUILLERMO BILLINGHURST - MADRE DE DIOS - TAMBOPATA - MADRE DE DIOS		
UBICACION :	Dpto. Madre de Dios , Prov. Y Dist. Tambopata		
SOLICITA :	Sr. wilmer vega vidarte	FECHA	23/06/2018

CALICATA PUENTE 06

PROPIEDADES MECANICAS DEL SUELO		PREDIMENSIONAMIENTO	
Cohesion C (Kg/cm2)	0.21	CIMENTO CORRIDO	
Angulo de friccion (°)	16.8	Lado B (m) :	1.00
Peso Especifico (gr/cm3)	1.96	ZAPATA CUADRADA	
Factor de seguridad Fs	3.0	Lado B (m) :	1.60
Tipo de falla	local	ZAPATA RECTANGULAR	
modulo de Poisson		Ancho B (m) :	1.20
Modulo de elasticidad		Lado L (m) :	2.40
		PLATEA DE CIMENTACION	
$\phi' =$	11.44	Ancho B (m) :	8.00
$c' =$	0.14	Lado L (m) :	25.00

FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA	
Nc =	9.01
Nq =	2.82
Ny =	0.52

FACTORES DE FORMA	
CIMENTO CORRIDO	
Sc =	1.01
Sq =	1.01
Sy =	1.01
Z. CUADRADA	Z. RECTANGULAR

Sc =	1.30	1.15
Sq =	1.15	1.07
Sy =	1.15	1.07

PLATEA DE CIMENTACION	
Sc =	1.10
Sq =	1.05
Sy =	1.05

FACTOR DE INCLINACION	
$i_c = i_y = \left(1 - \frac{\theta}{90}\right)^2$	
$i_y = \left(1 - \frac{\theta}{\phi}\right)^2$	para $\phi > 0$
$i_y = 0$	para $\phi = 0$

FACTOR DE CAPACIDAD DE CARGA	FACTOR DE FORMA	
$N_q = \frac{a^2}{2 \cos^2(45 + \phi/2)}$	$s_c = 1 + 0.2k_p \frac{B}{L}$ para $\phi > 10$	
$a = e^{(0.75\pi - \phi/2) \tan \phi}$	$s_q = s_y = 1 + 0.1k_p \frac{B}{L}$ para $\phi = 0$	
$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$	FACTOR DE PROFUNDIDAD	
$N_\gamma = \frac{\tan \phi}{2} \left(\frac{K_{p\gamma}}{\cos^2 \phi} - 1 \right)$	$d_c = 1 + 0.2 \sqrt{k_p} \frac{D}{B}$	
	$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 \sqrt{k_p} \frac{D}{B}$	para $\phi > 10$
	$d_q = d_\gamma = 1$	para $\phi = 0$

Calculo del esfuerzo admisible para diferentes tipos de cimentacion
 $q_{adm} = (1/Fs) * (c * N_c * S_c * d_c) + (\gamma * D_f * N_q * S_q * d_q) + (1/2 * \gamma * B * N_\gamma * S_\gamma * d_\gamma)$

Altera de Cimentacion Df (Cm)	CIMENTO CORRIDO	ZAPATA CUADRADA	ZAPATA RECTANGULAR	PLATEA DE CIMENTACION
	B(m) 1.00	B(m) 1.60	B(m) = 1.20 L(m) = 2.40	B(m) = 8.00 L(m) = 25.00
	qadm (Kg/Cm2)	qadm (Kg/Cm2)	qadm (Kg/Cm2)	qadm (Kg/Cm2)
0.80	0.69	0.83	0.76	0.78
1.20	0.83	0.96	0.89	0.86
1.40	0.90	1.03	0.97	0.90
1.60	0.97	1.10	1.04	0.95
1.80	1.05	1.17	1.11	0.99
2.00	1.12	1.24	1.19	1.04
2.20	1.20	1.31	1.26	1.08
2.50	1.32	1.43	1.38	1.15
2.70	1.40	1.50	1.46	1.19
2.80	1.44	1.54	1.50	1.22
3.00	1.53	1.62	1.59	1.26

GEOTECNIA E INGENIEROS E.I.R.L.

VICTOR HUGO CARAZAS MAYANGA
INGENIERO CIVIL
CIP: 108362
AREA DE GEOTECNIA

GEOTECNIA E INGENIEROS E.I.R.L.

