

UNIVERSIDAD SAN PEDRO

FACULTAD DE INGENIERIA

PROGRAMA DE ESTUDIOS DE INGENIERÍA CIVIL



**Evaluación estructural del edificio de la USP ubicado en la
intersección de Espinar con Elías Aguirre**

Tesis para obtener el título profesional de Ingeniero Civil

Autor

Monzón Cruz Lady Mireya

Asesor

Gumerciendo Flores Reyes

Chimbote-Perú

2015

PALABRAS CLAVE:

Evaluación estructural, estructura, estado, capacidad, resistencia, ensayos.

KEY WORDS:

Structural evaluation, structure, condition, ability, strength, testing.

LINEA DE INVESTIGACIÓN:

Área	Sub - área	Disciplina	Líneas de investigación
Ingeniería, Tecnología	Ingeniería Civil	Ingeniería Civil	Estructuras

**EVALUACION ESTRUCTURAL DEL
EDIFICIO DE LA USP UBICADO EN LA
INTERSECCIÓN DE ESPINAR CON ELÍAS
AGUIRRE.**

RESUMEN

Esta investigación tiene como principal objetivo llevar a cabo la evaluación estructural actual de uno de los edificios de la Universidad San Pedro ubicado en la intersección de Espinar y Elías Aguirre con la finalidad de futura para una posible construcción.

Esta investigación es de tipo descriptiva, de diseño no experimental y la técnica utilizada fue la observación, donde se diagnosticó la geometría del edificio y el estado de los elementos estructurales, para lo cual se realizó el estudio de suelo, la verificación del cimiento, la resistencia a la compresión en viga y columna, el modelamiento con los programas SAP 2000 y el ETABS.

Se encontró un edificio mal estructurado que por ser antiguo no cumple los parámetros de las normas de construcción, no apto para una construcción.

ABSTRACT

The main objective of this research is to carry out the current structural evaluation of one of the San Pedro University building located at the intersection of Espinar and Elías Aguirre with the aim of future construction for possible construction.

This research is of a descriptive type, of non-experimental design and the technique used was observation, where the geometry of the building and the state of the structural elements were diagnosed, for which the soil study, the verification of the foundation, the resistance to compression in beam and column, modeling with SAP 2000 and ETABS programs.

A poorly structured building was found that, because it is old, does not meet the parameters of the construction regulations, not suitable for construction.

ÍNDICE

Tema	Página N°
Palabras clave: en español e inglés-Línea de investigación.....	i
Título de la investigación.....	ii
Resumen.....	iii
Abstract.....	iv
Índice.....	v
I.-Introducción.....	1
1.1 Antecedentes y fundamentación científica.....	2
1.2 Justificación de la investigación.....	3
1.3 problema.....	3
1.4 Conceptuación y operacionalización de las variables...3	
1.5 Hipótesis.....	26
1.6 Objetivo general.....	26
1.6.1 Objetivos específicos.....	26
II.- Metodología.....	27
2.1 Tipo y Diseño.....	27
2.2 Población y Muestra.....	27
2.3 Técnica e Instrumento.....	27
2.4 Proceso y Análisis de datos.....	27
III.- Resultados	32
3.1 Ensayo con el esclerómetro.....	32
3.2 Modelamiento en el programa ETABS.....	33
3.3 Modelamiento en el programa SAP2000.....	34
IV.- Análisis y discusión.....	36
4.1 Inspección visual de la USP.....	36
4.2 Estudio de mecánica de suelo.....	37
4.3 Ensayo con el esclerómetro.....	38

V.- Conclusiones.....	39
VI.- Recomendaciones.....	40
VII.-Agradecimiento.....	41
VIII.- Referencias bibliográficas.....	42
IX.- Anexos y apéndices.....	44
9.1 Anexo 01: Estudio de mecánica de suelos.....	44
9.2 Anexo 02: Ensayo con el esclerómetro.....	87
9.3 Anexo 03: Modelamiento con el SAP2000.....	89
9.4 Anexo 04: Modelamiento con el ETABS.....	127
9.5 Anexo 05: Panel fotográfico.....	148
9.6 Anexo 06: Planos.....	156

I.- INTRODUCCION

Este estudio se realizó al edificio de la Universidad San Pedro que está construido de concreto armado, y se encuentra situado entre las calle Ladislao Espinar y Elías Aguirre.

Es un edificio de dos niveles, el primer piso de los 505.35 m² solo 150.35 m² se encuentra techada con losa aligerada de concreto armada y 355.00 m² se encuentra techada con tijerales metálicos y cobertura liviana. El segundo piso el techado de 150.35 m² esta techado con cobertura liviana consistente en canalones.

Es una edificación construida aproximadamente en los años 1965 que ha sido adquirida por la Universidad San Pedro fue ampliada modificada y reparada hoy en la actualidad funciona las oficinas de admisión el centro de idiomas y el auditorio para los eventos y actividades programadas.

En aquellos años que se llevó a cabo la construcción del edificio aún no se contaban con las normas del reglamento de edificaciones ni con los alcances tecnológicos de programas que se tiene en la actualidad.

Se evalúa la estructura con el objetivo de verificar si podría resistir una futura construcción, remodelación y/o ampliación.

1.1.-Antecedentes y fundamentación científica

Bobadilla, P.H. (2010). Investigación que realizo al edificio de Chile después del terremoto que se produjo concluyo que la edificación sufrió un daño estructural por falla de flexo compresión debido al elemento de borde confinado, lo que redujo la resistencia global del edificio. Por tanto se enfatizó en la reparación de este elemento estructural con la finalidad de restituir su capacidad, que fue aproximadamente en un 5% del corte total en dicha estructura.

Fajardo, C.A. (2012). De los estudios que hiciera CISMID para Minsa-OPS-Es Salud en 1997 se vio que el nivel de distorsiones en la estructura actual debido a sismo provocaría daños importantes en mucha de la albañilería existentes.

De la presente evaluación y de los resultados obtenidos se concluye que: Ante la ocurrencia de un eventual movimiento sísmico de regular intensidad, la estructura de la edificación (tal como fue concebida) sufriría daños localizados de poca importancia. Sin embargo, por la densidad del daño producido, una intervención futura para remediar dichos daños podría significar la paralización de las funciones con las consecuentes pérdidas.

Mendoza, A.I. (2002). Este trabajo de investigación nos muestra el buen estado de la biblioteca central de la C.U.C. ya que sus elementos estructurales se encuentran en funcionamiento a pesar de sus 50 años de antigüedad con uso continuo a pesar de la diversas modificaciones que ha sufrido a través del tiempo.

Luis, S.O. (2011). En el estudio realizado de la evaluación de este edificio los resultados demostraron que hubo fallas en algunos elementos, donde se identificaron varios tipos de vulnerabilidades.

Los terremotos son desastres naturales únicos ya que ocurren sin previo aviso por tanto la evaluación del riesgo sísmico y la rehabilitación sísmica se vuelve una de las tareas más complejas, ya que este fenómeno viene de la mano con el tiempo que pasa de manera poco frecuente.

Ricardo, P.R. (2007). Recomendaciones que se tomaran en cuenta para la reparación de los elementos estructurales del edificio de Villa primavera, ya que se encontraron diversas fallas y fisuras en las vigas, losas, columnas y muros.

Ariel, M.V. (2010). En la siguiente investigación se concluyó que el edificio es de uso exclusivo para oficinas. Que en los subsuelos hay sectores que pueden soportar hasta los 500 kg/ m² de modo tal que el edificio cumple con las condiciones de servicios para su uso estructural con sobrecargas que no excedan los 250 kg/ m². Si se desea el cambio de uso se deberá realizarle un estudio de todos los elementos estructurales.

José, R.R. (2011). Con este estudio se conoció el nivel de daños estructurales que fueron causados por la alta corrosión, la mala intervención del hombre y su vez la falta de mantenimiento. El estudio les permitió la elaboración de nuevas medidas y acciones que les permita la reparación de sus elementos dañados para devolverles su resistencia y así poder alargar su vida útil.

Francisco, C.M. (2011). El diagnóstico del estudio técnico general del edificio concluyo de forma negativa ya que los elementos estructurales tienen mayor porcentaje de deterioro en muros y los entresijos por lo tanto se requiere de una rehabilitación sísmica estructural para que alargue su vida útil y devuelva a la ciudad de Santiago este emblemático exponente.

Montiel, F.A. (2011). En este proyecto de investigación que se realizó con el uso y la implementación del software y la tecnología que facilita y ahorra tiempo a los empleados, siendo así una valiosa herramienta para el ámbito de la ingeniería civil y de la ingeniería de sistemas, realizaron el análisis estructural de una edificación de cuatro niveles, de forma rápida y se cumplió con el objetivo principal de hacer menos laboriosos los trabajos.

1.2.-Justificación de la investigación

En nuestro país uno de los problemas más concurrentes es el de la construcción empírica, ya que algunas personas no estiman necesario la realización de un proyecto de ingeniería.

Antes del año 1970 en que ocurrió el terremoto, no había una norma de diseño sismoresistente las construcciones se ejecutaban por la experiencia de algún maestro constructor.

1.3.-Problema

La universidad San Pedro con el paso del tiempo ha venido creciendo no solo en educación sino también en su infraestructura ya que cuenta con varias edificaciones y uno de ellos es el edificio en estudio que se encuentra ubicado en un lugar céntrico y estratégico.

Teniendo en cuenta que el edificio en estudio es antiguo y no se tiene ningún tipo de información acerca de su construcción y no cuenta con planos estructurales, nos planteamos el siguiente problema de investigación:

¿Cuál es la situación estructural actual del edificio de la universidad San Pedro?

1.4.- Conceptuación operacionalización de las variables

1.4.1.-Definición de Estructuras

Es un conjunto de elementos estructurales resistentes vinculados convenientemente entre sí, su finalidad es resistir y transmitir las cargas de todo el edificio a sus apoyos por tanto los elementos estructurales accionan y reaccionan bajo los efectos de estas cargas pero siempre manteniendo el espacio arquitectónico.

Los requisitos o exigencias básicas que una estructura debe cumplir son:

Equilibrio: Los edificios tienen cierto grado de movimiento, pero al compararlos con las dimensiones de estos mismos se vuelven tan pequeños que a simple vista no se puede apreciar parece inmóvil sin desplazamiento ni deformaciones, debido a que un

cuerpo no se mueve en una sola dirección si se aplican otras fuerzas de igual magnitud en direcciones contrarias esta se anularía por eso cuando esto sucede se dice que el cuerpo está en equilibrio.

Estabilidad: Se relaciona con el movimiento inaceptable del edificio, cuando un edificio no está bien equilibrado y se apoya sobre un suelo de resistencia no uniforme y no se halla adecuadamente arraigado en la tierra por su propio peso, puede volcarse sin desintegrarse, también cuando el edificio está construido sobre una ladera o colina empinada puede deslizarse por acción de su propio peso, todas estas inestabilidades están relacionadas directamente con el suelo y con los cimientos.

1.4.2.-Definición de una edificación

Se define y se entiende por edificación a todas aquellas construcciones que son realizadas por el ser humano con diversos fines, las edificaciones son obras de diferentes tamaños y formas, en algunos casos para habitarlas.

Las edificaciones más comunes son los edificios habitacionales, en este grupo entran los monumentos, los templos, los comercios las construcciones de ingeniería, etc.

Entre los diferentes tipos de edificaciones encontramos los de tipo comercial (hoteles, bancos, negocios, restaurantes, mercados), a los de tipo rural (tales como establos, granjas, silos, sótanos), los de tipo cultural (escuelas, institutos, bibliotecas, museos, teatros, templos), los de tipo residencial (edificios de departamentos, casas particulares, asilos, condominios), los industriales (fábricas, refinerías, minas), los gubernamentales (municipalidad, parlamento, estaciones de policía o bomberos, prisiones, embajadas), los de transporte (aeropuertos, estaciones de bus o tren, subterráneos, puertos) y las edificaciones públicas (monumentos, acueductos, hospitales, estadios).

Patologías Que Pueden Presentar Los Elementos de Concreto Armado

El concepto de una patología estructural del concreto armado refiere al estudio y clasificación de las causas el proceso y síntomas de las enfermedades y daños que puede sufrir los elementos de concreto con acero de refuerzo.

Este concepto está referido a las diversas anomalías que puede desencadenar la falla de elementos de concreto armado estos se producirán por diversos motivos que presentaremos más adelante, estarán dados en diferentes tiempos esto es antes durante o después del armado y vaciado del concreto así como su uso y las diversas sollicitaciones y agresiones a las que estará expuesto durante su vida útil.

Las patologías están referidas al deterioro y degradación de los atributos del concreto como electo o como sistema constructivo, se entiende por degradación a la pérdida de las propiedades y características en el tiempo.

Para asegurar la durabilidad y las buenas prestaciones en las edificaciones de concreto tienen que estar constituidos con materiales apropiados convenientemente proporcionados y bien consolidados.

Patología En Los Materiales Constitutivos Del Concreto Armado

El Cemento:

- J Falso fraguado: Se da debido a la hidratación rápida del yeso.
- J Exceso de Aluminato tricálcico: Lleva a resistencias bajas a los ciclos de hielo y deshielo y a atacabilidad por los sulfatos.
- J Retracción por exceso de calor de hidratación: Va a depender del Aluminato tricálcico.
- J Exceso de cal liberada en la hidratación: Proporciona concretos fáciles de ser atacados por el agua pura o ácida.
- J Exceso de cal libre: Produce fisuras en el concreto, es expansivo.

Los Agregados

-) Los agregados constituyen una composición entre el 70 y el 80% del volumen total del concreto que son esenciales para definir su resistencia.
-) Si tenemos exceso de finos este produce bajas en las resistencias.
-) Cuando el agregado contiene compuestos de azufre (como la piritita) cuando se mezcla con el cemento este reacciona con compuestos expansivos que destruyen completamente la masa de concreto a esto se le conoce como patologías muy graves.

El Agua:

-) En el agua con presencia de cloruros la resistencia disminuye aproximadamente alrededor de un 15% y suelen aparecer eflorescencias.
-) Si en el agua hay presencia de sustancias orgánicas estas pueden resultar ser muy nocivas para el concreto ya que producen corrosión química.
-) El exceso de agua en una mezcla disminuye enormemente la resistencia final del concreto.
-) Por lo general el agua de amasado únicamente no precisa ser potable, también el agua de curado tendrá bastante incidencia.

Los Aditivos

-) Los aditivos con menos problemas suelen ser los plastificantes, mientras que los más problemáticos son los inclusores de aire y los aceleradores de fraguado, que incluso pueden acelerar los procesos de corrosión.
-) A veces por tratar de mejorar una propiedad se puede empeorar otras. Si usamos algunos aditivos en exceso este puede modificar su comportamiento

en sentido contrario. Por lo que es muy importante, asegurar un reparto homogéneo al usar un aditivo.

-) Cuidar las dosificaciones y utilizar aditivos convenientemente garantizados por el fabricante (Mendoza, 2002).

Sintomatología Que Se Presentan En Las Estructuras De Concreto Armado

Son síntomas que se pueden presentar en una estructura y este puede ser un indicativo que algo está fallando en su durabilidad y seguridad.

En las estructuras de concreto armado se pueden presentar numerosos tipos de problemas y muchas veces sobrepasan los límites de los fallos resistentes.

Los fenómenos como las corrosión o la desagregación química pueden ser Incluso más peligrosos y difíciles de reparar que un fallo en la misma armadura que normalmente es el que nos parece más grave.

Algunos fenómenos a considerar:

-) Fisuras.
-) Disgregaciones.
-) Cambios de color.
-) Eflorescencias.
-) Problema del concreto
-) Problema de proyecto o de ejecución

Fisuración

Se puede considerar a una rotura en la masa del concreto que se muestra exteriormente con un desarrollo notorio lineal.

Se clasifican por su tamaño en:

Micro fisuras: $e < 0,05$ mm.- Por lo general carecen de importancia por ser muy pequeños.

Fisuras: $0,1 < e < 0,2$ mm.- Por lo general son poco peligrosas, salvo que se dé en ambientes en los que pueden favorecer una futura corrosión.

Macro fisuras $e > 0,2$ mm.- Considerada como fisuras que pueden tener repercusiones de importancia en una estructura.

Causas De Una Fisura:

-) Cuando el curado es deficiente
-) Retracción del concreto
-) Ataque químico en el concreto
-) Solicitaciones excesivas
-) Errores en el proyecto
-) Errores al momento de la ejecución
-) Asiento de la estructura

En cuanto al comportamiento de la fisura podemos hablar de:

-) Fisuras vivas: Si estas continúan en constante movimiento con el paso del tiempo abriéndose o cerrándose.
-) Fisuras muertas: Como su nombre lo dice si estas fisuras ya están estabilizadas en su estado final y no continúan con el proceso.

Fisuras En Su Estado De Plástico

-) Mal fraguado.
-) Retracción en el concreto.
-) Puesta de forma incorrecta en obra en un estado plástico.

Fisura Post Vaciado

-) Estas fisuras se producen por la sequedad superficial en el concreto.
-) También se pueden presentar por problema de aire seco y el soleamiento.
-) Por lo general aparecen en las primeras horas del vaciado formando grupos.
-) A veces suelen formarse nidos de fisuras alrededor de las zonas donde hay mayor concentración de cemento.
-) Consideradas fisuras pequeñas en un rango (20+40 mm). A veces puede darse hasta 100 mm a lo largo.

Fisuras Por Retracción Hidráulica

-) A veces puede tardar meses y años su aparición.
-) Se da con más frecuencia y con más importancia en elementos que se encuentran situados en zonas secas y soleadas.
-) Son regulares con un ancho prácticamente constante.
-) Su forma depende del armado del elemento:
 - Cuantías altas \longrightarrow Las fisuras suelen ser finas y juntas.
 - Cuantías bajas \longrightarrow Las fisuras suelen ser gruesas y separadas

Daños En Elementos De Concreto Armado

1. Daños en Losas Aligerados en un sentido.

-) Se presentan los errores debido a los materiales: en 10-15%
-) También puede darse errores en la fase de ejecución: en 25-35%
-) Errores en la fase de uso y de mantenimiento: en 5-10%

- J Aligerados con bajas pendientes (menores a 1%), los cuales sufren en épocas de lluvia el embalsamiento de agua en su superficie, lo que hace que aumente la sobrecarga para lo que se calculó y tras varios ciclos repetitivos acaba por hundirse.