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS - CONCRETO Y ASPHALTO - CONTROL DE CALIDAD DE OBRAS CIVILES - CONSULTORIA ESPECIALIZADA
PROSPECCION GEOFISICA Y PERFORACION DE POZOS TUBULARES

PTO. MALDONADO Jr. Cusco 138 - RPM # 0405060 (082-737067) (082-574754) E-Mail : victorhugocarrazas@hotmail.com CUSCO Urb. Mesa Redonda A-9 - OSCE 5 0511988 RUC 20490031961

CONTENIDO DE HUMEDAD (ASTM D 2216 NTP 339.127)

Proyecto : ADECUACION Y MEJORAMIENTO DE LA INFRAESTRUCTURA EDUCATIVA Y EQUIPAMIENTO DE LA IE.GUILLERMO BILLINGHURST - MADRE DE DIOS - TAMBOPATA - MADRE DE DIOS
Lugar : PUERTO MALDONADO
Dist/Prov. : TAMBOPATA-TAMBOPATA
Solicitante : wilmer vega vidarte
Fecha : 23/06/2018

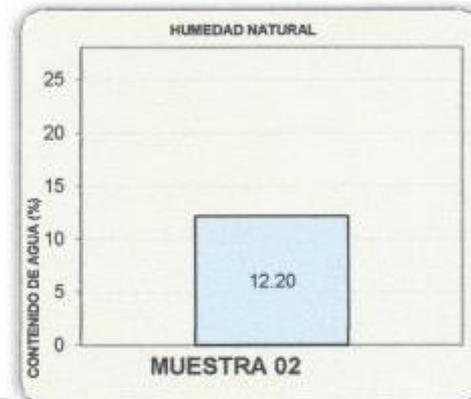
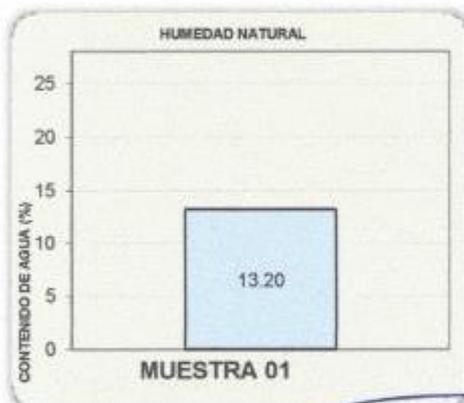
Datos de la Muestra

Progr. : -
calicata : C-1 PUENTE 06
Prof. : 3.00 m.
Lado : -

CONTENIDO DE HUMEDAD

N° de Capsula		M - 01	M-02
Peso Recipiente + Suelo Natural	gr.	188.50	133.20
Peso Recipiente + Suelo Seco	gr.	166.52	118.72
Peso Recipiente	gr.	0.00	0.00
Peso del agua	gr.	21.98	14.48
Peso del Suelo Natural	gr.	188.50	133.20
Peso del Suelo Seco	gr.	166.52	118.72
Contenido de Humedad (w)	%	13.20	12.20

Contenido de Humedad: 12.70 %



GEOTECNIA E INGENIEROS S.R.L.

VICTOR HUGO CARAZAS MAYANGA
INGENIERO CIVIL
CIP 109862
AREA DE GEOTECNIA

GRANULOMETRIA (ASTM D 422 - NTP 339.128)

ADECUACION Y MEJORAMIENTO DE LA INFRAESTRUCTURA EDUCATIVA Y EQUIPAMIENTO DE LA IE.GUILLERMO
Proyecto : BILLINGHURST – MADRE DE DIOS – TAMBOPATA – MADRE DE DIOS
Lugar : PUERTO MALDONADO
Dist/Prov. : TAMBOPATA-TAMBOPATA
Solicitante : wilmer vega vidarte
Fecha : 23/06/2018

calicata : **C-1 PUENTE 06** Progresiva : - Datos de ensayo
Profundidad : 3.00 m. Lado : - Peso Inicial : 507.5 gr.
 Peso despues de lavar : 152.5 gr.

Tamiz	Diam. (mm)	Peso Ret. (gr.)	% Ret. Parcial	% Ret. Acum.	% Que pasa
2 1/2"	63.50	0.00	0.00	0.00	100.00
2"	50.60	0.00	0.00	0.00	100.00
1 1/2"	38.10	0.00	0.00	0.00	100.00
1"	25.40	0.00	0.00	0.00	100.00
3/4"	19.05	0.00	0.00	0.00	100.00
1/2"	12.70	0.00	0.00	0.00	100.00
3/8"	9.53	0.00	0.00	0.00	100.00
1/4"	6.35	0.00	0.00	0.00	100.00
4	4.76	0.00	0.00	0.00	100.00
8	2.36	0.00	0.00	0.00	100.00
10	2.00	0.00	0.00	0.00	100.00
16	1.18	0.20	0.04	0.04	99.96
20	0.85	0.16	0.03	0.07	99.93
30	0.60	0.40	0.08	0.15	99.85
40	0.42	0.80	0.16	0.31	99.69
50	0.30	24.20	4.77	5.08	94.92
100	0.15	85.20	16.79	21.86	78.14
200	0.07	41.55	8.19	30.05	69.95
< 200		355.00	69.95	100.00	

507.51

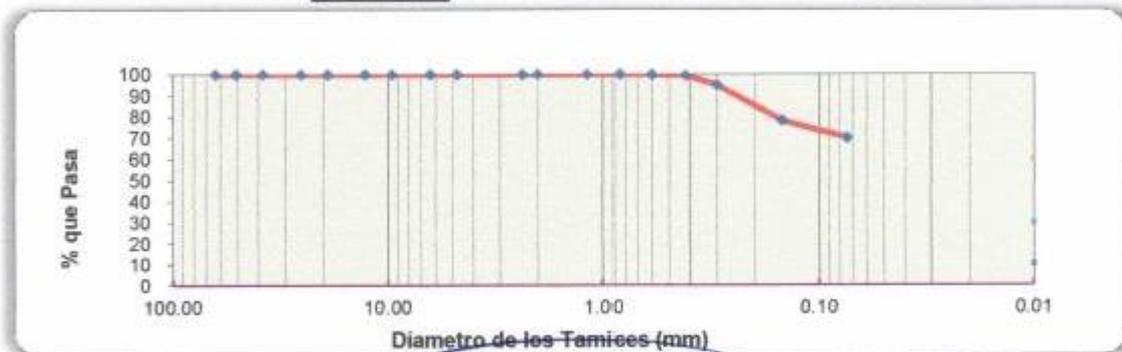
Grava: 0.00 %
 Arena: 30.05 %
 Finos: 69.95 %

D60 = 0.066
 D30 = 0.043
 D10 = 0.028

SUCS : CL

AASHTO : A-7-6 (11)

Cu = 2.39
 Cc = 1.01



GEOTECNIA E INGENIEROS E.I.R.L.

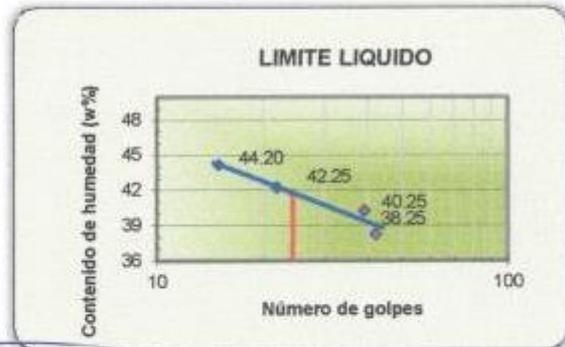
VICTOR HUGO CARAZAS MAYANGA
 INGENIERO CIVIL
 CIP. 108362
 AREA DE GEOTECNIA

LIMITES DE CONSISTENCIA (ASTM D 4318 NTP 339.129)

Proyecto : ADECUACION Y MEJORAMIENTO DE LA INFRAESTRUCTURA EDUCATIVA Y EQUIPAMIENTO DE LA
 IE.GUILLERMO BILLINGHURST – MADRE DE DIOS – TAMBOPATA – MADRE DE DIOS
Lugar : PUERTO MALDONADO
Dist/Prov. : TAMBOPATA-TAMBOPATA
Solicitante : wilmer vega vidarte
Fecha : 23/06/2018
Calicata N° : C-1 PUENTE 06 **Progresiva** : -
Profundidad : 3.00 m. **Lado** : -

LIMITE PLASTICO - ASTM D 4318	LP (%) = 20.5	
Muestra	1	2
Numero de capsula	135	38
Peso de la Capsula (gr)	11.51	11.39
Peso de la Capsula+Suelo Humedo (gr)	18.50	19.20
Peso de la Capsula+ Suelo Seco (gr)	17.29	17.90
Peso del Suelo Seco (gr)	5.78	6.52
Contenido de Humedad (w)	21.00	19.90