Tipo de fisuras:

- J Fisuras verticales: esta fisura provoca grietas de compresión, se da cuando el aligerado en el que apoya el paño de tabiquería es menos flexible que el superior.
- J Fisuras horizontales: esta fisura se da cuando el aligerado en el que apoya el paño de tabiquería es más flexible que el superior, quedando el paño parcialmente colgado.
- J Fisuras inclinadas: esta fisura se da cuando el aligerado en el que apoya el paño de tabiquería afectado y el superior tienen rigideces similares (Luis, 2011).

A. Daños por corrosión de la armadura de concreto armado

Estas patologías se manifiestan primero cuando se desprende el concreto de una forma puntual o longitudinal del elemento, dejando las armaduras próximas a la superficie.

Con frecuencia donde se origina la mayoría de veces la corrosión son en los elementos que están expuestos a la interperie como por ejemplo en los balcones en las cornisas.

Sus principales causas son:

-) La mala calidad de los materiales usados para el concreto.
-) El insuficiente y poco recubrimiento en las armaduras.
-) Cuando la composición entre la grava y la arena no es la adecuada este origina la porosidad excesiva del concreto.
-) No interpretar bien los planos a la hora de la colocación de las armaduras no tomar las precauciones respecto a las distancias mínimas a la superficie.

B. Daños producidos por acciones sísmicas

Daños en elementos verticales

-) Agrietamiento inclinado de Las columnas en una sola dirección, sobre todo en estructuras que sufren asentamientos diferenciales antes o durante el terremoto.
-) Agrietamiento inclinado de las columnas, provocado por tensión diagonal. Las grietas pueden orientarse en una dirección, o en dos formando una cruz, por efecto de la inversión de esfuerzos.
-) Desprendimiento y desmoronamiento del concreto en los pilares, así como pandeo del acero de refuerzo.
-) Agrietamientos diagonales en cruz en muros de carga, provocados por tensión diagonal al haber exceso de carga en ambos sentidos.

Daños en elementos horizontales

-) Desmoronamiento inclinado de las vigas en la proximidad de sus extremos provocado por la tensión diagonal. Pueden aparecer dos grietas formando una cruz como consecuencia de la inversión de esfuerzos.
-) Ejecución 35%

-) Uso 10%
-) Materiales 15%
-) Proyecto 40%

C. Daños producidos por defectos de ejecución

Debido al exceso de compresión por flexión y al pandeo del acero de refuerzo se da el desprendimiento y desmoronamiento del concreto en la parte inferior de la viga cerca de la unión con los pilares.

Diversos estudios consideran como factor principal a los problemas que se da durante la fase de proyecto en la ejecución donde concluyen con que dichos daños se deben a la falta de calificación del personal que interviene en la fase de construcción, por desconocimiento, negligencia, etc.

Descripción y Origen de los daños

-) Errores en el replanteo
-) Cuando se realizan modificaciones del proyecto
-) Incumplimiento de la normativa vigente
-) Proyecto mal definido
-) Cuando se cambian los materiales.

D. Daños por efectos de incendio

-) El concreto pierde resistencia cuando es sometida a temperaturas superiores a los 380 °C en periodos prolongados de tiempo. A los 400 °C se produce una pérdida de resistencia entre 15-25 %, según sea la composición de áridos calizos o silíceos.
-) Por encima de los 800°C, deja de poseer una resistencia a la compresión.

-) Pérdida significativa de espesor del recubrimiento del concreto debida al efecto o desprendimiento por explosión del concreto.
-) Se da una disminución de la resistencia en las armaduras de acero cuando la temperatura supera los 250°C. hasta los 400 °C el acero se vuelve dúctil.

E. Daños originados en las Cimentaciones Estructurales

Las estadísticas demuestran que de todas las patologías que puede sufrir una edificación están ligadas a la cimentación, donde resulta ser más compleja su reparación porque suelen involucrar al inmueble colindante.

Defectos de proyecto

-) Falta de capacidad de carga: la cimentación es insuficiente o la capacidad de carga del suelo es insuficiente.
-) Esfuerzos no contemplados, ejemplo: por olvido de algunas sobrecargas.
-) Defectos a la hora de evaluar el terreno.
-) Infravaloración del riesgo geotécnico.
-) Ignorar algunas condiciones de contorno.

Defectos de ejecución

-) Rellenos estructurales.
-) Cimentaciones profundas mal ejecutadas
-) Errores a la hora de colocar las armaduras
-) Problemas en el fraguado.
-) Mala calidad de los materiales.

F. Daños en elementos estructurales por esfuerzo normal

Fisuras por compresión

-) Según la esbeltez de las columnas estas provocan diversas formas de figuración.
-) Es muy peligroso cuando el concreto está agotando su capacidad resistente y puede traducirse en un colapso inminente.
-) Las fisuras verticales en los pilares indican colapso inminente por aplastamiento del concreto.

Fisuras por tracción

Estas fisuras se producen debido a la excesiva deformación de los vanos concurrentes al pilar. Suelen situarse donde se emplazan los estribos estas fisuras son perpendiculares a las barras principales, atravesando la sección de una parte a otra (Jose, 2011).

Fisuras provocadas por pandeo

-) En las columnas estas fisuras se da de forma horizontal en el centro del soporte.
-) La rotura es inmediata y muy grave.

G. Daños en elementos estructurales por Esfuerzo Cortante

Vigas

-) El riesgo de las fisuras por cortante es más elevado cuando menos armadura transversal exista en la pieza, con una cuantía más elevada se obtiene mayor tiempo de aviso y en ausencia de esta armadura la rotura será inmediata.

- J En las vigas de concreto armado se distinguen dos tipos de esfuerzo cortante: el producido por excesiva tracción diagonal y el producido por una compresión excesiva de la biela:
- J Las primeras fisuras tienen una inclinación entre 45° y 75° hacia el pilar, si no existe un momento flector apreciable o si existe, respectivamente. Son de ancho variable, mayor a nivel de la armadura de tracción (zona central).
- J Las producidas por una compresión excesiva son fisuras de 45° con un ancho constante a lo largo de la misma, y en general muy fino (entre los 0,05 y 0,1 mm) que no suelen alcanzar los bordes superior e inferior de la pieza. Suelen aparecer varias paralelas.

Columnas

- J Son producidas por sobrecargas
- J Luces superiores a las empleadas en cálculo
- J El uso de empleo de concreto de menor resistencia
- J No emplear la armadura transversal
- J Asientos del terreno

Aligerados unidireccionales

- J Hundimiento instantáneo.
- J Cargas excesivas
- J Empleo de concretos de menor resistencia
- J No emplear la armadura transversal
- J Luces superiores a las empleadas en cálculo.

Muros

-)] Los muros se calculan a esfuerzo cortante.
-)] Un muro de ladrillo rompe fácilmente por su escasa resistencia.
-)] Debido a empujes parciales se presentan fisuras en vertical y en horizontal, cerradas y en distintos planos. Estas fisuras se deben a una sección insuficiente para soportar esfuerzo cortante o la aplicación de carga excesiva.
-)] En el caso de muros de contención, debido al poco peso y a la falta de resistencia a cortante de la misma, por el empuje de las tierras que contiene, romperá con una grieta cerrada en horizontal en distintos planos, desplazándose la parte superior (Ariel, 2010).

H. Daños en elementos estructurales por esfuerzo de Punzonamiento

-)] Aumento de cargas que ha de soportar la losa superando la sobrecarga para la que ha sido calculada.
-)] Presencia de huecos en zonas próximas a los pilares
-)] Cálculo incorrecto.
-)] Planteamiento previo en proyecto de las armaduras incorrecto: escasez o ausencia de armadura de funcionamiento, etc.
-)] Defectos de ejecución: colocación de estribos, anclajes, recubrimientos, fallos de soldadura de los elementos metálicos en conexión con las losas de concreto, etc.
-)] Falta de resistencia del concreto (Ricardo, 2007).

I. Daños en elementos estructurales por esfuerzo de torsión

-)] Sección insuficiente del elemento
-)] Armadura transversal y longitudinal insuficiente

-) Escasa longitud de anclaje
-) Mayor torsor de lo previsto
-) Usar concreto de menor resistencia
-) Cálculo deficiente
-) Flecha excesiva por luces grandes de aligerados.

J. Daños en elementos estructurales por esfuerzo deflexión

Vigas

-) Armadura mal situada o insuficiente
-) Sección insuficiente
-) Sobrecarga excesiva
-) Usar concreto de menor resistencia
-) Desencofrado prematuro o incorrecto
-) Mayor luz de la considerada en cálculo

Columnas

-) Concreto y armadura insuficientes
-) Mayores solicitaciones que las consideradas
-) Empuje horizontal en soportes extremos del pórtico, por la dilatación térmica del aligerado.
-) También puede estar motivada en algunos casos por la retracción del concreto de los aligerados de grandes superficies en fase de curado, si éste no ha sido debidamente ejecutado.
-) Empuje horizontal de sismo no previsto

) Hinchamiento del terreno por expansividad.

Muros

) Cuando el cálculo y dimensionamiento es incorrecto.

) No prever la flexión horizontal

) Escases de armadura y el exceso de concreto

) Aumento del empuje por acumulación de agua

Aligerados

) Muy sobrecargado

) Armadura insuficiente

) Luz mayor a la de cálculo

) Falta de adherencia entre el concreto “in situ” y las viguetas.

En el caso de voladizos:

) Construcción de voladizos de diferentes medidas.

) No colocar zunchos de borde

) No colocar armadura de reparto en la capa de compresión

) No tener en cuenta la acumulación de flecha de los voladizos superiores

K.- Descripción del proceso de oxidación

Como es sabido, una barra de acero en contacto con un medio húmedo acabará por oxidarse, pero en nuestro caso los redondos de acero se encuentran recubiertos por un material denso como lo es el concreto.

En efecto, el concreto es un medio denso, pero que presenta oquedades a escala microscópica. Estas oquedades o vacíos están unidas entre sí por poros muy finos, formando una red interna que pueden llegar hasta la superficie.

En el concreto, durante su primer año de vida, estas oquedades son ocupadas por partículas de cal que provienen del cemento y que son el residuo de las reacciones químicas que dan lugar a la solidificación del concreto, algunos días después de su vertido. Esta cal es de gran utilidad porque es la que origina la formación en las armaduras de una película protectora contra la formación del óxido. Se dice entonces que el acero es pasivo.

Pero con el tiempo, esta situación varía, primero con la lluvia, que puede penetrar en el concreto hasta 2 ó 3 cm. de profundidad en ciclos alternos de humedad- secado.

Por otra parte el aire del ambiente contiene un gas carbónico y oxígeno que siguen el mismo camino que el agua, penetrando a través de los poros del concreto.

Humedad, gas carbónico, oxígeno: Todos los ingredientes necesarios para desencadenar el proceso de oxidación.

El gas carbónico en primer lugar, va a producir lo que se llama la carbonatación del concreto reaccionando químicamente con los residuos de cal libre. Como consecuencia de esto, la capa pasiva y protectora de los aceros va a romperse.

A partir de este estado el oxígeno, podrá atacar al acero siempre que el ambiente sea húmedo. Entonces, se desarrolla la reacción de corrosión propiamente dicha, dando lugar a la formación de sales de hierro en capas superpuestas en el acero (Francisco, 2011).

Las fases de degradación del concreto armado

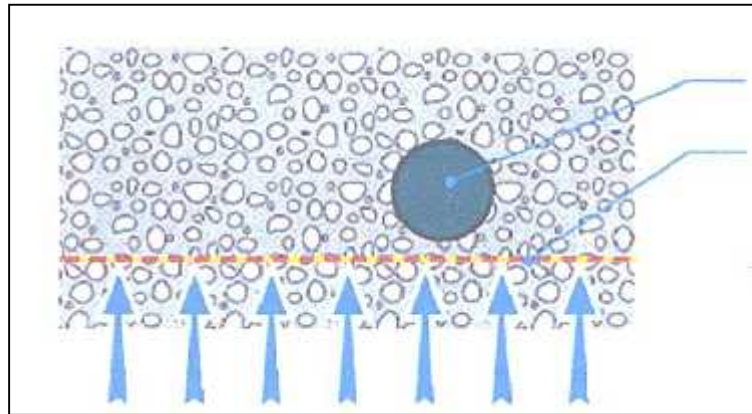


Figura 1. Ambiente húmedo y agresivo

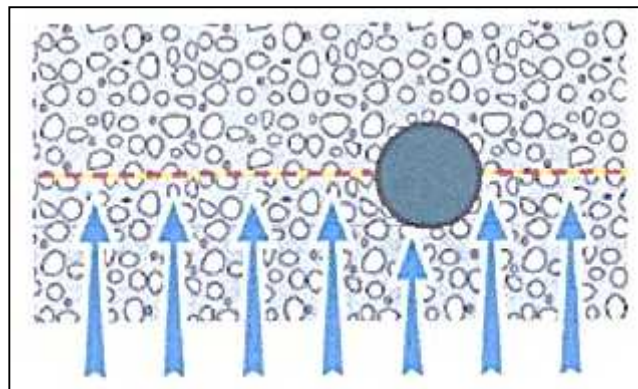


Figura 2. La carbonatación avanza en dirección del acero que pronto se hará pasivo.

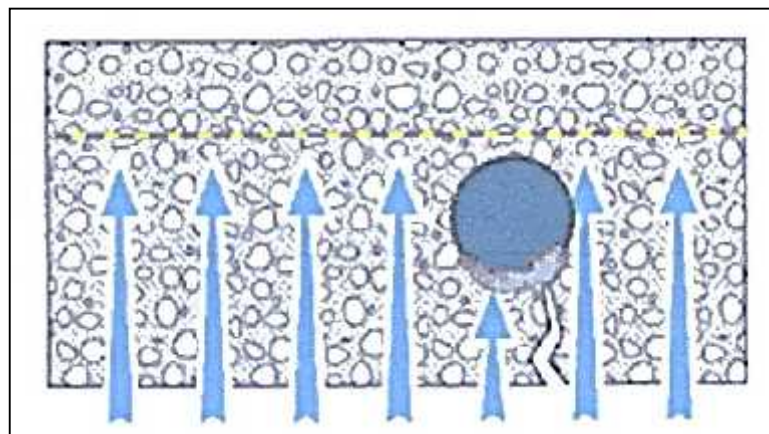


Figura 3. La corrosión comienza (en presencia de humedad) Se produce la primera fisuración.

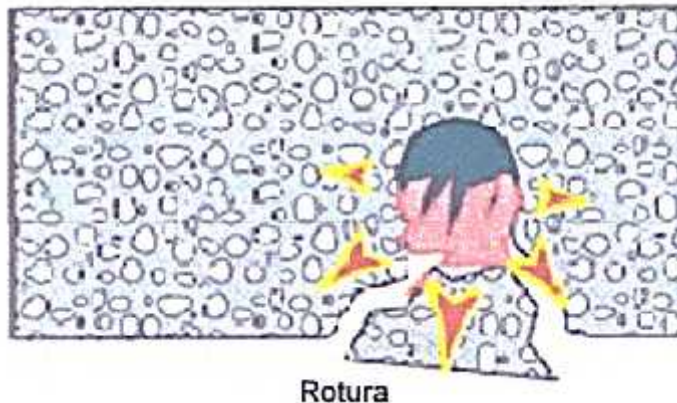


Figura 4. El momento final del elemento

Fase final. Oxidación importante del acero con formación de sales expansivas. Fragmentación y manchas de óxido (Bobadilla, 2010).

Origen

Las principales causas son:

1. Debido a la mala calidad del concreto.
2. no cubrir suficiente y adecuadamente las armaduras.

Ensayos destructivos y no destructivos

Son utilizadas para calificar el material sobre la base de estándares predefinidos por diseño o de especificaciones particulares de calidad. Las pruebas destructivas se distinguen por un muestreo y el sacrificio del producto para valorar el nivel de calidad del proceso desarrollado en él. Así, se infiere que si los resultados son exitosos, el resto de la producción, mientras no se cambie nada, está igual de bien o, en su defecto, igual de mal. Por lo tanto, por otro lado las pruebas no destructivas se distinguen por calificar el sistema sin destruirlo y aun así, en la mayoría de los casos el ensayo se hace sobre una muestra representativa, para validar la producción. Para un ensayo no destructivo, pieza-por-pieza, deberá existir una justificación basada en

tres factores: el desempeño del producto, la importancia de su desempeño y las responsabilidades de la empresa por el desempeño del producto.

A.- Ensayos destructivos

Son aquellas en que las propiedades físicas de un material son alteradas y sufren cambio en la estructura, su razón de ser estriba más en el estudio de piezas posteriores, que en un preventivo de la pieza examinada. Las pruebas destructivas son aquellas en las que las probetas y/o especímenes sufren cambios irreversibles como producto de la prueba. Las probetas se usan una vez y se descartan. En muchos casos, las probetas deben ser maquinadas y modificadas para adecuarse a estándares antes de la prueba en sí.

B.- Ensayos no destructivos

Se denomina ensayo no destructivo (también llamado END, o en inglés NDT a cualquier tipo de prueba practicada a un material que no altere de forma permanente sus propiedades físicas, químicas, mecánicas o dimensionales. Los ensayos no destructivos implican un daño imperceptible o nulo. Los diferentes métodos de ensayos no destructivos se basan en la aplicación de fenómenos físicos tales como una inspección visual las ondas electromagnéticas, acústicas, elásticas, emisión de partículas subatómicas, capilaridad, absorción y cualquier tipo de prueba que no implique un daño considerable a la muestra examinada.

1.- Ensayo con el esclerómetro o índice de rebote

El esclerómetro es un instrumento de medición empleado, generalmente, para la determinación de la resistencia a compresión en hormigones ya sea en pilares, muros, pavimentos, etc.