LIMITE LIQUIDO - ASTM D 4318	LL (%) = 41.7			IP (%) = 21.3
Muestra	A	B	C	D
Numero de capsula	207	220	164	422
Peso de la Capsula (gr)	37.61	37.61	37.64	37.67
Peso de la Capsula+Suelo Humedo (gr)	64.50	66.20	60.20	53.70
Peso de la Capsula+ Suelo Seco (gr)	57.06	58.00	53.50	48.79
Numero de golpes	42.00	39.00	22.00	15.00
Peso del Suelo Seco (gr)	19.45	20.39	15.86	11.12
Contenido de Humedad (w)	38.25	40.25	42.25	44.20



GEOTECNIA E INGENIEROS E.I.R.L.

VICTOR HUGO CARAZAS MAYANGA
 INGENIERO CIVIL
 CIP: 108362
 AREA DE GEOTECNIA

GEOIN GEOTECNIA E INGENIEROS E.I.R.L.

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS - CONCRETO Y ASFALTO - CONTROL DE CALIDAD DE OBRAS CIVILES - CONSULTORIA ESPECIALIZADA
PROSPECCION GEOFISICA Y PERFORACION DE POZOS TUBULARES



PTO. MALDONADO Jr. Casco 138 - RPM # 6405860 (982-727067) (082-574754) E-Mail: victorhugocarrazas@geoin.com CUSCO Urb. Mesa Redonda A-3 - OSCE 5 8511966 RUC 20590031963

REGISTRO DE SONDAJE DPL NTP -339.159 DIN 4094

SONDAJE DPL : **C-1 PUENTE 06**

PROYECTO : ADECUACION Y MEJORAMIENTO DE LA INFRAESTRUCTURA EDUCATIVA Y EQUIPAMIENTO DE LA IE.GUILLERMO BILLINGHURST – MADRE DE DIOS – TAMBOPATA – MADRE DE DIOS

UBICACIÓN : Dpto. Madre de Dios , Prov. Y Dist. Tambopata

SOLICITANTE : Sr. wilmer vega vidarte

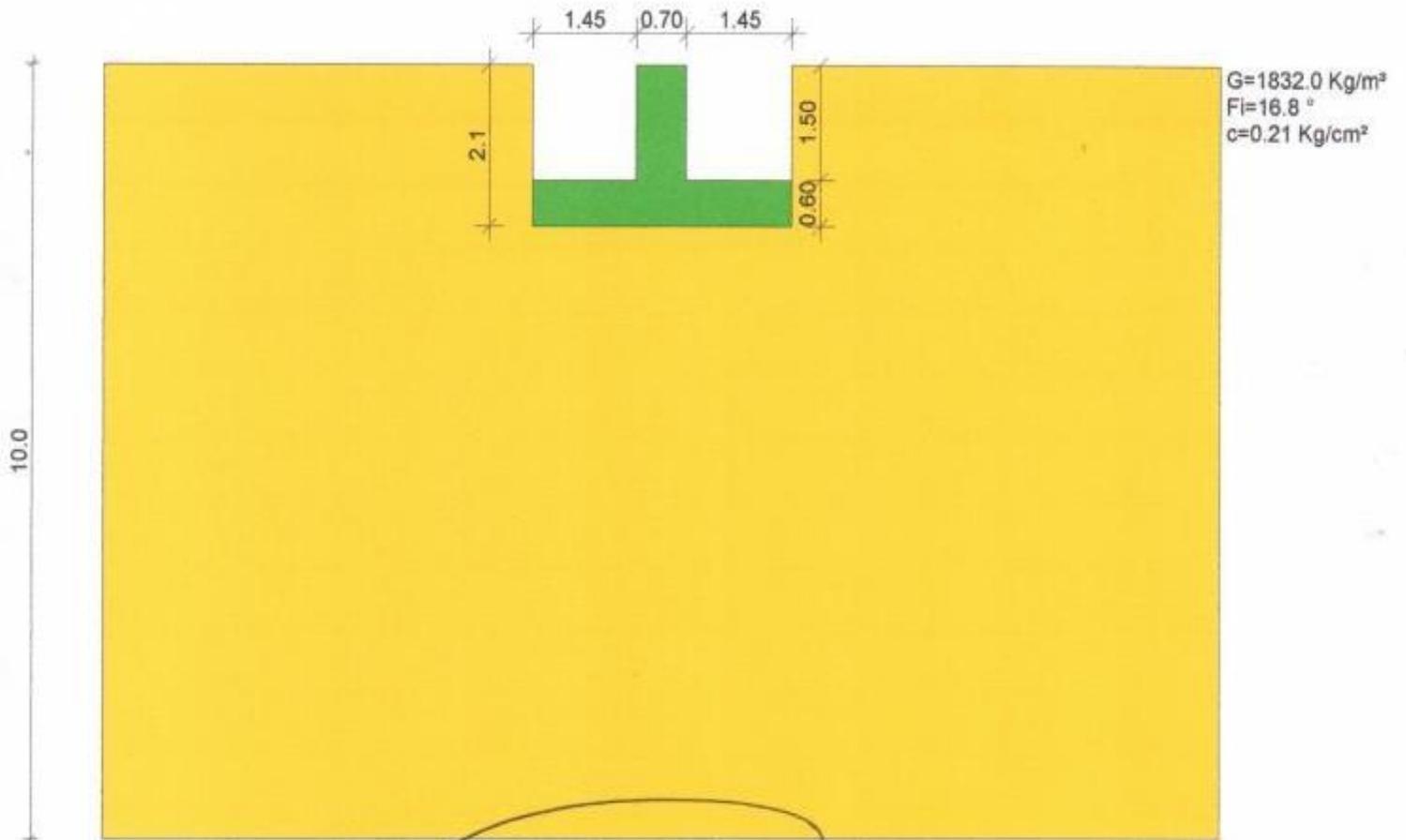
FECHA : 23/06/2018 **Profundidad (m)** : 3.00

PROF. (m)	DESCRIPCION DEL SUELO	S U C S	CORRELACIONES			ENSAYOS DE PENETRACION DINAMICA LIGERA $N_{60} = \frac{N^{\circ} \text{ de golpes}}{10 \text{ cm}}$
			N SPT	Φ (°) suelo friccionante	C (Kt/cm ²) suelo cohesivo	
0.00			5	-	0.19	
0.20			6	-	0.23	
0.40			7	-	0.26	
0.60			7	-	0.26	
0.80			8	-	0.30	
1.00			9	-	0.34	
1.20						
1.40						
1.60						
1.80						
2.00						
2.20						
2.40						
2.60						
2.80						
3.00						
3.20						
3.40						
3.60						
3.80						
4.00						
4.20						
4.40						
4.60						
4.80						
5.00						
5.20						
5.40						
5.60						
5.80						
6.00						

OBSERVACIONES

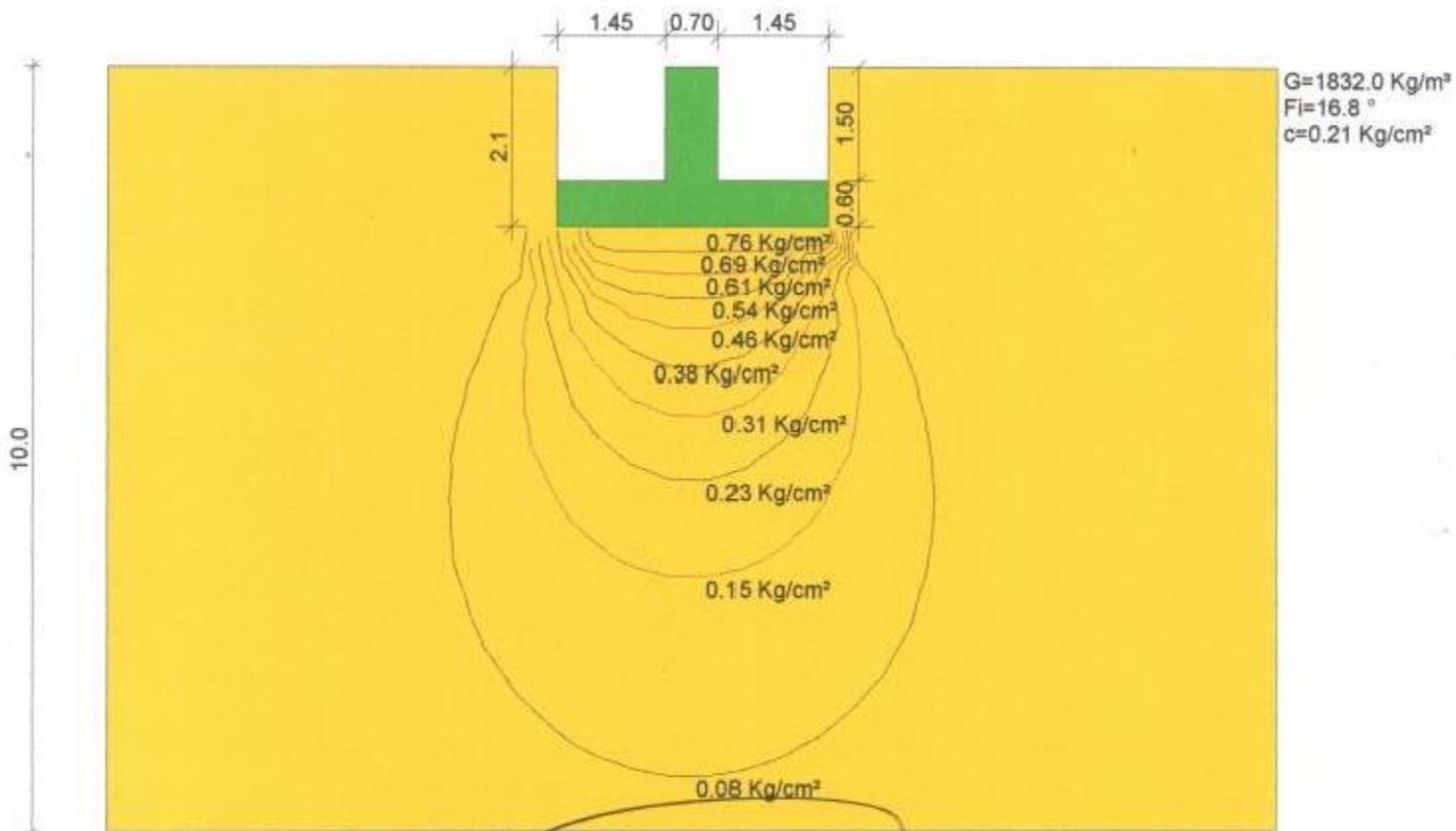
Página
1/1

GEOTECNIA E INGENIEROS E.I.R.L.
VICTOR HUGO CARAZAS MAYANGA
 INGENIERO CIVIL
 CIP: 108362
 AREA DE GEOTECNIA



GEOTECNIA E INGENIEROS E.I.R.L.

VICTOR HUGO CARAZAS MAYANGA
INGENIERO CIVIL
CIP. 108362
AREA DE GEOTECNIA



GÉOTECNIA E INGENIEROS E.I.R.L.

VICTOR HUGO CARAZAS MAYANGA
 INGENIERO CIVIL
 CIP: 108362
 AREA DE GEOTECNIA

COLEGIO BILLINGURT - PUERTO MALDONADO

DATOS GENERALES