El ensayo con el esclerómetro o índice de rebote mediante esclerómetro es una prueba no destructiva de la resistencia del hormigón. La diseño y desarrollo el ingeniero suizo Ernest Schmidt en los años 40. Patentado como martillo SCHMIDT, siendo su valor "R" (índice de rebote) una unidad adimensional que relaciona la

dureza superficial del hormigón con su resistencia de modo experimental (Fajardo, 2012).

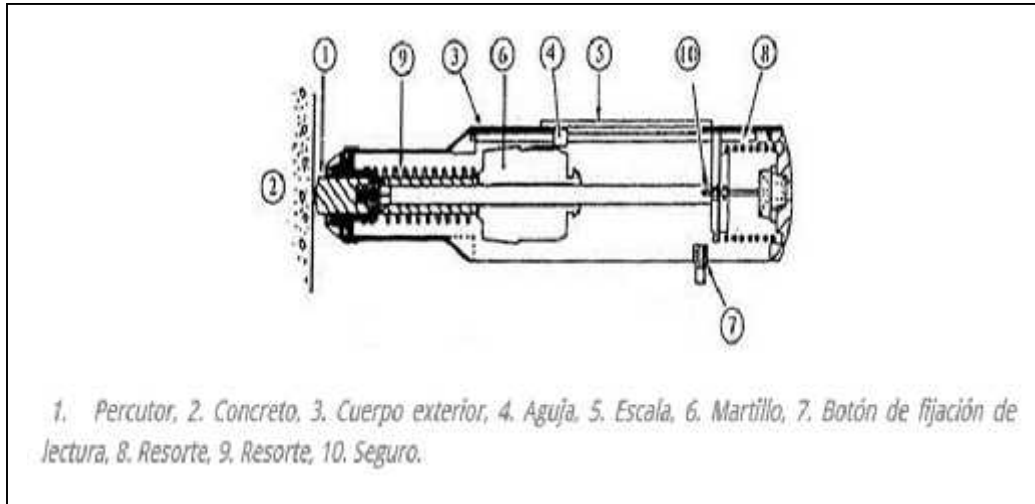


figura 5. Esclerómetro

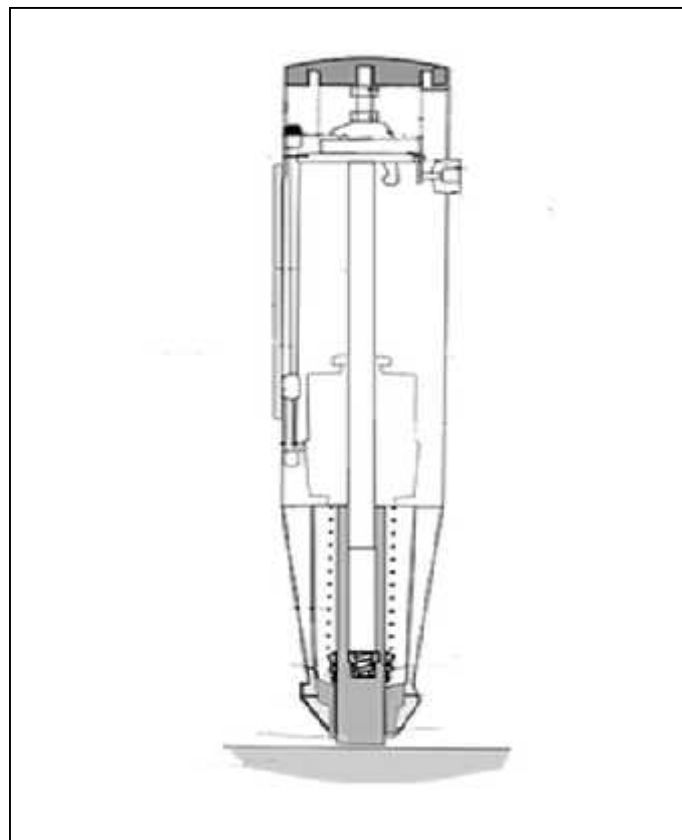


Figura 6. Sección de un esclerómetro

Variables

Evaluación estructural

Definición conceptual (Evaluación estructural)

Se realiza la evaluación estructural a un Edificio para comprobar que sus elementos estructurales estén en buen estado de conservación y así evitar un colapso a futuro por consecuencia del deterioro provocado por el tiempo y por un inadecuado mantenimiento y ante un posible sismo.

Definición operacional (Evaluación estructural del edificio USP)

Se realiza la evaluación estructural al Edificio de la Universidad San Pedro para comprobar que los elementos estructurales estén en buen estado de conservación y así evitar un colapso a futuro por consecuencia del deterioro provocado por el tiempo y por un inadecuado mantenimiento y ante un posible sismo.

VARIABLE	INDICADORES
Evaluación estructural	Estado
	Capacidad
	Resistencia
	Modelamiento

1.5.-Hipótesis

El edificio de la USP no está estructurado correctamente y no está diseñado de acuerdo a las normas vigentes.

1.6.-Objetivo General

Realizar la evaluación estructural del edificio de la Universidad San Pedro ubicado en la intercepción de Espinar y Elías Aguirre.

1.7.-Objetivos específicos

-) Realizar una inspección general de las estructuras.
-) Caracterizar la composición del suelo del informe geotécnico proporcionado.
-) Determinar la resistencia del concreto a través de ensayos no destructivos.
-) Modelar la estructura con los programas SAP2000 y ETABS para conocer sus esfuerzos y desplazamientos.

II.- METODOLOGIA

2.1 Tipo y diseño

Tipo: Descriptivo.

Diseño: No experimental- transversal

Es no experimental porque no modificare o manipulare variables y Transversal por que los datos serán recolectados en un periodo de tiempo dado.

2.2 Población y muestra

En esta investigación podemos citar como población a la estructura del edificio que está comprendida por 27 columnas y 9 vigas de las cuales se tomaron como muestra 3 columnas y 1 viga para realizar el ensayo con el esclerómetro.

De las cuales también se tomó una viga y una columna para la evaluación del acero.

2.3 Técnica e instrumento

Técnica:

Instrumento:

Observación

Ficha de observación

Documental

documentos de estudio de suelo (ver anexo 01)

2.4 Proceso y análisis de datos

Para empezar a armar el proyecto de investigación primero se tuvo que hacer las coordinaciones previas con la parte administrativa para los permisos correspondientes.

Luego como parte inicial recopile toda la información general que sea posible, acerca del proyecto en general.

Revisión del proyecto original

No se cuenta con ningún tipo de documentación ni planos de estructuras que permita tener conocimiento de la disposición, dimensiones y refuerzo de los elementos estructurales del edificio, tampoco existe información documentada en la fecha que fue construida, solo se cuenta con referencias personales que indican que el edificio fue construido por el año 1965, y que aún sigue operativo.

También lleve a cabo la evaluación constructiva el cual detallaremos más adelante.

Estudios de suelos

El edificio no cuenta con dicha información o tal vez no se realizó los estudios de mecánica de suelo correspondientes.

Planos arquitectónicos

El edificio en estudio cuenta solo con un plano de arquitectura el plano de planta, pero falta el plano de elevación.

Planos estructurales

Como se viene mencionando anteriormente el edificio por ser antiguo no cuenta con los respectivos planos de estructuras. No se tiene información de los detalles de acero de la losa, vigas ni columnas.

Planos de instalaciones

El edificio no cuenta con los planos de instalaciones sanitarias ni con los planos de instalaciones eléctricas.

No se tiene información del momento de la construcción del edificio, por consiguiente no se sabe si hubo imprevistos y/o modificación. Como no disponemos de aquella información recurrimos a ensayos no destructivos, a mediciones físicas de la geometría de los elementos, localización del acero de refuerzo.

Evaluación constructiva

Inspección general de las estructuras mediante examen visual

Realicé la inspección visual de los elementos estructurales del edificio: vigas, columnas losas de techos.

En general hemos encontrado lo siguiente:

- J las columnas y vigas se muestran en buen estado de conservación, según los resultados que nos arrojó el ensayo a la comprensión realizado con el esclerómetro a dichos elementos estructurales sin mayores muestras de daños por rajaduras y/o fisuras.
- J Pero el resultado de la evaluación que se realizó al acero en viga y columna nos determina 4 fierros de 1/2 en vigas y 4 fierros de 5/8 en columnas y su estado actual se encuentra corroído.
- J la losa del primer nivel se muestra en buen estado de conservación en segundo nivel es de techo metálico así como en el auditorio y los tijerales se encuentran corroído.
- J Se observaron notablemente la presencia de las instalaciones eléctricas superficiales expuestas adosadas con tubería agregadas para complementar el servicio en diferentes ambientes lo que denota que el proceso de diseño no fue el adecuado al no haberse considerado su planificación adecuada siendo un peligro para la seguridad de sus habitantes.
- J Si bien es cierto no se aprecia daños visibles en sus principales elementos portantes.
- J Solo se aprecian ligeros desgastes de tarrajeos en una zona de la pared del auditorio y en algunos ambientes otros desperfectos como la falta de la cobertura liviana en el techo en los servicios higiénicos en el centro de idiomas toda esta recolección no es muy trascendente ya que simplemente se basa en los acabados por otro lado el edificio está en constante mantenimiento ya que está en funcionamiento y ahí se llevan a cabo todas las ceremonias que realiza la universidad y otros eventos.

- J Observando los tijerales de la estructura metálica del techo del auditorio y del centro de idiomas ubicado en el segundo nivel notamos que se encuentran corroídas debido a la acción del clima.
- J El auditorio no cuenta con zapatas solo tiene cimiento corrido.

Investigaciones Realizadas

En nuestra visita de inspección de campo realizada al edificio, hemos verificado lo siguiente:

- a).- Inspección mediante examen visual de la estructura del edificio en el auditorio las oficinas de admisión y el centro de idiomas.
- b).- Levantamiento de la estructura del edificio verificando en campo la disposición, geometría y dimensiones de los elementos de concreto que lo conforman.
- c).- Levantamiento del refuerzo de los elementos de concreto armado principales que conforman la estructura del edificio.
- d).- Análisis con equipo de esclerometría de concreto de columnas y vigas con el propósito de tener un dato que asemeje a la resistencia última del concreto.
- e).- Durante nuestra permanencia en las instalaciones del edificio de la USP se llevó a cabo la construcción del edificio vecino de donde se pudo apreciar y determinar dimensiones y estado estructural actual correspondiente de los cimientos.
- f).- El estudio de suelo se tomó como referencia de la construcción vecina.

Descripción de la configuración estructural del edificio.

Área del terreno: 602.89 m²

Área libre: 65.49 m²

- J El primer piso de los 505.35 m² solo 150.35 m² se encuentra techada con losa aligerada de concreto armada y 355.00 m² se encuentra techada con tijerales metálicos y cobertura liviana.
- J El segundo piso el techado de 150.35 m² esta techado con cobertura liviana consistente en canalones.

- J Actualmente las oficinas cuentan con un sistema de pórticos en el sentido Y – Y con vigas Peraltadas de (.50×.30) y columnas con dimensiones variables, esto se debe a que el edificio fue remodelado tomando en consideración los elementos estructurales existentes.
- J Por otro lado en el sentido X – X cuenta con un sistema de albañilería, en el primer y segundo nivel con muros de dimensiones 0.15 , 0.25, 0.35 (debido a la forma de asentado del ladrillo)
- J La losa aligerada en el primer nivel de las oficinas tiene un peralte de .20m, mientras que en el segundo nivel consta de un cielo raso de material (Tecnopor) y está cubierto con una estructura metálica ,
- J El auditorio tiene un cielo raso con baldosa acústica y su cobertura es de estructura metálica (tijerales).

Proceso

Los datos fueron procesados con los programas EXCEL, SAP y el ETABS

Análisis:

Tablas

III.- RESULTADOS

Tabla 1

Resultado de la resistencia a la compresión

TABLA DE ENSAYOS DE RESISTENCIA A LA COMPRESION EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES	
1er NIVEL	
ID DEL ELEMENTO	RESULTADO CON EL ESCLEROMETRO
COLUMNAS	CHEQUEO
C-1	Resistencia a la compresión $f'c = 201 \text{ kg/cm}^2$
C-3	Resistencia a la compresión $f'c = 258 \text{ kg/cm}^2$
VIGA	CHEQUEO
V-1	Resistencia a la compresión $f'c = 268 \text{ kg/cm}^2$
2do NIVEL	
COLUMNA	CHEQUEO
C-2	Resistencia a la compresión $f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$

3.2.- MODELAMIENTO EN EL ETABS: BLOQUE N° 01 (ver anexo 03)

MÁXIMO DESPLAZAMIENTO CALCULADOS X-X

		E030. 16.4	$g_p =$		E 070 10.2.1	
Nivel	D (cm)	$D=0.75 \times R_x \times D$	dr(cm)	H (cm)	Dp	Observación
2	1.153	5.19	3.14	290	2.03	Falta Rigidez
1	0.455	2.05	2.048	300	2.10	OK
BASE	0	0.00	0.000			

MÁXIMO DESPLAZAMIENTO CALCULADOS Y-Y

Tabla 05

Resumen de derivas por piso dirección X-X

		$g_p =$		E 070 10.2.1		
Nivel	D (cm)	$D=0.75 \times R_y \times D$	dr(cm)	H (cm)	Dp	Observación
2	1.576	7.09	3.46	290	2.03	Falta Rigidez
1	0.807	3.63	3.63	300	2.10	Falta Rigidez
BASE	0	0.00	0.000	0	0.00	

Tabla 06*Resumen de derivas por piso dirección Y-Y***MÁXIMO DESPLAZAMIENTO CALCULADOS**

	X	Y	
$D_{\max} =$	2.05	3.63	cm
$d_{r \max} =$	2.05	3.63	cm

En la Dirección X-X no cumple en el segundo nivel, se tendrá que reforzar.

En la Dirección Y-Y no cumple en el primer y segundo nivel, se tendrá que reforzar.

3.3.- MODELAMIENTO EN EL SAP2000: BLOQUE N° 02 (ver anexo 04)**MÁXIMO DESPLAZAMIENTO****CALCULADOS X****Tabla 05***Resumen de derivas por piso dirección X-X*

Nivel	D (cm)	$D=0.75 \times R_x \times D$	$d_r(\text{cm})$	H (cm)	Dp	Observación
		E030. 16.4	$g_p =$	0.007	E 070 10.2.1	
1	3.72	16.74	16.74	450	4.20	Falta Rigidez
BASE	0	0.00	0.000			

Tabla 06

Resumen de derivas por piso dirección Y-Y

MÁXIMO DESPLAZAMIENTO

CALCULADOS Y

Nivel	D (cm)	$D=0.75 \times R_y \times D$	dr(cm)	H (cm)	Dp	Observación
1	10.38	17.52	17.52	450	3.00	Falta Rigidez
BASE	0	0.00	0.000	0	0.00	

E030. 16.4 $\xi_p=$ 0.005 E 070 10.2.1

En la Dirección X-X no cumple entonces se tendrá que reforzarse.

IV. ANALISIS Y DISCUSIÓN

4.1.- Inspección visual del edificio de la Universidad San Pedro

-) El auditorio tiene una luz larga de 10 m de longitud y muros altos de 4m sin vigas intermedias
-) Se observó una mala estructuración en las oficinas de admisión y en el centro de idiomas.
-) Las columnas no son continuas es decir algunas no llegan al segundo nivel terminan solo en el primer nivel, y viceversa algunas empiezan en el segundo nivel cuando lo correcto debe ser desde la cimentación.
-) Algunas columnas no están alineadas correctamente.
-) Las dimensiones de las columnas son muy irregulares, y en algunos casos hay columna débil y vigas fuertes.
-) El edificio está en mal estado estructuralmente, y si aún no ha colapsado a pesar de su antigüedad se debe a que no está sobrecargado por ejemplo en el auditorio el techo es de estructura metálica ya que anteriormente fue un almacén y la construcción es solo un cerco perimétrico sin refuerzo.

4.2.- Estudio de mecánica de suelos (ver anexo 01)

Basándose en los trabajos realizados en campo con ensayos en el laboratorio y el análisis correspondiente, se concluye lo siguiente:

) El suelo de fundación en la superficie (0.50m), está conformado por unas losas de concreto simple y un relleno con material afirmado y desperdicios, de 0.50m a 3.00m de profundidad, el suelo está conformado por arenas mal graduadas con limos (SP-SM) y arena limosa (SM) suelta a medianamente compacta, húmeda a saturada de color beige oscuro y finos no plásticos, de 3.00m a 8.50m de profundidad, el suelo está conformado por arenas mal graduadas con limos (SP-SM) y arena limosa (SM), medianamente compacta a compacta, saturada de color beige oscuros y finos no plásticos, **el nivel freático se registró a los 0.90 m de profundidad, Medido desde el nivel de piso existente.**

) Para un sismo severo de 7.0 a 8.0 Ms aceleración superficial máxima de 0.40g, el suelo esta susceptible hacer licuable hasta los 2.45 m de profundidad.

La presión admisible por asentamiento

Losa de cimentación: si $D_f = 3.00\text{m}$, $B = 7.30\text{m}$ y $B/L = 0.23$

$$Q_{ad} = 1.16 \text{ kg/cm}^2$$

) Según Norma E-030 el área de estudio se ubica en la zona 03, correspondiéndole un factor de zona $Z = 0.40$ Para el diseño sismorresistente se tiene los siguientes parámetros.

Periodo predominante $T_p(s) = 0.6 \text{ seg.}$

Factor de ampliación del suelo $S = 1.2$

4.3.- Ensayo con esclerómetro (ver anexo 02)

Para determinar la resistencia a la compresión en vigas y columnas, se utilizó el esclerómetro o martillo Schmidt, este ensayo consistió en realizar una prueba no destructiva como describe la norma ASTM C-805, a los elementos de concreto (columnas, vigas) para obtener una resistencia a la compresión,

El promedio del valor obtenido de las tres muestras indican una resistencia corregida a la compresión de $f'c = 220 \text{ Kg/cm}^2$. Para el primer y segundo piso y Que son valores relativamente buenos, considerando que los reglamentos en actual vigencia, indican como resistencia a la compresión mínima del concreto en las estructuras un valor de $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$

Descripción de los elementos ensayados:

C1: este elemento se encuentra dentro de los SS.HH de damas del auditorio, y tiene una dimensión de 0.45 X 0.45m

C2: la columna está ubicado en los SS.HH de varones en el segundo nivel del centro de idiomas, y tiene una dimensión de 0.45 x 0.35 m.