Acción sísmica	D.M. 88/96
Anchura cimentación	3.6 m
Longitud cimentación	3.6 m
Profundidad plano de cimentación	2.1 m
Altura de empotramiento	2.1 m

ESTRATIGRAFÍA TERREN O

Corr: Parámetros con factor de corrección (TERZAGHI)

DH: Espesor del estrato; Gam: Peso específico; Gams: Peso específico saturado; Fi: Ángulo de rozamiento interno; Ficorr: Ángulo de rozamiento interno corregido según Terzaghi; c: Cohesión; c Corr: Cohesión corregida según Terzaghi; Ey: Módulo elástico; Ed: Módulo edométrico; Ni: Poisson; Cv: Coef. consolidac. primaria; Cs: Coef. consolidación secundaria; cu: Cohesión sin drenar

DH [m]	Gam [Kg/m ³]	Gams [Kg/m ³]	Fi [°]	Fi Corr. [°]	c [Kg/cm ²]	c Corr. [Kg/cm ²]	cu [Kg/cm ²]	Ey [Kg/cm ²]	Ed [Kg/cm ²]	Ni	Cv [cmq/s]	Cs
10.0	1832.0	2100.0	16.8	11.44	0.21	0.1407	0.14	0.0	25.0	0.0	0.003	0.04

Cargas de proyecto actuantes en cimentación

Nr.	Nombre combinación	Presión normal del proyecto [Kg/cm ²]	N [Kg]	Mx [Kg·m]	My [Kg·m]	Hx [Kg]	Hy [Kg]	Tipo
1	Carga última	0.00	90000.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Proyecto

Sismo + Coef. parciales parámetros geotécnicos terrenos + Resistencias

Nr	Corrección sísmica	Tangente ángulo de resistencia al corte	Cohesión efectiva	Cohesión sin drenaje	Peso específico en cimentación	Peso específico cobertura	Coef. Red. Cap. de carga vertical	Coef. Red. Cap. de carga horizontal
1	No	1	1	1	1	1	3	3

CARGA ÚLTIMA CIMENTACIÓN COMBINACIÓN...Carga última

Autor: HANSEN (1970)

Carga última [Qult]	3.18 Kg/cm ²
Resistencia de proyecto[Rd]	1.06 Kg/cm ²
Tensión [Ed]	0.69 Kg/cm ²
Factor de seguridad [Fs=Qult/Ed]	4.57
Condición de verificación [Ed<=Rd]	Verificado

COEFICIENTE DE ASENTAMIENTO BOWLES (1982)

Constante di Winkler 1.27 Kg/cm³

Carga última

Autore: HANSEN (1970) (Condición drenada)

GEOTECNIA E INGENIEROS E.I.R.L.

VICTOR HUGO CARAZAS MAYANGA
INGENIERO CIVIL
CIP: 108362
AREA DE GEOTECNIA

Factor [Nq]	2.82
Factor [Nc]	9.01
Factor [Ng]	0.55
Factor forma [Sc]	1.0
Factor profundidad [Dc]	1.23
Factor inclinación cargas [Ic]	1.0
Factor inclinación talud [Gc]	1.0
Factor inclinación base [Bc]	1.0
Factor forma [Sq]	1.2
Factor profundidad [Dq]	1.15
Factor inclinación cargas [Iq]	1.0
Factor inclinación talud [Gq]	1.0
Factor inclinación base [Bq]	1.0
Factor forma [Sg]	0.6
Factor profundidad [Dg]	1.0
Factor inclinación cargas [Ig]	1.0
Factor inclinación talud [Gg]	1.0
Factor inclinación base [Bg]	1.0
Factor corrección sísmico inercial [zq]	1.0
Factor corrección sísmico inercial [zg]	1.0
Factor corrección sísmico inercial [zc]	1.0
<hr/>	
Carga última	3.18 Kg/cm ²
Resistencia de proyecto	1.06 Kg/cm ²
Condición de verificación [Ed<=Rd]	Verificado

Autore: TERZAGHI (1955) (Condición drenada)

Factor [Nq]	3.11
Factor [Nc]	10.42
Factor [Ng]	1.57
Factor forma [Sc]	1.0
Factor forma [Sg]	1.0
Factor corrección sísmico inercial [zq]	1.0
Factor corrección sísmico inercial [zg]	1.0
Factor corrección sísmico inercial [zc]	1.0
<hr/>	
Carga última	3.18 Kg/cm ²
Resistencia de proyecto	1.06 Kg/cm ²
Condición de verificación [Ed<=Rd]	Verificado

Autore: MEYERHOF (1963) (Condición drenada)

Factor [Nq]	2.82
Factor [Nc]	9.01
Factor [Ng]	0.52
Factor forma [Sc]	1.3
Factor profundidad [Dc]	1.14
Factor inclinación cargas [Ic]	1.0
Factor forma [Sq]	1.15
Factor profundidad [Dq]	1.07
Factor inclinación cargas [Iq]	1.0

GEOTECNIA E INGENIEROS E.I.R.L.

VICTOR HUGO CARAZAS MAYANGA
INGENIERO CIVIL
CIP: 108362
AREA DE GEOTECNIA

Factor forma [Sg]	1.15
Factor profundidad [Dg]	1.07
Factor inclinación cargas [Ig]	1.0
Factor corrección sísmico inercial [zq]	1.0
Factor corrección sísmico inercial [zg]	1.0
Factor corrección sísmico inercial [zc]	1.0

Carga última	3.43 Kg/cm ²
Resistencia de proyecto	1.14 Kg/cm ²

Condición de verificación [Ed<=Rd] Verificado

Autore: VESIC (1975) (Condición drenada)