C3: este elemento está ubicado en el auditorio y tiene una dimensión de 0.45 x0.45m.

V1: este elemento estructural está ubicado en el pórtico de la entrada al auditorio y tiene una dimensión de 0.50 x 0.45 m.

V.- CONCLUSIONES

- J Se realizaron los análisis correspondientes teniendo en cuenta las normas E.020 E.030 E.060. Para los desplazamientos relativos de entrepisos según la norma sismorresistente E.030 indica que para concreto armado 0.007 y para albañilería 0.005, al modelar la estructura del edificio de la Universidad San Pedro, bloque N° 01 (oficinas de admisión y centro de idiomas), bloque N°02 (auditorio), dio como resultado la falta de rigidez ya que no cumple con los desplazamientos especificado en la norma este resultado se debe al producto de la mala estructuración que tiene el edificio ya que fue construido para otro uso.
- J El ensayo realizado con el esclerómetro para determinar la resistencia a la compresión estructural tanto en columnas como en vigas comprueban que están en un buen estado de conservación a pesar del tiempo que tiene esta edificación.
El promedio del valor obtenido de las tres muestras indican una resistencia a la compresión de $f'c = 220 \text{ Kg/cm}^2$. Para el primer y segundo piso que cumple la norma actual E.060.
- J El estado situacional del acero de vigas y columnas nos indica que se encuentra en proceso de corrosión.
- J El auditorio en su cimentación no cuenta con las zapatas correspondientes solo tiene cimientto corrido.
- J la edificación no cuenta con juntas de dilatación.
- J esta edificación tiene su geometría irregular.

VI. RECOMENDACIONES

- 1.-Se recomienda **NO** realizar ningún tipo de ampliación por no cumplir con las normas vigentes.
- 2.- Se recomienda la **DEMOLICION DE TODO EL EDIFICIO**, y realizar un nuevo proyecto de acuerdo a las necesidades de la universidad.

VII. AGRADECIMIENTO

Le agradezco a Dios por haberme acompañado y guiado a lo largo de mi carrera, por ser mi fortaleza en los momentos de debilidad y por brindarme una vida llena de aprendizajes, experiencias y sobre todo felicidad.

Le doy gracias a mis padres por apoyarnos en todo momento, por los valores que me han inculcado y por haberme dado la oportunidad de tener una excelente educación en el transcurso de mi vida, sobre todo por ser un excelente ejemplo de vida a seguir.

Al compañero de mi vida, mi esposo junto a mi pequeño hijo son el motivo y la lucha constante para alcanzar mis metas, gracias a ellos por su comprensión y amor en todo momento.

A mis hermanos y mis sobrinos por ser parte importante en mi vida y representar la unidad familiar, por llenar mi vida de alegría y amor cuando más lo hemos necesitado.

Les agradecemos la confianza, apoyo y dedicación de tiempo a mis profesores:

Ing. Gumercindo Flores, el Dr. Oscar Robles. Por haber compartido sus conocimientos y sobre todo su amistad.

Son muchas las personas que han formado parte de mi vida como estudiante a las que me encantaría agradecerles por su amistad, consejos, apoyo, ánimo y compañía en los momentos más difíciles de mi vida. Algunas están aquí con nosotros y otras en nuestros recuerdos y en nuestros corazones, sin importar en donde estén quiero darles las gracias por formar parte de este éxito, por todo lo que nos han brindado y por todas sus bendiciones.

Lady Mireya Monzón Cruz

VIII.- REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- Ariel, M. (2010). Inspeccion y Diagnostico del edificio de la secretaria de la industria y comercio de la nación. *(Tesis de titulación)*. Universidad Tecnológica Nacional, Santa fe.
- Bobadilla, P. (2010). Evaluación de estado estructural edificio geocentro amunategui. *(Tesis de Titulación)*. Pontifica universidad Católica, Lima.
- Fajardo, C. (2012). Evaluación estructural de una de las edificaciones del hospital Edgardo Rebagliati Martins. *(Tesis de Titulación)*. Universidad Nacional de Ingenieria, Lima.
- Francisco, C. (2011). Diagnostico estructural del club San Carlos. *(Tesis de Titulación)*. Universidad de Oriente, Santiago de Cuba.
- Jose, R. (2011). Diagnostico estructural de los edificios IMS de 18 niveles del centro urbano sierra maestra. *(Tesis de titulacion)*. Universidad de Oriente, Santiago de Cuba.
- Luis, S. (2011). Estudio de evaluación estructural de la casa de la organizacion de las naciones unidas. *(Tesis para maestría en ingenieria estructural)*. Universidad de Santo Domingo, Republica Dominicana.
- Mendoza, A. (2002). Una metodologia para la evaluacion estructural del edificio de la facultad de arquitectura y el edificio de la biblioteca central de la ciudad universitaria. *(Tesis de titulación)*. Universidad central de Venezuela, Caracas.
- Ricardo, P. (2007). Evaluacion estructural de los edificios de Villa Primavera. *(Tesis de Titulación)*. Universidad Nacional de Con Con, Con Con.

IX. ANEXOS Y APENDICE

ANEXO N° 01

ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS

GEOMG S.A.C.

Geotecnia en Proyectos de Edificaciones, Eléctricas, Hidráulicas y Pavimentos. Mecánica de Suelos, Concreto y Asfalto.

Urb. Bellavista II Etapa Mz. D3 - S.A. E - 9 Nuevo Chimbote, Santa, Ancash.

Teléfono: (043) 317116 - (043) 813954 / Celular: 943355197 / Nazca: 818*3955 / E-mail: geomg1@yahoo.es

INFORME GEOTECNICO CON FINES DE CLIENTES

PROYECTO:

COMERCIO VIVIENDA MULTIFAMILIAR
DIL. ELIAS AGUIRRE N° 471 - DIL. GEN. U. CANO URRUTIA

SOLICITA:

GEOMG S.A.C.
JORGE EDUARDO MORALES TRUJILLO

UBICACIÓN:

DISTRITO : CHIMBOTE

PROVINCIA : SANTA

DEPARTAMENTO : ANCASH

CHIMBOTE, ABRIL DEL 2014

GEOMG S.A.C.

Jorge Edgardo Morales Trujillo
INGENIERO CIVIL - REG. CIP 82734
REG. CONSTRUC. 02584

GEOMG S.A.C.

Geotecnia en Proyectos de Edificaciones, Eléctricas, Hidráulicas y Pavimentos. Mecánica de Suelos, Concreto y Asfalto.

Urb. Bellamar II Etapa Mz. B2 - Lt. 8 - 9 Nuevo Chimbote, Santa, Ancash.

Teléf: (043) 317116 - (043)313954 / Claro: 943355197 / Nextel: 018*5953 / E-mail: geomg17@yahoo.es

INDICE

1.0 GENERALIDADES

- 1.1 Objeto del estudio
- 1.2 Ubicación del área de estudio

2.0 GEOLOGIA DEL AREA DE ESTUDIO

- 2.1 Geomorfología
- 2.2 Geología Local
- 2.3 Sísmicidad

3.0 INVESTIGACIONES GEOTECNICAS DE CAMPO Y LABORATORIO

- 3.1 Prospecciones de campo
- 3.2 Ensayos de laboratorio
- 3.3 Clasificación de suelos

4.0 DESCRIPCION DEL PERFIL ESTRATIGRAFICO

5.0 ANALISIS DE CIMENTACION

- 5.1 Corrección de los datos de ensayos de campo del SPT
- 5.2 Análisis de licuación de suelos
- 5.3 Tipo y profundidad de cimentación
- 5.4 Presión admisible
 - 5.4.1 Presión admisible por asentamiento
 - 5.4.2 Factor de seguridad
- 5.5 Aspectos sísmicos

6.0 ANALISIS QUIMICO

7.0 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

ANEXOS

- Anexo I (Registro de sondaje SPT)
- Anexo II (Análisis de licuación - DLICUAC)
- Anexo III (Resultados de ensayos de laboratorio)
- Anexo IV (Plano de ubicación de sondaje SPT)
- Anexo V (Fotos)

GEOMG S.A.C.

Jorge Edinson Estrella Trujillo
INGENIERO CIVIL - REG. CIP 68738
REG. CONSUCOLTE 02594

1.0 GENERALIDADES

1.1 Objeto del Estudio

El presente informe tiene por objeto determinar las propiedades físico - mecánicas y químicas del subsuelo del área en estudio, para el proyecto "COMERCIO VIVIENDA MULTIFAMILAR". El estudio fue realizado por medio de trabajos de exploración de campo y ensayos de laboratorio, necesarios para definir el perfil stratigráfico, así como sus propiedades de esfuerzo y deformación, proporcionando las condiciones mínimas de cimentación, indicándose tipo y profundidad de los cimientos, capacidad portante y análisis de asentamiento.

Para alcanzar el objetivo principal, previamente se requiere lograr los siguientes objetivos secundarios:

- + Elaboración de un estudio geológico superficial de la zona, que sirva de marco para las investigaciones geotécnicas.
- + Realización de los ensayos estándares de laboratorio de mecánica de suelos y ensayos especiales.
- + Interpretación de los resultados de las investigaciones geotécnicas de campo y los ensayos de laboratorio.
- + Elaboración de los perfiles geotécnicos del área del estudio.
- + Elaboración de las recomendaciones técnicas para el diseño estructural de la edificación.

1.2 Ubicación del área en Estudio

El área en estudio se ubica en el Jr. Elías Aguirre N° 475-481, Mz 33 del Casco Urbano de Chimbote, Distrito de Chimbote, Provincia del Santa, Departamento de Ancash.

2.0 GEOLOGIA DEL AREA EN ESTUDIO

2.1 Geomorfología

La ciudad de Chimbote y sus alrededores está enmarcada dentro de las siguientes geomorfologías:

- Unidad de playas
- Unidad de humedales
- Unidad de colinas
- Unidad de dunas

GEOMG S.A.C.


Jorge Edinson Morillo Trujillo
INGENIERO CIVIL - REG. CIP 68738
REG. CONSUCYNE 62554

GEOMG S.A.C.

Geotecnia en Proyectos de Edificaciones, Eléctricas, Hidráulicas y Pavimentos. Mecánica de Suelos, Concreto y Asfalto.

Urb. Bellamar II Esqa Mz. B7 - Lt. 8 - 9 Nuevo Chimbote, Santa, Anoch.

Teléf: (045) 317116 • (045)315954 / Claro: 943355197 / Nextel: 818*9953 / E-mail: geomg17@yahoo.es

a) Unidad de playas

Se ubica a lo largo de la costa de la bahía de Chimbote, con un ancho promedio de 5 a 30 m. Está constituido de arenas media a fina y conchas marinas, con intercalaciones de limos en los laterales.

b) Unidad de humedales

Cubiertas por las expansiones urbanas tales como A.H. La Balanza, A.H. Manuel Arevalo y A.H. Bolívar Alto, algunos humedales afloran en los terrenos de Sider Perú y Vivero Forestal de Chimbote, presentándose con un nivel freático casi superficial. La presencia de materia orgánica y turba provocan inestabilidades en las construcciones ubicadas en dichas áreas.

c) Unidad de colinas

Constituidas por elevaciones de rocas volcánicas e intrusivas, cubiertas parcialmente por arenas eólicas, formando colinas cuyas pendientes varían de 10° a 45°.

d) Unidad de dunas

Son depósitos eólicos ubicados en la Urb. Los Pinos, Urb. Laderas del Norte, A.H. San Pedro, A.H. El progreso y A.H. Bolívar Alto, con un espesor de 5m a 40m de profundidad aproximadamente.

2.2 Geología local

En base al reconocimiento y exploración de campo de la ciudad Chimbote y sus alrededores, se ha elaborado el siguiente mapeo geológico que indica:

a) Cretáceo Inferior

Grupo Casma: Formación la Zorra (Ki-Z)

Es una secuencia volcánica andesítica (Cerro Cruz de la Paz), conformada por lavas y brechas, de composición básicamente de andesita y porfírica que presentan fenocristales de plagioclasas anfíboles y en menor proporción piroxenos.

b) Rocas Intrusivas

Se encuentra constituido por granodiorita y tonalitas, ubicados en los alrededores de Chimbote, cubiertas por depósitos eólicos. Estas rocas pertenecen al Batolito de la Costa y corresponden a cuerpos ígneos que gradan de granodioritas a tonalitas.

Las rocas son de color gris oscuro, de textura granular de grano medio a grueso, en las diaclasas tienen tonalidad rojiza y están meteorizadas. No obstante, existe la tendencia a

GEOMG S.A.C.

Jorge Edinson Morillo Trujillo
INGENIERO CIVIL - REG. CIP 85738
REG. CONSUCO 000154

GEOMG S.A.C.

Geotecnia en Proyectos de Edificaciones, Eléctricas, Hidráulicas y Pavimentos. Mecánica de Suelos, Concreto y Asfalto.

Urb. Bellamar II Etapa Ms. E2 - Lt. 8 - 9 Nuevo Chimbote, Santa, Ancash.
Teléfono: (043) 317116 - (043)313954 / Celular: 943355197 / Nextel: 618*5953 / E-mail: geomg17@yahoo.es

disminuir el grado de meteorización y mejorar sus propiedades físico-mecánicas en profundidad.

e) Cuaternario

Depósitos de arenas eólicas (Dunas)

Son los depósitos eólicos que cubren gran parte de las elevaciones rocosas de Chimbote, la formación de masas de arenas comienza desde el litoral de la costa y termina en los cerros de los primeros tramos de las estribaciones de la Cordillera Occidental Andina, desplazando en las laderas, hasta alcanzar una altura considerable como en la Urb. Laderas del Norte y A.H. San Pedro.

Depósitos marinos (O-m)

Se encuentran distribuidas por el casco urbano de la ciudad de Chimbote e incluso llegan hasta el Estadio Manuel Gomes Arellano. Los depósitos marinos están constituidos por fragmentos de conchas con una matriz de arena mal graduada de grano medio a fino.


2.3 Sismicidad

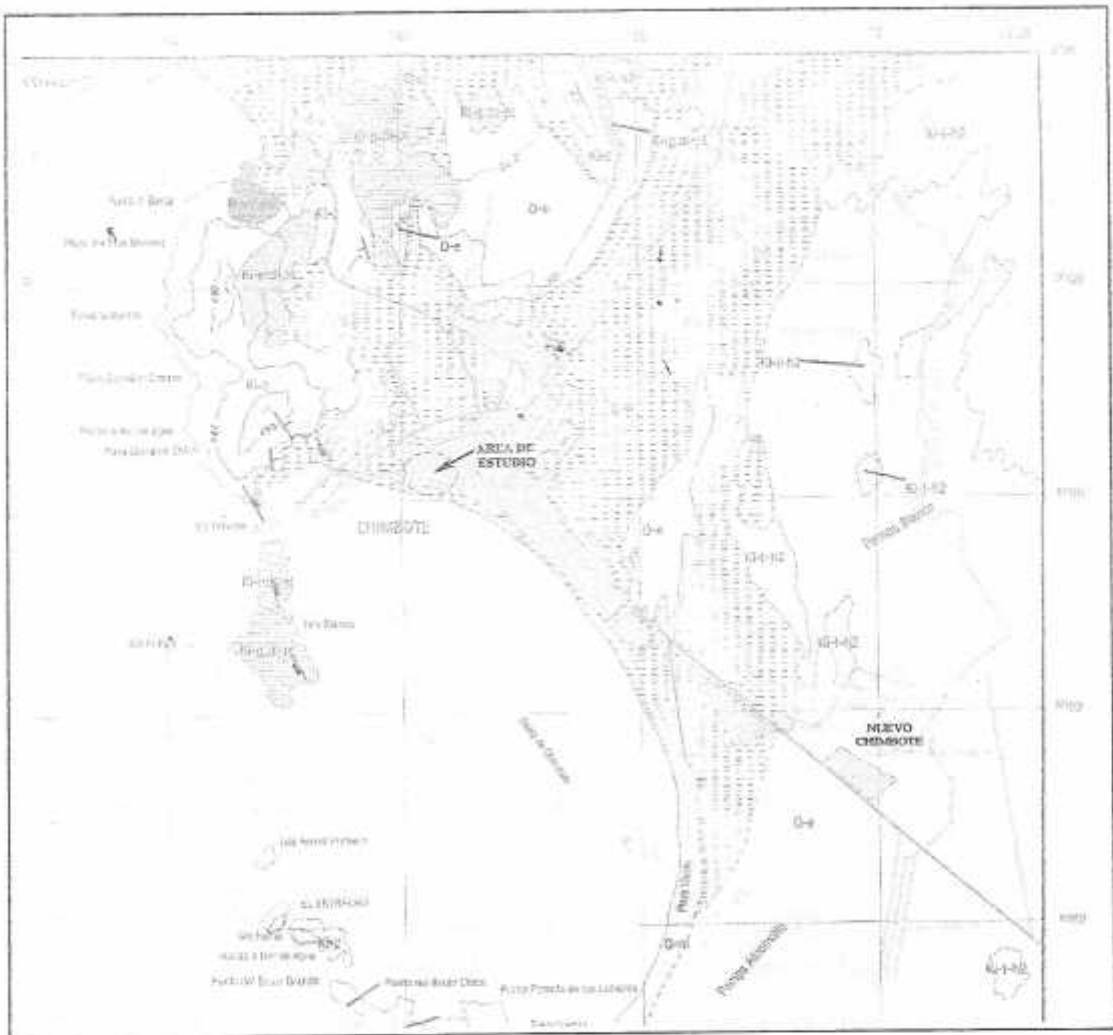
De acuerdo al Mapa de Zonificación Sísmica del Perú, Chimbote se ubica en la zona III. El área encuentra en una zona de sísmicidad alta, sismoactiva en el presente siglo, con predominio de sismos intermedios.