Factor [Nq]	2.82
Factor [Nc]	9.01
Factor [Ng]	1.55
Factor forma [Sc]	1.0
Factor profundidad [Dc]	1.23
Factor inclinación cargas [Ic]	1.0
Factor inclinación talud [Gc]	1.0
Factor inclinación base [Bc]	1.0
Factor forma [Sq]	1.2
Factor profundidad [Dq]	1.15
Factor inclinación cargas [Iq]	1.0
Factor inclinación talud [Gq]	1.0
Factor inclinación base [Bq]	1.0
Factor forma [Sg]	0.6
Factor profundidad [Dg]	1.0
Factor inclinación cargas [Ig]	1.0
Factor inclinación talud [Gg]	1.0
Factor inclinación base [Bg]	1.0
Factor corrección sísmico inercial [zq]	1.0
Factor corrección sísmico inercial [zg]	1.0
Factor corrección sísmico inercial [zc]	1.0

Carga última	3.37 Kg/cm ²
Resistencia de proyecto	1.12 Kg/cm ²

Condición de verificación [Ed<=Rd] Verificado

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condición drenada)

Factor [Nq]	2.82
Factor [Nc]	9.01
Factor [Ng]	0.55
Factor forma [Sc]	1.31
Factor profundidad [Dc]	1.23
Factor inclinación cargas [Ic]	1.0
Factor inclinación talud [Gc]	1.0
Factor inclinación base [Bc]	1.0
Factor forma [Sq]	1.2
Factor profundidad [Dq]	1.15
Factor inclinación cargas [Iq]	1.0

GEOTECNIA E INGENIEROS E.T.R.L.

VICTOR HUGO CARAZAS MAYANGA
INGENIERO CIVIL
CIP: 108362
AREA DE GEOTECNIA

Factor inclinación talud [Gq]	1.0
Factor inclinación base [Bq]	1.0
Factor forma [Sg]	0.7
Factor profundidad [Dg]	1.0
Factor inclinación cargas [Ig]	1.0
Factor inclinación talud [Gg]	1.0
Factor inclinación base [Bg]	1.0
Factor corrección sísmico inercial [zq]	1.0
Factor corrección sísmico inercial [zg]	1.0
Factor corrección sísmico inercial [zc]	1.0
<hr/>	
Carga última	3.67 Kg/cm ²
Resistencia de proyecto	1.22 Kg/cm ²
Condición de verificación [Ed<=Rd]	Verificado


GEOTECNIA E INGENIEROS E.I.R.L.

VICTOR HUGO CARAZAS MAYANGA
 INGENIERO CIVIL
 CIP: 108382
 AREA DE GEOTECNIA

Anexo N° 6: Documento de autorización para emplear datos de la obra

Puerto Maldonado, 13 de Junio del 2018

Señores

UNIVERSIDAD ALAS PERUANAS – FILIAL PUCALLPA

Ciudad

Apreciado,

Yo ARTURO ESCALANTE HORNA con registro CIP N° 47005, en mi calidad de jefe de la obra "Adecuación, Mejoramiento y Sustitución de la Infraestructura Educativa IE Guillermo Billinghurst - Madre de Dios-Tambopata - Puerto Maldonado", autorizo al bachiller Wilmer Vega Vidarte, egresado de la Universidad Alas Peruanas – Filial Pucallpa, a utilizar datos y expedientes de la mencionada obra con fines estrictamente académicos y específicamente para un trabajo de investigación tipo tesis el cual se denomina "ANÁLISIS SISMORRESISTENTE EN FUNCIÓN A LA RESPUESTA SÍSMICA DE LA INFRAESTRUCTURA DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA GUILLERMO BILLINGHURST, PROVINCIA DE TAMBOPATA, REGIÓN MADRE DE DIOS – 2018"

Como condiciones contractuales, el autorizado se obliga a:

- (1) no divulgar ni usar para fines personales la información (documentos, expedientes, escritos, artículos, contratos, estados de cuenta y demás materiales) que, con objeto de la relación de trabajo, le fue suministrada
- (2) no proporcionar a terceras personas, verbalmente o por escrito, directa o indirectamente, información alguna de las actividades y/o procesos de cualquier clase que fuesen observadas en la obra durante la duración del proyecto.

En caso de que alguna(s) de las condiciones anteriores sea(n) infringida(s), el autorizado queda sujeto a la responsabilidad civil por daños y perjuicios que cause, así como a las sanciones de carácter penal o legal a que se hiciera acreedor.

Atentamente,

CONSORCIO ACUARIO TAMBOPATA

Ing. Arturo Escalante Horna
RESIDENTE DE OBRA

Ing.
CIP N°