Los sismos en el área de estudio presentan el mismo patrón general de distribución espacial que el resto del territorio peruano; caracterizado por la concentración de la actividad sísmica en el litoral, paralelo a la costa, por la subducción de la Placa de Nazca. Los sismos de mayores intensidades registrados en el área de influencia del estudio son:

- Sismo del 24 de mayo de 1940, que afectó las localidades de la costa central, norte y sur del Perú, alcanzando intensidades máximas de VII y VIII en la escala de Mercalli Modificada (MM).
- Sismo del 10 de noviembre de 1946, que afectó al Departamento de Ancash, alcanzando una intensidad máxima de VII MM.
- Sismo del 18 de febrero de 1956, con intensidad promedio de VIII MM, afectando el Callejón de Huaylas.
- Sismo del 17 de octubre de 1966, con intensidades máximas entre VII y VIII MM, afectando las localidades de Lima, Casma y Chimbote.
- Sismo del 31 de mayo de 1970, que ha sido un terremoto catastrófico en las localidades de Chimbote y Huaraz, alcanzando intensidades máximas de VIII MM.

GEOMG S.A.C.


Jorge Edinson Morillo Trujillo
INGENIERO CIVIL - REG. CIP 68738
REG. CONSULTOR



GEOLOGIA DE CHIMBOTE

GEOMG S.A.C.
Jorge Edinson Morillo Trujillo
Jorge Edinson Morillo Trujillo
INGENIERO CIVIL - REG. CIP 86736
REG. CONSUC. 0152014

10
 20
 30
 40
 50
 60
 70
 80
 90
 100
 110
 120
 130
 140
 150
 160
 170
 180
 190
 200
 210
 220
 230
 240
 250
 260
 270
 280
 290
 300
 310
 320
 330
 340
 350
 360
 370
 380
 390
 400
 410
 420
 430
 440
 450
 460
 470
 480
 490
 500
 510
 520
 530
 540
 550
 560
 570
 580
 590
 600
 610
 620
 630
 640
 650
 660
 670
 680
 690
 700
 710
 720
 730
 740
 750
 760
 770
 780
 790
 800
 810
 820
 830
 840
 850
 860
 870
 880
 890
 900
 910
 920
 930
 940
 950
 960
 970
 980
 990
 1000



GEOMG S.A.C.
 Jorge Edinson Morillo Trujillo
 INGENIERO CIVIL - REG. CIP 68738
 REG. CONSUC.

GEOMG S.A.C.

Geotecnia en Proyectos de Edificaciones, Eléctricas, Hidráulicas y Pavimentos. Mecánica de Suelos, Concreto y Asfalto.

Urb. Bellamar II Etapa Mz. B2 - Lt. 8 - 9 Nuevo Chimbote, Santa, Ancash.

Teléf: (043) 3171116 - (043)313954 / Claro: 943555197 / Nextel: 818*5953 / E-mail: geomg17@yahoo.es

- Sismo del 21 de agosto de 1985, que afectó las ciudades de Chimbote y Chiclayo, alcanzando una intensidad promedio de V MM.
- Sismo del 10 de octubre de 1987, con intensidades máximas de IV y V MM, sentido en las ciudades de Chimbote y Santiago de Chuco.
- Sismo del 23 de Junio del 2001, con intensidades máximas de VIII MM, sentido en las ciudades de Nazca, Ica, Arequipa y Tacna.
- Sismo del 15 de Agosto del 2007, con una magnitud de 7.5 MS, sentido en las ciudades de Pisco, Chíncha, Ica y Lima.

Considerando lo expuesto se recomienda tomar un sismo base de diseño de VIII MM y adoptar aceleraciones sísmicas entre 0.15g a 0.40g. Esta información servirá para la aplicación de criterios sismorresistentes en el diseño de las obras.

3.0 INVESTIGACIONES GEOTECNICAS DE CAMPO Y LABORATORIO

3.1 Prospecciones de campo

3.1.1 Ensayo de Penetración Estándar

Se realizó 01 sondaje de penetración estándar, cuya ubicación se presenta en el plano G-01. Con ayuda de un Wash Boring del SPT se pudo muestrear hasta los 8.45m de profundidad medido desde el nivel de terreno natural existente.

Sondaje	Profundidad (m)	Nivel Freático (m)
SPT-01	8.45	N.R.

3.1.2 Muestreo Disturbado

Se tomaron muestras disturbadas de cada uno de los tipos de suelos encontrados, en cantidad suficiente como para realizar los ensayos de clasificación e identificación de suelos.

3.1.3 Registro de sondaje

Paralelamente al avance de las excavaciones de las calicatas, se realizó el registro de excavación vía clasificación manual visual según ASTM D2488, descubriéndose las principales características de los suelos encontrados tales como: espesor, tipo de suelo, color, plasticidad, humedad, compacidad, etc. (Ver Anexo I).

3.2 Ensayos de Laboratorio

Los ensayos se realizaron según normas:

- Ensayos estándares de laboratorio de mecánica de suelos:

GEOMG S.A.C.

Jorge Edinson Morillo Trujillo
INGENIERO CIVIL - REG. CIP 68738
REG. CONSULTOR

- 09 Análisis Granulométrico SUCS (ASTM-D-422),
 - 09 Límite líquido (ASTM D-4318)
 - 09 Límite plástico (ASTM D-4318)
 - 09 Contenido de humedad (ASTM-D-216)
- Ensayo químico del agua
- 01 Contenido de Sulfatos (AASHTO - T- 290)
 - 01 Contenido de Cloruros (AASHTO - T- 291)
 - 01 Sales Solubles Totales (USBR E-8)
 - 01 pH (ASTM D-4972)

Ver Anexo IV (Resultados de ensayos de laboratorio)

3.3 Clasificación de Suelos

Los suelos han sido clasificados de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS – ASTM D-2487), para ello se hizo uso del programa Clas y Clasif.

SPT	SPT-01								
	0,80-1,00	1,00-1,45	2,00-2,45	3,00-3,45	4,00-4,45	5,00-5,45	6,00-6,45	7,00-7,45	8,00-8,45
Profundidad (m)	M-01	M-02	M-03	M-04	M-05	M-06	M-07	M-08	M-09
Muestra	M-01	M-02	M-03	M-04	M-05	M-06	M-07	M-08	M-09
% Grava (No.4 < Diam < 3")	9,54	0,93	7,11	2,92	0,17	0,00	0,00	0,00	0,00
% Arena (No.200 < Diam < No.4)	7,91	89,81	77,16	90,64	86,23	94,06	92,33	85,43	88,34
% Finos (Diam < No.200)	10,95	9,26	15,74	6,44	33,59	5,94	7,6	11,57	11,86
Límite Líquido (%)	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Límite Plástico (%)	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.
Índice Plasticidad (%)	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.
Contenido de Humedad, (%)	22,51	22,43	27,69	25,14	30,29	27,35	25,99	24,77	27,56
Clasificación SUCS	SP-SM	SP-SM	SM	SP-SM	SM	SP-SM	SP-SM	SP-SM	SP-SM

4.0 DESCRIPCION DEL PERFIL ESTRATIGRAFICO

El subsuelo ha sido explorada a través del sondaje SPT-01, de estos trabajos de campo y laboratorio se deduce lo siguiente:

El suelo de fundación en la superficie (0.50m), está conformado por unas losas de concreto simple y un relleno con material afirmado y desperdicios. De 0.50m a 3.00m de profundidad, el suelo está conformado por arenas mal graduadas con limos (SP-SM) y arenas limosas (SM), suelta a medianamente compacta, húmeda a saturada de color beige oscuro y finos no plásticos. De 3.00m a 8.50m de profundidad, el suelo está conformado por arenas mal graduadas con limos (SP-SM) y arenas limosas (SM), medianamente compacta a compacta, saturada de color beige oscuro y finos no plásticos. El nivel freático se registró a los 0.90m de profundidad, medido desde el nivel de piso existente. Ver anexo I (Registro de sondaje SPT).

GEOMG S.A.C.

 Jorge Edinson Morillo Trujillo
 INGENIERO CIVIL - REG. CIP 68738
 REG. CONSUCY

5.0 ANALISIS DE LA CIMENTACION

5.1 Corrección de los datos de ensayos de campo del SPT

La energía aplicada por un ensayo SPT, en particular, depende principalmente del tipo del martillo y yunque en el sistema de perforación, y el método de liberación del martillo.

Las normas establecidas como la ASTM D-1586, puede existir considerable variaciones en el factor C_n a causa de variaciones menores en los equipos y procedimientos.

Aun usando un mismo perforador, las variaciones en la relación de energía entre los golpes con un martillo entre las pruebas típicas, pueden llegar al 10 %, de esta manera la práctica recomendada es medir la relación de energía en cada sitio donde el SPT es utilizado.

Donde las mediciones no puedan ser hechas, se requiere de una cuidadosa observación y tener en cuenta el equipo.

La relación de energía anualmente varia en diferentes países, en Cuadro N°1 se indica los valores del $F_{CEM} = n_h$ en el ensayo de penetración Estándar para varios países.

Para el presente EMS se está tomando el valor de la corrección de la energía del martillo $n_h = 0.43$, donde F_{CEM} = Factor de Corrección de Energía del Martillo. La rigidez de un suelo granular aumenta con la profundidad o lo que es lo mismo con los niveles de tensiones que le induce la tapada.

CUADRO N° 01

Factor de corrección por energía del martillo: η_h

País	Relacion de energía: n_h
Argentina	0.45
China	0.50
Colombia	0.50
Japon	0.57
EE.UU.	0.60
Venezuela	0.43

CUADRO N° 02

Factor de corrección por Diámetro de la perforación: η_b

Variacion de η_b (Diámetro)		
mm.	pulg.	η_b
60-120	2.4-4.7	1.00
150	6.00	1.05
200	8	1.15

GEOMG S.A.C.

Jorge Edgisson Morillo Trujillo
INGENIERO CIVIL - REG. CIP 68738
REG. CONSULTOR

- 09 Análisis Granulométrico SUCS (ASTM-D-422),
 - 09 Límite líquido (ASTM D-4318)
 - 09 Límite plástico (ASTM D-4318)
 - 09 Contenido de humedad (ASTM-D-216)
- Ensayo químico del agua
- 01 Contenido de Sulfatos (AASHTO - T- 290)
 - 01 Contenido de Cloruros (AASHTO - T- 291)
 - 01 Sales Solubles Totales (USBR E-8)
 - 01 pH (ASTM D-4972)

Ver Anexo IV (Resultados de ensayos de laboratorio)

3.3 Clasificación de Suelos

Los suelos han sido clasificados de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS – ASTM D-2487), para ello se hizo uso del programa Clas y Clasif.

SPT	SPT-01									
	0,80-1,00	1,00-1,45	2,00-2,45	3,00-3,45	4,00-4,45	5,00-5,45	6,00-6,45	7,00-7,45	8,00-8,45	
Profundidad (m)	M-01	M-02	M-03	M-04	M-05	M-06	M-07	M-08	M-09	
Muestra	M-01	M-02	M-03	M-04	M-05	M-06	M-07	M-08	M-09	
% Grava (No.4 < Diam < 3")	9,54	0,93	7,11	2,92	0,17	0,00	0,08	0,00	0,00	
% Arena (No.200 < Diam < No.4)	7,91	89,81	77,18	90,64	86,23	94,06	92,33	88,43	88,14	
% Finos (Diam < No.200)	10,55	0,26	15,74	6,44	33,59	5,94	7,6	11,57	11,86	
Límite Líquido (%)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
Límite Plástico (%)	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	
Índice Plasticidad (%)	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	
Contenido de Humedad, (%)	22,51	22,43	27,89	25,14	30,29	27,55	25,99	24,77	27,56	
Clasificación SUCS	SP-SM	SP-SM	SM	SP-SM	SM	SP-SM	SP-SM	SP-SM	SP-SM	

4.0 DESCRIPCION DEL PERFIL ESTRATIGRAFICO

El subsuelo ha sido explorada a través del sondaje SPT-01, de estos trabajos de campo y laboratorio se deduce lo siguiente:

El suelo de fundación en la superficie (0.50m), está conformado por unas losas de concreto simple y un relleno con material afirmado y desperdicios. De 0.50m a 3.00m de profundidad, el suelo está conformado por arenas mal graduadas con limos (SP-SM) y arenas limosas (SM), suelta a medianamente compacta, húmeda a saturada de color beige oscuro y finos no plásticos. De 3.00m a 8.50m de profundidad, el suelo está conformado por arenas mal graduadas con limos (SP-SM) y arenas limosas (SM), medianamente compacta a compacta, saturada de color beige oscuro y finos no plásticos. El nivel freático se registró a los 0.90m de profundidad, medido desde el nivel de piso existente. Ver anexo I (Registro de sondaje SPT).

GEOMG S.A.C.

 Jorge Edinson Montillo Trujillo
 INGENIERO CIVIL - REG. CIP 62738
 RRC CONSULTING

GEOMG S.A.C.

Geotecnia en Proyectos de Edificaciones, Eléctricas, Hidráulicas y Pavimentos. Mecánica de Suelos, Concreto y Asfalto.

Urb. Bellamar II Etapa Ma. B2 - Lt. 8-9 Nuevo Chimbote, Santa, Ancash.

Teléfono: (043) 317116 • (043)313954 / Claro: 943355197 / Nextel: 818*5953 / E-mail: geomg17@yahoo.es

CUADRO N° 03

Factor de corrección por muestreador: η_s

Variación de η_s	
Variable	η_s
Muestreador estándar	1
Con forro para arcilla y arena densa	0.80
con forro para arena suelta	0.90

CUADRO N° 04

Factor de corrección de longitud barra perforadora: η_f

Variación de η_f (Diámetro)		
Longitud de barra		
m.	pies	η_f
>10	>30	1.00
6-10.	20-30	0.95
4-6.	12-20.	0.85
0-4.	0-12.	0.75

El valor de N del SPT, es corregido:

$$N_{60} = N \cdot n_r \cdot n_c \cdot n_s \cdot n_b \cdot (n_h/60)$$

$$(N1)_{60} = N \cdot C_n \cdot n_r \cdot n_c \cdot n_s \cdot n_b \cdot (n_h/60)$$

Legenda:

- N : Valor del ensayo normal del (SPT) efectuado IN SITU
- N60 : Valor corregido del ensayo SPT por condiciones de equipo
- n_c : Factor de corrección por la presión de tapada o profundidad del ensayo
- n_r : Factor de corrección por longitud de barra perforadora
- n_s : Factor de corrección debido al peso de la cabeza de golpeo
- n_b : Factor de corrección del muestreado
- n_h : Factor de corrección por el diámetro de perforación
- n_h : Factor de corrección por la energía entregada al martillo
- (N1)60: Valor corregido del N de campo del SPT considera de presión de tapada C_n

La corrección de los valores de SPT del ensayo de campo involucra realizar las correcciones considerando los factores indicados en la formula respectiva.

Los valores de N están influenciados por la magnitud de la sobrecarga del suelo subyacente con respecto al estrato explorado, y deben de ser corregidos luego de realizar la prueba, usualmente se los corrige afectándolos de un coeficiente C_n = Factor de corrección por la presión de tapada o por la profundidad del Ensayo.

$$C_n = \sqrt{\frac{1}{\sigma}} \leq 2.00 \text{ Kg/cm}^2 \text{Formula de Liao y Whitman (1991)}$$

GEOMG S.A.C.

Jorge Edison Morillo Trujillo
INGENIERO CIVIL - REG. CIP 68736
REX CONSULTA

CORRECCIÓN DE VALORES DE N DEL SPT DE CAMPO : (N1)60 Y N60

SONDAJE	PROF. (m)	SUCS	N	Y (gr/cm ³)	Z (m)	σ'_o (kg/cm ²)	$C_n = (1/\sigma'_o)^{0.5}$	nr	nc	ns	nb	nh/0.60	N60	(N1)60	ϕ^*	Dr (%)
SPT 01	1.00 - 1.45	SP-SM	5	1.58	1.45	0.084	2.00	0.75	0.725	1.00	1.00	0.712	2	4	28.3	25
	2.00 - 2.45	SM	10	1.59	2.45	0.143	2.00	0.75	0.725	1.00	1.00	0.712	4	8	29.4	36
	3.00 - 3.45	SP-SM	31	1.66	3.45	0.209	2.00	0.75	0.725	1.00	1.00	0.712	12	24	34.0	63
	4.00 - 4.45	SM	36	1.68	4.45	0.277	1.90	0.85	0.725	1.00	1.00	0.712	16	30	35.6	71
	5.00 - 5.45	SP-SM	55	1.72	5.45	0.349	1.69	0.85	0.725	1.00	1.00	0.712	24	41	38.5	83
	6.00 - 6.45	SP-SM	54	1.72	6.45	0.421	1.54	0.95	0.725	1.00	1.00	0.712	26	41	38.4	82
	7.00 - 7.45	SP-SM	69	1.75	7.45	0.496	1.42	0.95	0.725	1.00	1.00	0.712	34	48	40.3	89
	8.00 - 8.45	SP-SM	77	1.75	8.45	0.572	1.32	0.95	0.725	1.00	1.00	0.712	38	50	40.7	91

$$N60 = N * nr * nc * ns * nb * (nh/60)$$

$$(N1)60 = N * Cn * nr * nc * ns * nb * (nh/60)$$

Leyenda:

- N : Valor del ensayo normal del (SPT) efectuado IN SITU
- N60 : Valor corregido del ensayo SPT por condiciones de equipo
- Cn : Factor de corrección por la presión de tapada o profundidad del ensayo
- nr : Factor de corrección por longitud de barra perforadora
- nc : Factor de corrección debido al peso de la cabeza de golpeo
- ns : Factor de corrección del muestreo
- nb : Factor de corrección por el diámetro de perforación
- nh : Factor de corrección por la energía entregada al martillo
- (N1)60: Valor corregido del N de campo del SPT considera de presión de tapada Cn

Donde:

nh =	0.43
nh =	1.00
nh =	1.00
nh =	0.75
nh =	0.85
nh =	0.95
nh =	1.00
nh =	0.725

- $C_n = \sqrt{1/\sigma'_o} \leq 2.00 \text{ Kg/cm}^2$ Formula de Liao y Whitman (1991)

- $f(\text{grados}) = 27.1 + 0.3N/Cn - 0.00054N/Cn^2$ Peck, Hanson Y Thornburn (1974)

- Denalidad Relative Skempton 1986:

$$D_r = 100 \times \sqrt{\frac{N_{1(60)}}{60}}$$

Donde: N1(60)= Número de golpes SPT corregido

GEOMG S.A.C.
 Jorge Edinson Montijo Trujillo
 INGENIERO CIVIL - REG. GIP 68738
 REG. CONSUCO. 2. 2. ' 98

5.3 Tipo y Profundidad de los Cimientos

De acuerdo a la descripción del perfil estratigráfico y parámetros de resistencia, se recomienda cimentar sobre un estrato no susceptible a licuarse, ante ello se recomienda una profundidad de desplante a partir de los 3.00m, medido desde el nivel de piso existente y cimentado a través de una losa de cimentación armada.

El área en estudio se ubica en el casco urbano de la ciudad de Chimbote y afin de evitar perturbaciones y deterioro en las propiedades colindante por el uso de cimentaciones profundas como los pilotes, se recomienda el mejoramiento del suelo de fundación, consistente en el remplazo del estrato licuable por un material no licuable como el concreto ciclópeo. Primeramente deberá realizarse la calzadura de las estructuras colindantes, afin de evitar su asentamiento y colapso, la excavación se realizara por tramos y una vez realizada la misma, se procederá de inmediato al llenado de concreto afin de evitar la socavación del terreno.

El mejoramiento consiste en colocar un subcimiento de concreto ciclope (1:10 + 30% PM), vibrado y con acelerante de fragua de 1.80m de altura apoyada a los 3.00m de profundidad, a fin de apoyar la losa de cimentación a los 1.20m de profundidad.

5.4 Presión Admisible

Los suelos existentes dentro de la profundidad activa de la cimentación son granulares. En estos suelos la presión admisible se encuentra controlada normalmente por asentamientos y es función del ancho de la cimentación, del asentamiento máximo permisible y del número de golpes por cm obtenido en el ensayo estándar de penetración.

5.4.1 Presión Admisible por Asentamiento

El análisis para cimentaciones se ha realizado utilizando el método según TERZAGHI, K. PECK, R. MESRI G. (1996), cálculo de la presión admisible por asentamiento en base a los valores de N golpes del SPT (ensayo de penetración estándar).

$$q_a = 0.096 \frac{(N_{60})^2}{B^{0.75}} f_d f_{NF} f_E$$

- q_a - presión admisible por asentamiento en suelos granulares en kg/cm^2 .
- N_{60} - promedio número de golpes del ensayo estándar de penetración en la zona Z, corregido por longitud de barras, diámetro de la perforación y energía.
- f_d - factor de corrección por asentamiento admisible.
- f_{NF} - factor de corrección por variación de la Napa Freática.
- f_E - factor de corrección por la forma de la zapata.
- B - ancho efectivo de la cimentación en m.

GEOMG S.A.C.

Jerje Edinson Morillo Trujillo
INGENIERO CIVIL - REG. CIP 68738
REG. CONSUCIONE 02854

CUADRO N° 05: VALORES DE ϕ PARA N DEL SPT

ARENAS		
Nspt	ϕ	Densidad Relativa
0 - 4	< 30	Muy suelta
4 - 10	30 - 32	Suelta
10 - 30	32 - 35	Media
30 - 50	35 - 38	Densa
> 50	> 38	Muy densa

5.2 Análisis de Licuación de Suelos

La evaluación del potencial de licuación se efectuó sobre el sondaje SPT01. Para dicha evaluación se consideraron sismos de 0.15g y 0.40g de aceleración máxima superficial y magnitud $M_s = 8.0$. En cada perfil se aplicaron las metodologías desarrolladas por Seed e Idriss (1986) y Tokimatsu y Yoshimi (1983).

Se procesó un perfil, aplicando las metodologías anteriormente mencionadas incorporadas en el programa DLICUA, desarrollado en el CISMID de la Universidad Nacional de Ingeniería, el cual consiste en:

- Calcular la relación de esfuerzos cíclicos que induce un terremoto en el elemento de suelo ($\tau_d / \tilde{\sigma}_v$), de la forma propuesta en cada método.
- Calcular la relación de esfuerzos cíclicos que se requiere para causar licuación en el suelo ($\tau_c / \tilde{\sigma}_v$), conociendo sus características y parámetros de resistencia según se requiera en cada método.
- Evaluar el factor de resistencia a la licuación:

$$FL = \frac{(\tau_d / \tilde{\sigma}_v)}{(\tau_c / \tilde{\sigma}_v)}$$

- Si $FL > 1$ no se producirá licuación
- Si $FL \approx 1$ se producirá licuación marginal
- Si $FL < 1$ se producirá licuación.

Del análisis de licuación de suelos, se puede concluir que para un sismo severo de 7.0 a 8.0 M_s y aceleración superficial máxima de 0.40g, el suelo será susceptible hacer licuable de 0.00 hasta los 2.45m de profundidad.

GEOMG S.A.C.

Jorge Edinson Morillo Trujillo
INGENIERO CIVIL - REG. CIP 68738
REG. CONSULON 2-1794

5.4.2 Factor de Seguridad

Se ha utilizado la fórmula de Terzaghi y Peck (1967) con factores de carga dados por Vesic (1973).

$$q_d = S_c \cdot c' \cdot N_c + S_q \cdot \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q + 0.5 \cdot S_\gamma \cdot \gamma_2 \cdot B \cdot N_\gamma$$

Donde:

- q_d : Capacidad de carga (Kg/cm²)
- γ_1 : Peso específico por encima de la cimentación (gr/cm³)
- γ_2 : Peso específico por debajo de la cimentación (gr/cm³)
- B : Ancho de la cimentación (m)
- D_f : Profundidad de cimentación (m)
- S_c, S_γ, S_q : Factores de forma
- N_c, N_q, N_γ : Factores de carga, en función de ϕ
- ϕ : Ángulo de fricción interna del suelo
- c' : Cohesión (kg/cm²)

5.5 Aspectos sísmicos

Según Norma E- 030 el área de estudio se ubica en la zona 03, correspondiéndole un factor de zona $Z = 0.40$. Para el diseño Sismorresistente se tiene los siguientes parámetros:

Periodo predominante T_p (s) = 0.6 seg.
 Factor de ampliación del suelo $S = 1.2$

6.0 ANALISIS QUIMICO

Del análisis químico a la muestra de suelo de la calicata siguiente se tiene:

SONDAJE	MUESTRA	PROFUNDIDAD N.F. (m)	ION CLORUROS (ppm)	ION SULFATOS (ppm)	SALES SOLUBLES TOTALES (ppm)	pH
SPT-01	AGUA	0.90	754	1521	5124	6.5

Del análisis químico el suelo será agresivo a las estructuras de concreto y acero expuestas al suelo. Se recomienda el uso de Cemento Portland Tipo V y el uso de aditivos densificadores de mezcla, como los impermeabilizantes para proteger el acero del alto contenido de ion cloruros.

GEOMG S.A.C.

Jorge Edinson Morillo Trujillo
 INGENIERO CIVIL - REG. CIP 68738
 REG. CONSUCITE 22554

GEOMG S.A.C.

Geotecnia en Proyectos de Edificaciones, Eléctricas, Hidráulicas y Pavimentos. Mecánica de Suelos, Concreto y Asfalto.

Urb. Bellamar II Etapa Ma. B2 - Lt. 8-9 Nuevo Chimbote, Santa, Ancash.

Teléfono: (043) 317116 - (043)313954 / Claro: 943355197 / Nextel: 918*5953 / E-mail: geomg17@yahoo.es

PRESION ADMISIBLE POR ASENTAMIENTO

(SEGÚN TERZAGHI, K. PECK, R. MESRI G. (1996))

$$q_a = 0.096 \frac{(N_{60})^{0.75}}{B^{0.75}} f_s f_{pr} f_f$$

Donde:

- q_a - presión admisible por asentamiento en suelos granulares en kg/cm^2 .
- N_{60} - promedio número de golpes del ensayo estándar de penetración en la zona Z; corregido por longitud de barras, diámetro de la perforación y energía.
- f_s - factor de corrección por asentamiento admisible.
- f_{pr} - factor de corrección por variación de la Napa Freática.
- f_f - factor de corrección por la forma de la zapata.
- B - ancho efectivo de la cimentación en m.

GEOMG S.A.C.

$$f_f = \frac{S_{c(L/B=1)}}{S_{c(L/B)}} \quad 1$$

$$\text{si } L/B > 1 \quad f_f = \frac{1}{\left[\frac{1.25 (L/B)}{(L/B) + 0.25} \right]^2}$$

$$\text{si } L/B = \infty \quad f_f = 0.64$$

$$f_s = \frac{\delta_{t-}}{25 \text{ mm}}$$

Si:

$N_{60} =$	24	
$B =$	7.3	m
$L =$	31.8	m
$f_{pr} =$	0.72	
$f_{pr} =$	0.88	
$\delta_{t-} =$	25.40	mm
$f_s =$	1.00	

$q_a = 1.16 \text{ Kg/cm}^2$

GEOMG S.A.C.

Jorge Edinson Morillo Prujillo
INGENIERO CIVIL - REG. CIP 66738
REG. CONSTRUC 02754

5.4.2 Factor de Seguridad

Se ha utilizado la fórmula de Terzaghi y Peck (1967) con factores de carga dados por Vesic (1973).

$$q_d = Sc \cdot c^{*N} / c + Sq \cdot \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q + 0.5 \cdot S_\gamma \cdot \gamma_2 \cdot B \cdot N_\gamma$$

Donde:

- q_d : Capacidad de carga (kg/cm²)
- γ_1 : Peso específico por encima de la cimentación (gr/cm³)
- γ_2 : Peso específico por debajo de la cimentación (gr/cm³)
- B : Ancho de la cimentación (m)
- D_f : Profundidad de cimentación (m)
- Sc, S_γ, Sq : Factores de forma
- N_c, N_q, N_γ : Factores de carga, en función de ϕ
- ϕ : Ángulo de fricción interna del suelo
- c : Cohesión (kg/cm²)

5.5 Aspectos sísmicos

Según Norma E- 030 el área de estudio se ubica en la zona 03, correspondiéndole un factor de zona $Z = 0.40$. Para el diseño Sismorresistente se tiene los siguientes parámetros:

Periodo predominante T_p (s) = 0.6 seg.

Factor de ampliación del suelo $S = 1.2$

6.0 ANALISIS QUIMICO

Del análisis químico a la muestra de suelo de la calicata siguiente se tiene:

SONDAJE	MUESTRA	PROFUNDIDAD N.F. (m)	ION CLORUROS (ppm)	ION SULFATOS (ppm)	SALES SOLUBLES TOTALES (ppm)	pH
SPT-01	AGUA	0.90	754	1521	5124	6.5

Del análisis químico el suelo será agresivo a las estructuras de concreto y acero expuestas al suelo. Se recomienda el uso de Cemento Portland Tipo V y el uso de aditivos densificadores de mezcla, como los impermeabilizantes para proteger el acero del alto contenido de ion cloruros.

GEOMG S.A.C.

Jorge Edinson Morillo Prujillo
INGENIERO CIVIL - REG. CIP 68738
REG. CONSUCCION 52594

FACTOR DE SEGURIDAD POR ESFUERZO CORTANTE

DATOS GENERALES		°
Angulo de Fricción	34	
Cohesión (c)	0.00	ton/m2
Peso Especifico de Suelo por encima del N.C.	1.50	ton/m3
Peso Especifico de Suelo altura del N.F.	0.80	ton/m3
Peso Especifico de Suelo por debajo del N.C.	0.80	ton/m3
Relación	0.23	
Ancho Largo (B/L)		m
Nivel freatico	0.80	

$q_d = Sc \cdot c^{0.5} N_c + Sq \cdot \gamma_1 \cdot Df + N'q + 0.5 \cdot Sq \cdot \gamma_2 \cdot B \cdot N'q$
 Donde:
 q_d : Capacidad de carga (kg/cm²)
 γ_1 : Peso específico por encima de la cimentación (gr/cm³)
 γ_2 : Peso específico por debajo de la cimentación (gr/cm³)
 B : Ancho de la cimentación (m)
 Df : Profundidad de cimentación (m)
 $Sc, Sq, \gamma_1, \gamma_2$: Factores de forma
 $N_c, N'q, N'q$: Factores de carga en función de ϕ
 ϕ : Ángulo de fricción interna del suelo
 c : Cohesión (kg/cm²)

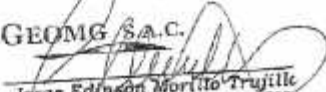
N.F. entre superficie y N.C.	
(Sumergido)	$\gamma = 1$
(LOSA DE CIMENTACION)	
Corrido	

FORMA	FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA			FACTORES DE FORMA		
	N'c	N'q	Sc	Sq	Sy	Sq
Circular	18.71	10.00	1.12	0.91		1.16

DETERMINACION DE LA CAPACIDAD PORTANTE

Tipo de Cimentación	Profundidad (m)	Ancho (B) (m)	Qd (Kg/ton2)
Continuo	3.00	7.30	4.63
	3.00	7.30	4.63
	3.00	7.30	4.63

Comparando este valor con la capacidad admisible por asentamiento, podemos concluir que la losa de cimentación se dimensiona de acuerdo a la presión admisible por asentamiento, los factores de seguridad satisfacen las exigencias de la NTE E-050. El factor de seguridad por esfuerzo cortante es mayor a 3.

GEOMG S.A.C.

 Jorge Edinson Morillo Trujillo
 INGENIERO CIVIL REG. CIP 58738
 REP. CONSULTOR 02564

7.0 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Basándose en los trabajos de campo, ensayos de laboratorio y el análisis correspondiente, se puede concluir lo siguiente:

- El suelo de fundación en la superficie (0.50m), está conformado por unas losas de concreto simple y un relleno con material afirmado y desperdicios. De 0.50m a 3.00m de profundidad, el suelo está conformado por arenas mal graduadas con limos (SP-SM) y arenas limosas (SM), suelta a medianamente compacta, húmeda a saturada de color beige oscuro y finos no plásticos. De 3.00m a 8.50m de profundidad, el suelo está conformado por arenas mal graduadas con limos (SP-SM) y arenas limosas (SM), medianamente compacta a compacta, saturada de color beige oscuro y finos no plásticos. El nivel freático se registró a los 0.90m de profundidad, medido desde el nivel de piso existente.
- Del análisis de licuación de suelos, se puede concluir que para un sismo severo de 7.0 a 8.0 Ms y aceleración superficial máxima de 0.40g, el suelo será susceptible hacer licuable hasta los 2.45m de profundidad.
- Del análisis de cimentación:

De acuerdo a la descripción del perfil estratigráfico y parámetros de resistencia, se recomienda cimentar sobre un estrato no susceptible hacer licuable, ante ello se recomienda una profundidad de desplante a partir de los 3.00m, medido desde el nivel de piso existente y cimentado a través de una losa de cimentación armada. Se recomienda colocar un subcimiento de concreto ciclope (1:8 + 30% PM), vibrado y con acelerante de fragua de 1.80m de altura apoyada a los 3.00m de profundidad, a fin de apoyar la losa de cimentación a los 1.20m de profundidad.

Presión admisible por asentamiento:

Losa de cimentación: Si $D_f = 3.00$ m, $B = 7.30$ m y $B/L = 0.23$

$$Q_{ad} = 1.16 \text{ kg/cm}^2$$

- Según Norma E-030 el área de estudio se ubica en la zona 03, correspondiéndole un factor de zona $Z = 0.40$. Para el diseño Sismorresistente se tiene los siguientes parámetros:

Periodo predominante $T_p (s) = 0.6$ seg.
Factor de ampliación del suelo $S = 1.2$

- La excavación del suelo será dificultosa por la presencia del nivel freático, siendo necesario el uso de una retroexcavadora y motobombas.

GEOMG S.A.C.

Jorge Edinson Morillo Trujillo
INGENIERO CIVIL - REG. CIP 68730
RUC. CONSUCONE 02554

GEOMG S.A.C.

Geotecnia en Proyectos de Edificaciones, Eléctricas, Hidráulicas y Pavimentos. Mecánica de Suelos, Concreto y Asfalto.

Urb. Bellamar II Etapa Mz. B2 - Lt. 8 - 9 Nuevo Chimbote, Santa, Arecash.

Teléfono: (043) 317116 - (043)313954 / Claro: 943355197 / Nextel: 818*5953 / E-mail: geomg17@yahoo.es

- Se recomienda que antes de proceder al mejoramiento del suelo de fundación, consistente en el remplazo del estrato licuable por un material no licuable como el concreto ciclópico, se realice la calzadura de las estructuras colindantes, afin de evitar su asentamiento y colapso. La excavación se realizara por tramos y una vez realizada la misma, se procederá de inmediato al llenado de concreto afin de evitar la socavación del terreno.
- Para el diseño de pisos y veredas, se recomienda la eliminación del material no calificado y remplazarlo con un material de relleno calificado tipo afirmado afirmado (A1-a (0) o A1-b (0)), con un CBR $\geq 30\%$ y una sección mínima de 10cm de espesor, perfilado y compactado hasta alcanzar el 95% de su máxima densidad seca. Luego colocar un concreto con una resistencia a la compresión de $f'c=175\text{kg/cm}^2$ y un espesor mínimo de 10cm. (SEGÚN NORMA CE.010 PAVIMENTOS URBANOS).
- Del análisis químico el suelo será agresivo a las estructuras de concreto y acero expuestas al suelo. Se recomienda el uso de Cemento Portland Tipo V y el uso de aditivos densificadores de mezcla, como los impermeabilizantes para proteger el acero del alto contenido de ion cloruros.

GEOMG

GEOMG S.A.C.

Jorge Edinson Morillo Trujillo
INGENIERO CIVIL - REG. CIP 86738
REG. CONSUC. 006 02554

ANEXO I
REGISTRÓ DE SONDAJE SPT

GEOMG S.A.C.

Geotecnia en Proyectos de Edificaciones, Eléctricas, Hidráulicas y Pavimentos. Mecánica de Suelos, Concreto y Asfalto.

Urb. Bellamar II Etapa Ma. B2 - Lt. 8 - 9 Nuevo Chimbo, Santa, Ancash.

Teléfono: (043) 317116 - (043) 515954 / Celular: 945355197 / Nextel: 818*5933 / E-mail: geomg17@yahoo.es

PROYECTO : COMERCIO VIVIENDA MULTIFAMILIAR
 SOLICITA : JORGE AMERICO BENAVIDES VILLARINO
 DEPARTAMENTO : ANCASH PROVINCIA : SANTA DISTRITO : CHIMBOTE COORDENADAS UTM (WGS 84):
 FECHA: 14/04/2014

REGISTRO DE SONDAGE

SONDAJE: SPT-01 Profundidad Total (m): 8.45
 TIPO DE SONDAGE: SPT con Wash Poring Profundidad N.F (m): 0.90

PROFUNDIDAD (m)	BOZA DE EXCAVACION	ESPESES DE ESTRATO (mm)	MUESTRAS OBTENIDAS	PRUEBAS DE CAMPO		SIMBOLO	DESCRIPCION DEL MATERIAL	CLASIFICACION (USCS)	PRUEBA DE PENETRACION ESTANDAR		
				D.N.	H.M. (%)				Prof. (m)	Nº Golpes	Gráfico de N°
0.00									6.00	N = 54 15 = 14 30 = 26 45 = 28	
6.45			M-7		35.99		Arena Mal Graduada con Limo (SP-SM): 0.08% de arena fina, subsuolada: 91.33% de arena media a fina y 7.60% de finos no plásticos. Condición in situ: Muy compacto, saturado de color beige oscuro.	SP-SM	7.00	N = 69 15 = 10 30 = 24 45 = 35	
7.00			M-8		24.77		Arena Mal Graduada con Limo (SP-SM): 55.43% de arena media a fina y 11.57% de finos no plásticos. Condición in situ: Muy compacto, saturado de color beige oscuro.	SP-SM	7.45	N = 77 15 = 7 30 = 27 45 = 30	
8.00			M-9		27.56		Arena Mal Graduada con Limo (SP-SM): 66.14% de arena media a fina y 11.86% de finos no plásticos. Condición in situ: Muy compacto, saturado de color beige oscuro.	SP-SM	8.45	N = 77 15 = 7 30 = 27 45 = 30	en 5"
9.00											

GEOMG S.A.C.

Jorge Edinson Morillo Trujillo
 INGENIERO CIVIL - REG. CIP 68738
 REG. CONSUCCION/COSMA

ANEXO II
ANALISIS DE LICUACION
(DLICUAC)

GEOMG S.A.C.

Geotecnia en Proyectos de Edificaciones, Eléctricas, Hidráulicas y Pavimentos, Mecánica de Suelos, Concreto y Asfalto.

Urb. Bellamar II Etapa Mz. B2 - Lt. 6 - 9 Nuevo Chimbote, Santa, Ancash.

Teléf: (043) 317116 - (043)313954 / Claro: 943355197 / Nextel: 818*5953 / E-mail: geomg17@yahoo.es

EVALUACION DEL POTENCIAL DE LICUACION DE SUELOS

PROYECTO : COMERCIO VIVIENDA MULTIFAMILAR
SOLICITADO : JORGE AMERICO REMUZGO VILLARINO
UBICACION : Dist: CHIMBOTE, Prov: SANTA, Depart: ANCASH
FECHA : 14/04/2014

SONDAJE: SPT-01


VALOR DE LA MAGNITUD: 7.0 Ms

ACELERACION MAXIMA: 0.15 g

NIVEL FREATICO: 0.90 m

PROF (mt)	CLASIF (SUCS)	DENSIDAD (Ton/m ³)	SPT (N)	ESF TOT (Kg/cm ²)	ESF EFEC (Kg/cm ²)	FRL 1	FRL 2
1.45	SP-SM	1.58	4	0.229	0.174	0.944	1.307
2.45	SM	1.59	8	0.388	0.233	1.504	2.405
3.45	SP-SM	1.66	24	0.554	0.299	8.387	9.488
4.45	SM	1.68	30	0.722	0.367	7.965	9.079
5.45	SP-SM	1.72	41	0.894	0.439	7.784	8.914
6.45	SP-SM	1.72	41	1.066	0.511	7.712	8.846
7.45	SP-SM	1.75	48	1.241	0.586	7.731	8.861
8.45	SP-SM	1.76	50	1.417	0.662	7.807	8.917

GEOMG S.A.C.


Jorge Edinson Morillo Trujillo
INGENIERO CIVIL - REG. CIP 66736
REG. CONSUCION 02554

GEOMG S.A.C.

Geotecnia en Proyectos de Edificaciones, Eléctricas, Hidráulicas y Pavimentos. Mecánica de Suelos, Concreto y Asfalto.

Urb. Bellavista II Etapa Mz. B2 - Lt. 8 - 9 Nuevo Chimbozo, Santa, Ancash.

Teléf: (043) 317116 - (043)313954 / Claro: 943355197 / Nextel: 818*5953 / E-mail: geomg17@yahoo.es

EVALUACION DEL POTENCIAL DE LICUACION DE SUELOS

PROYECTO : COMERCIO VIVIENDA MULTIFAMILAR
SOLICITADO : JORGE AMERICO REMUZGO VILLARINO
UBICACION : Dist: CHIMBOTE, Prov: SANTA, Depart: ANCASH
FECHA : 14/04/2014

SONDAJE: SPT-01

VALOR DE LA MAGNITUD: 7.0 Ms

ACELERACION MAXIMA: 0.40 g

NIVEL FREATICO: 0.90 m

PROF (mt)	CLASIF (SUCS)	DENSIDAD (Ton/m ³)	SPT (N)	ESF TOT (Kg/cm ²)	ESF EFEC (Kg/cm ²)	F R L 1	F R L 2
1.45	SP-SM	1.58	4	0.229	0.174	0.354	0.490
2.45	SM	1.59	8	0.388	0.233	0.564	0.902
3.45	SP-SM	1.66	24	0.554	0.299	3.145	3.558
4.45	SM	1.68	30	0.722	0.367	2.987	3.405
5.45	SP-SM	1.72	41	0.894	0.439	2.919	3.343
6.45	SP-SM	1.72	41	1.066	0.511	2.892	3.317
7.45	SP-SM	1.75	48	1.241	0.586	2.899	3.323
8.45	SP-SM	1.76	50	1.417	0.662	2.928	3.344

GEOMG S.A.C.

Jorge Edinson Morillo Trujillo
INGENIERO CIVIL - REG. CIP 82738
REG. CONSUCION 0254

GEOMG S.A.C.

Geotecnia en Proyectos de Edificaciones, Eléctricas, Hidráulicas y Pavimentos. Mecánica de Suelos, Concreto y Asfalto.

Urb. Bellamar II Etapa Mz. E2 - Lt. 8 - 9 Nuevo Chimbote, Santa, Ancash.

Teléf: (043) 317116 - (043)313954 / Claro: 943355197 / Nextel: 818*5953 / E-mail: geomg17@yahoo.es

EVALUACION DEL POTENCIAL DE LICUACION DE SUELOS

PROYECTO : COMERCIO VIVIENDA MULTIFAMILAR
SOLICITADO : JORGE AMERICO REMUZGO VILLARINO
UBICACION : Dist: CHIMBOTE, Prov: SANTA, Depart: ANCASH
FECHA : 14/04/2014

SONDAJE: SPT-01

VALOR DE LA MAGNITUD: 8.0 Ms

ACELERACION MAXIMA: 0.15 g

NIVEL FREATICO: 0.90 m

PROF (m)	CLASIF (SUCS)	DENSIDAD (Ton/m ³)	SPT (N)	ESF TOT (Kg/cm ²)	ESF EFEC (Kg/cm ²)	FRL 1	FRL 2
1.45	SP-SM	1.58	4	0.229	0.174	0.807	1.120
2.45	SM	1.59	8	0.388	0.233	1.285	2.061
3.45	SP-SM	1.66	24	0.554	0.299	8.387	8.132
4.45	SM	1.68	30	0.722	0.367	7.965	7.782
5.45	SP-SM	1.72	41	0.894	0.439	7.784	7.640
6.45	SP-SM	1.72	41	1.066	0.511	7.712	7.582
7.45	SP-SM	1.75	48	1.241	0.586	7.731	7.595
8.45	SP-SM	1.76	50	1.417	0.662	7.807	7.643

GEOMG S.A.C.

Jorge Edinson Morillo Trujillo
INGENIERO CIVIL - REG. CIP 68738
REG. CONSULTOR 57551

GEOMG S.A.C.

Geotecnia en Proyectos de Edificaciones, Eléctricas, Hidráulicas y Pavimentos. Mecánica de Suelos, Concreto y Asfalto.

Urb. Bellamar II Etapa Mz. B2 - Lt. 8 - 9 Nuevo Chimbote, Santa, Ancash.

Teléf: (043) 317116 - (043)313954 / Claro: 943355197 / Nextel: 818*5953 / E-mail: geomg17@yahoo.es

EVALUACION DEL POTENCIAL DE LICUACION DE SUELOS

PROYECTO : COMERCIO VIVIENDA MULTIFAMILAR
SOLICITADO : JORGE AMERICO REMUZGO VILLARINO
UBICACION : Dist: CHIMBOTE, Prov: SANTA, Depart: ANCASH
FECHA : 14/04/2014

SONDAJE: SPT-01
VALOR DE LA MAGNITUD: 8.0 Ms
ACELERACION MAXIMA: 0.40 g
NIVEL FREATICO: 0.90 m

PROF (mt)	CLASIF (SUCS)	DENSIDAD (Ton/m3)	SPT (N)	ESF TOT (Kg/cm2)	ESF EFEC (Kg/cm2)	F R L 1	F R L 2
1.45	SP-SM	1.58	4	0.229	0.174	0.302	0.420
2.45	SM	1.59	8	0.388	0.233	0.482	0.773
3.45	SP-SM	1.66	24	0.554	0.299	3.145	3.050
4.45	SM	1.68	30	0.722	0.367	2.987	2.918
5.45	SP-SM	1.72	41	0.894	0.439	2.919	2.865
6.45	SP-SM	1.72	41	1.066	0.511	2.892	2.843
7.45	SP-SM	1.75	48	1.241	0.586	2.899	2.848
8.45	SP-SM	1.76	50	1.417	0.662	2.928	2.866

GEOMG S.A.C.

Jorge Edison Morillo Trujillo
INGENIERO CIVIL / REG. CIP 68738
REG. CONSUCODE 2014

ANEXO III
RESULTADO DE ENSAYOS DE LABORATORIO

Proyecto	: COMERCIO VIVIENDA MULTIFAMILIAR	Fecha	: 14/04/2014
Solicitante	: JORGE AMERICO REMUZGO VILLARINO	Provincia	: SANTA
Departamento	: ANCASH	Distrito	: CHIMBOTE
Sondaje	: SPT-01	Muestra	: M-01 De: 0.80 a 1.00 m.

1. ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO (ASTM - D421)

Mallas	Abertura (mm)	Peso Residuo (grs)	% Pasa
3"	75.000		
2"	50.800		
1 1/2"	38.100		
1"	25.400		
3/4"	19.000		
1/2"	12.500	0.00	100.00
3/8"	9.500	22.20	96.22
N° 4	4.750	22.10	90.46
N° 10	2.000	45.80	88.60
N° 20	0.850	32.80	73.84
N° 40	0.420	43.00	64.16
N° 60	0.250	56.50	51.89
N° 100	0.150	136.70	21.82
N° 200	0.075	52.80	10.66
< N° 200		49.00	

2. LIMITES DE CONSISTENCIA (ASTM - D4316)

A. LIMITE LIQUIDO

Procedimiento	Fórmula	Tara No
1. No de Gobier		
2. Peso Tara, [gr]		
3. Peso Tara + Suelo Humedo, [gr]		
4. Peso Tara + Suelo Seco, [gr]		
5. Peso Agua, [gr]	(3)-(4)	
6. Peso Suelo Seco, [gr]	(4)-(2)	
7. Contenido de Humedad, [%]	(5)/(6)*100	

NO PRESENTA

B. LIMITE PLASTICO

Procedimiento	Fórmula	Tara No
1. Peso Tara, [gr]		
2. Peso Tara + Suelo Húmedo, [gr]		
3. Peso Tara + Suelo Seco, [gr]		
4. Peso Agua, [gr]	(2)-(3)	
5. Peso Suelo Seco, [gr]	(3)-(1)	
6. Contenido de Humedad, [%]	(4)/(5)*100	

NO PLASTICO

3. CONTENIDO DE HUMEDAD (ASTM - D2216)

Procedimiento	Fórmula	Tara No
1. Peso Tara, [gr]		77
2. Peso Tara + Suelo Húmedo, [gr]		80.00
3. Peso Tara + Suelo Seco, [gr]		66.70
4. Peso Agua, [gr]	(2)-(3)	11.30
5. Peso Suelo Seco, [gr]	(3)-(1)	50.20
6. Contenido de Humedad, [%]	(4)/(5)*100	22.51

RESUMEN

Grava (No.4 < Diam < 3")	0.54%
Grava Gruesa (3/4" < Diam < 3")	0.00%
Grava Fina (No.4" < Diam < 3/4")	0.54%
Arena (No.200 < Diam < No.4)	79.91%
Arena Gruesa (No.10 < Diam < No.4)	9.86%
Arena Meda (No.40 < Diam < No.10)	16.45%
Arena Fina (No.200 < Diam < No.40)	53.61%
Finos (Diam < No.200)	10.99%
Límite Líquido	-
Límite Plástico	N.P.
Índice Plasticidad	N.P.
Contenido de Humedad	22.51%
Clasificación SUCS	SP-SM

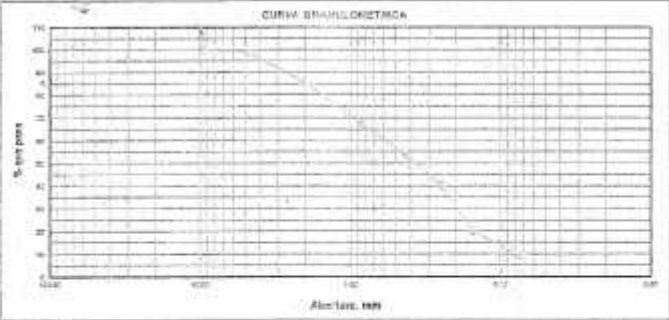
Realizado por: VH
Revisado por: JMT

GEOMG S.A.C.
Jorge Edilson Morillo Trujillo
INGENIERO CIVIL - REG. CIP 66738
RPL CONSUCIONE C2554

Proyecto	: COMERCIO VIVIENDA MULTIFAMILIAR			Fecha	: 14/04/2014
Solicitante	: JORGE AMERICÓ REMUZGO VILLARINO				
Departamento	: ANCASH	Provincia	: SANTA	Distrito	: CHIMBOTE
Sondeo	: SPT-01	Muestra	: M-02	De:	1.00 a 1.45 m.

1. ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO (ASTM - D421)

Peso Inicial Seco, [gr]	32.40		
Peso Lavado y Seco, [gr]	29.40		
Malla	Abertura [mm]	Peso Retenido [gr]	% Pasa
3"	76.200		
2"	50.800		
1 1/2"	38.100		
1"	25.400		
3/4"	19.000		
1/2"	12.500		
3/8"	9.500	0.00	100.00
N° 4	4.750	0.30	99.07
N° 10	2.000	4.40	86.48
N° 20	0.850	5.80	87.88
N° 40	0.425	4.50	85.70
N° 60	0.250	4.30	80.43
N° 100	0.150	6.70	19.71
N° 200	0.075	3.40	6.26
< N° 200		3.00	



2. LIMITES DE CONSISTENCIA (ASTM - D4318)

A. LIMITE LIQUIDO

Procedimiento	Fórmula	Tara No
1. No de Golpes		
2. Peso Tara, [gr]		
3. Peso Tara + Suelo Húmedo, [gr]		
4. Peso Tara + Suelo Seco, [gr]		
5. Peso Agua, [gr]	(3)-(4)	
6. Peso Suelo Seco, [gr]	(4)-(2)	
7. Contenido de Humedad, [%]	(5)/(6)*100	

NO PRESENTA


B. LIMITE PLASTICO

Procedimiento	Fórmula	Tara No
1. Peso Tara, [gr]		
2. Peso Tara + Suelo Húmedo, [gr]		
3. Peso Tara + Suelo Seco, [gr]		
4. Peso Agua, [gr]	(3)-(2)	
5. Peso Suelo Seco, [gr]	(3)-(1)	
6. Contenido de Humedad, [%]	(4)/(5)*100	

NO PLASTICO


3. CONTENIDO DE HUMEDAD (ASTM - D2216)

Procedimiento	Fórmula	Tara No
1. Peso Tara, [gr]		20.15
2. Peso Tara + Suelo Húmedo, [gr]		46.90
3. Peso Tara + Suelo Seco, [gr]		42.00
4. Peso Agua, [gr]	(2)-(3)	4.90
5. Peso Suelo Seco, [gr]	(3)-(1)	21.85
6. Contenido de Humedad, [%]	(4)/(5)*100	22.43



RESUMEN

Grava (No. 4 < Diam < 3")	0.95%
Grava Gruesa (3/4" < Diam < 2")	0.00%
Grava Fina (No. 4 < Diam < 3/4")	0.95%
Arena (No. 200 < Diam < No. 4)	89.81%
Arena Gruesa (No. 10 < Diam < No. 4)	13.58%
Arena Medía (No. 40 < Diam < No. 10)	31.79%
Arena Fina (No. 200 < Diam < No. 40)	44.44%
Finos (Diam < No. 200)	9.38%
Límite Líquido	-
Límite Plástico	N.P.
Índice Plasticidad	N.P.
Contenido de Humedad	22.43%
Clasificación SUCS	SP-SM

GEOMG S.A.C.

Jorge Edinson Morillo Trujillo
 INGENIERO CIVIL - REG. CIP 68739
 REG. CONSUCODE C2654

Realizado por: VV
 Revisado por: JMT

Proyecto	COMERCIO VIVIENDA MULTIFAMILIAR	Fecha	14/04/2014
Solicitante	JORGE AMERICO REMUZGO VILLARINO	Provincia	SANTA
Departamento	ANCASH	Distrito	CHIMBOTE
Sonda/s	SPT-01	Muestra	M-03
		De:	2.00 a 2.45 m.

1. ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO (ASTM - D421)

Peso Inicial Seco, [gr]	78.80
Peso Lavado y Seco, [gr]	66.40

Tamiz	Abertura [mm]	Peso Retenido [grs]	% Paso
3"	76.200		
2"	50.800		
1 1/2"	38.100		
1"	25.400		
3/4"	19.000		
1/2"	12.500	0.00	100.00
3/8"	9.500	1.70	97.84
N° 4	4.750	9.90	88.00
N° 10	2.000	0.80	91.88
N° 20	0.840	0.50	93.74
N° 40	0.420	2.80	87.18
N° 60	0.250	8.20	76.60
N° 100	0.150	32.20	36.53
N° 200	0.075	15.60	15.74
< N° 200		12.40	

2. LIMITES DE CONSISTENCIA (ASTM - D4318)

A. LIMITE LIQUIDO

Procedimiento	Fórmula	Tara No
1. No de Golpes		
2. Peso Tara, [gr]		
3. Peso Tara + Suelo Húmedo, [gr]		
4. Peso Tara + Suelo Seco, [gr]		
5. Peso Agua, [gr]	(3)-(4)	
6. Peso Suelo Seco, [gr]	(4)-(5)	
7. Contenido de Humedad, [%]	(5)/(6)*100	

NO PRESENTA

B. LIMITE PLASTICO

Procedimiento	Fórmula	Tara No
1. Peso Tara, [gr]		
2. Peso Tara + Suelo Húmedo, [gr]		
3. Peso Tara + Suelo Seco, [gr]		
4. Peso Agua, [gr]	(2)-(3)	
5. Peso Suelo Seco, [gr]	(3)-(4)	
6. Contenido de Humedad, [%]	(4)/(5)*100	

NO PLASTICO

3. CONTENIDO DE HUMEDAD (ASTM - D2216)

Procedimiento	Fórmula	Tara No
1. Peso Tara, [gr]		17
2. Peso Tara + Suelo Húmedo, [gr]		37.00
3. Peso Tara + Suelo Seco, [gr]		31.60
4. Peso Agua, [gr]	(2)-(3)	5.40
5. Peso Suelo Seco, [gr]	(3)-(4)	19.50
6. Contenido de Humedad, [%]	(4)/(5)*100	27.69

RESUMEN

Grava (No.4 < Diam < 3")	7.11%
Grava Gruesa (3/4" < Diam < 2")	0.00%
Grava Fina (No.4 < Diam < 3/4")	7.11%
Arena (No.20 < Diam < No.4)	77.10%
Arena Gruesa (No.10 < Diam < No.4)	1.02%
Arena Media (No.40 < Diam < No.10)	4.70%
Arena Fina (No.200 < Diam < No.40)	71.46%
Finos (Diam < No.200)	15.74%
Límite Líquido	-
Límite Plástico	N.P.
Índice Plasticidad	N.P.
Contenido de Humedad	27.69%
Clasificación SUCS	SM

GEOMG S.A.C.

Jorge Edison Morillo Trujillo
 INGENIERO CIVIL / REG. CIP 68738
 REG. CONSULTORIO 62554

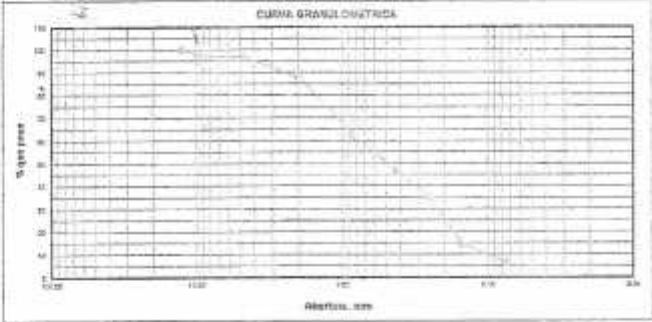
Realizado por: VH

Revisado por: JMT

Proyecto : COMERCIO VIVIENDA MULTIFAMILIAR
Solicitante : JORGE AMERICO REMUZGO VILLARINO **Fecha** : 14/04/2014
Departamento : ANCASH **Provincia** : SANTA **Distrito** : CHIMBOTE
Sondaje : SPT-01 **Muestra** : M-04 **De:** 3.00 a 3.45 m.

1. ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO (ASTM - D421)

Abertura (mm)	Peso Retenido (gr)	% Paso
Peso Inicial Seco, [gr]	298.00	
Peso Lavado y Seco, [gr]	278.80	
3"	75.000	
2"	65.800	
1 1/2"	36.100	
1"	25.400	
3/4"	19.000	
1/2"	12.500	0.00
3/8"	3.200	7.80
N° 4	4.700	0.00
N° 10	2.000	27.30
N° 20	0.540	74.80
N° 40	0.430	46.48
N° 60	0.290	33.20
N° 100	0.190	14.86
N° 200	0.074	24.20
< N° 200		6.44



2. LIMITES DE CONSISTENCIA (ASTM - D4318)

A. LIMITE LIQUIDO

Procedimiento	Fórmula	Tare No
1. No de Golpes		
2. Peso Tara, [gr]		
3. Peso Tara + Suelo Húmedo, [gr]		
4. Peso Tara + Suelo Seco, [gr]		
5. Peso Agua, [gr]	(3)-(2)	
6. Peso Suelo Seco, [gr]	(4)-(2)	
7. Contenido de Humedad, [%]	(5)/(6)x100	

NO PRESENTA

B. LIMITE PLASTICO

Procedimiento	Fórmula	Tare No
1. Peso Tara, [gr]		
2. Peso Tara + Suelo Húmedo, [gr]		
3. Peso Tara + Suelo Seco, [gr]		
4. Peso Agua, [gr]	(3)-(2)	
5. Peso Suelo Seco, [gr]	(3)-(2)	
6. Contenido de Humedad, [%]	(4)/(5)x100	

NO PLASTICO

3. CONTENIDO DE HUMEDAD (ASTM - D2216)

Procedimiento	Fórmula	Tare No
1. Peso Tara, [gr]		13.40
2. Peso Tara + Suelo Húmedo, [gr]		59.20
3. Peso Tara + Suelo Seco, [gr]		50.00
4. Peso Agua, [gr]	(2)-(3)	8.20
5. Peso Suelo Seco, [gr]	(3)-(1)	36.60
6. Contenido de Humedad, [%]	(4)/(5)x100	22.14



RESUMEN

Grava (No.4 < Diam < 3")	2.92%
Grava Gruesa (3/4" < Diam < 3")	0.00%
Grava Fina (No.4 < Diam < 3/4")	2.92%
Arena (No.200 < Diam < No.4)	90.64%
Arena Gruesa (No.10 < Diam < No.4)	9.16%
Arena Medía (No.40 < Diam < No.10)	41.44%
Arena Fina (No.200 < Diam < No.40)	40.03%
Placa (Diam < No.200)	6.44%
Límite Líquido	-
Límite Plástico	N.P.
Índice Plasticidad	N.P.
Contenido de Humedad	22.14%
Clasificación SLCS	SP-SM

Realizado por: VH
 Revisado por: JMT

GEOMG S.A.C.
 Jorge Edinson Morillo Trujillo
 INGENIERO CIVIL - REG. CIP 86734
 R.E.A. CONSULTOR S.A.S.

Proyecto	: COMERCIO VIVIENDA MULTIFAMILIAR	Fecha	: 14/04/2014
Solicitante	: JORGE AMERICO REMUZZO VILLARINO	Provincia	: SANTA
Departamento	: ANCASH	Distrito	: CHIMBOTE
Sondaje	: SPT-01	Muestra	: M-05
		Dr:	: 4,00 a 4,45 m.

1. ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO (ASTM - D421)

Peso Inicial Seco, [gr]	347.10		
Peso Lavado y Seco, [gr]	230.60		

Mallas	Abertura [mm]	Peso Retenido [gr]	% Pasa
2"	50.00		
2"	50.00		
1 1/2"	38.10		
1"	25.40		
3/4"	19.00		
1/2"	12.50		
3/8"	9.50	0.00	100.00
Nº 4	4.75	0.60	98.85
Nº 10	2.00	5.40	98.27
Nº 20	0.85	26.90	92.36
Nº 40	0.425	19.50	94.33
Nº 60	0.25	14.80	95.86
Nº 100	0.15	54.20	84.45
Nº 200	0.075	107.10	33.69
< Nº 200		116.60	

2. LIMITES DE CONSISTENCIA (ASTM - D4318)

A. LIMITE LIQUIDO

Procedimiento	Fórmula	Tara No
1. No de Golpes		
2. Peso Tara, [gr]		
3. Peso Tara + Suelo Húmedo, [gr]		
4. Peso Tara + Suelo Seco, [gr]		
5. Peso Agua, [gr]	(3)-(2)	
6. Peso Suelo Seco, [gr]	(4)-(2)	
7. Contenido de Humedad, [%]	(5)/(6)*100	

NO PRESENTA

B. LIMITE PLASTICO

Procedimiento	Fórmula	Tara No
1. Peso Tara, [gr]		
2. Peso Tara + Suelo Húmedo, [gr]		
3. Peso Tara + Suelo Seco, [gr]		
4. Peso Agua, [gr]	(2)-(3)	
5. Peso Suelo Seco, [gr]	(3)-(1)	
6. Contenido de Humedad, [%]	(4)/(5)*100	

NO PLASTICO

3. CONTENIDO DE HUMEDAD (ASTM - D2216)

Procedimiento	Fórmula	Tara No
1. Peso Tara, [gr]		93
2. Peso Tara + Suelo Húmedo, [gr]		61.90
3. Peso Tara + Suelo Seco, [gr]		50.60
4. Peso Agua, [gr]	(2)-(3)	11.30
5. Peso Suelo Seco, [gr]	(3)-(1)	37.30
6. Contenido de Humedad, [%]	(4)/(5)*100	30.29

RESUMEN

Grava (No.4 < Diam < 2")	0.17%
Grava Gruesa (24" < Diam < 3")	0.00%
Grava Fina (Nº4 < Diam < 24")	0.17%
Arena (No.200 < Diam < No.4)	96.23%
Arena Gruesa (No.10 < Diam < No.4)	1.56%
Arena Media (No.40 < Diam < No.10)	13.94%
Arena Fina (No.200 < Diam < No.40)	50.73%
Finos (Diam < No.200)	33.89%
Límite Líquido	-
Límite Plástico	N.P.
Índice Plasticidad	N.P.
Contenido de Humedad	30.29%
Clasificación SUCS	SM

GEOMG S.A.C.

Jorge Edinson Morillo Trujillo
 INGENIERO CIVIL - REG. CIP 68734
 REG. COPIA N.º 17101

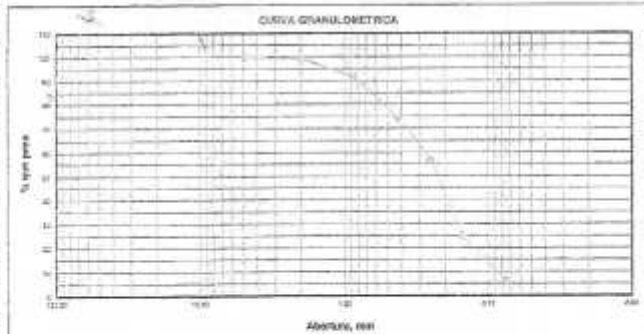
Realizado por: VH

Revisado por: JMT

Proyecto : COMERCIO VIVIENDA MULTIFAMILAR
 Solicita : JORGE AMERICO REMUZGO VILLARINO
 Fecha : 14/04/2014
 Departamento : ANCASH Provincia : SANTA Distrito : CHIMBOTE
 Sondaño : SPT-01 Muestra : M-06 Dr: 5.00 a 5.45 m.

1. ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO (ASTM - D421)

Peso Inicial Seco, [gr]		301.10	
Peso Lavado y Seco, [gr]		283.20	
Retes	Abertura [mm]	Peso Retenido [grs]	% Paso
3"	76.200		
2"	50.800		
1 1/2"	38.100		
1"	25.400		
3/4"	19.000		
1/2"	12.500		
3/8"	9.500		
N° 4	4.750	0.00	100.00
N° 10	2.000	1.70	95.44
N° 20	0.850	23.60	81.55
N° 40	0.425	52.30	74.18
N° 60	0.250	52.90	58.68
N° 100	0.150	90.30	34.71
N° 200	0.075	55.50	5.54
< N° 200		17.90	



2. LIMITES DE CONSISTENCIA (ASTM - D4318)

A. LIMITE LIQUIDO

Procedimiento	Fórmula	Tare No
1. No de Golpes		
2. Peso Tara, [gr]		
3. Peso Tara + Suelo Húmedo, [gr]		
4. Peso Tara + Suelo Seco, [gr]		
5. Peso Agua, [gr]	(3)-(4)	
6. Peso Suelo Seco, [gr]	(4)-(2)	
7. Contenido de Humedad, [%]	(5)/(6)*100	

NO PRESENTA

B. LIMITE PLASTICO

Procedimiento	Fórmula	Tare No
1. Peso Tara, [gr]		
2. Peso Tara + Suelo Húmedo, [gr]		
3. Peso Tara + Suelo Seco, [gr]		
4. Peso Agua, [gr]	(2)-(3)	
5. Peso Suelo Seco, [gr]	(3)-(1)	
6. Contenido de Humedad, [%]	(4)/(5)*100	

NO PLASTICO

3. CONTENIDO DE HUMEDAD (ASTM - D2216)

Procedimiento	Fórmula	Tare No
1. Peso Tara, [gr]		SS
2. Peso Tara + Suelo Húmedo, [gr]		18.10
3. Peso Tara + Suelo Seco, [gr]		65.60
4. Peso Agua, [gr]	(2)-(3)	10.20
5. Peso Suelo Seco, [gr]	(3)-(1)	57.30
6. Contenido de Humedad, [%]	(4)/(5)*100	27.35



RESUMEN

Grava (No.4 < Diam < 3")	0.00%
Grava Gruesa (3/4" < Diam < 2")	0.00%
Grava Fina (1/2" < Diam < 3/4")	0.00%
Arena (No.200 < Diam < No.4)	94.06%
Arena Gruesa (No.10 < Diam < No.6)	0.56%
Arena Meda (No.40 < Diam < No.10)	25.27%
Arena Fina (No.200 < Diam < No.40)	68.22%
Finas (Diam < No.200)	5.54%
Límite Líquido	-
Límite Plástico	N.P.
Índice Plasticidad	N.P.
Contenido de Humedad	27.35%
Clasificación SUCS	SP-SM

Realizado por: VH
 Revisado por: JM7

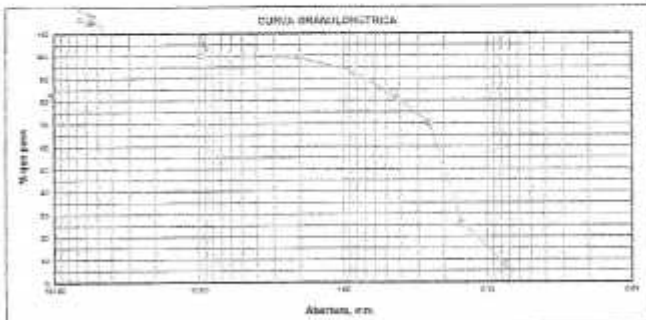
GEOMG S.A.C.

Jorge Edinson Morillo Trujillo
 INGENIERO CIVIL - REG. CIP 68738
 R.S.C. 011117

Proyecto	: COMERCIO VIVIENDA MULTIFAMILIAR	Fecha	: 14/04/2014
Solicita	: JORGE AMERICO REMUZGO VILLARINO	Distrito	: CHIMBOTE
Departamento	: ANCASH	Provincia	: SANTA
Sondeo	: SPT-01	Muestra	: 14-07 De: 6.00 a 6.45 m.

1. ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO (ASTM - D421)

Peso Inicial Seco, [gr]	259.00		
Peso Lavado y Seco, [gr]	236.40		
Malla	Apertura [mm]	Peso Retenido [gr]	% Pasa
3"	76.200		
2"	50.800		
1 1/2"	38.100		
1"	25.400		
3/4"	19.000		
1/2"	12.500		
3/8"	9.525	0.00	100.00
N° 4	4.750	0.30	99.82
N° 10	2.000	2.30	99.83
N° 20	0.840	14.90	93.26
N° 40	0.425	30.60	87.80
N° 60	0.250	39.20	79.68
N° 100	0.150	113.40	36.12
N° 200	0.075	47.60	7.80
< N° 200		10.80	



2. LIMITES DE CONSISTENCIA (ASTM - D4318)

A. LIMITE LIQUIDO

Procedimiento	Fórmula	Tara No
1. No de Golpes		
2. Peso Tara, [gr]		
3. Peso Tara + Suelo Húmedo, [gr]		
4. Peso Tara + Suelo Seco, [gr]		
5. Peso Agua, [gr]	(3)-(4)	
6. Peso Suelo Seco, [gr]	(4)-(2)	
7. Contenido de Humedad, [%]	(5)/(6)*100	

NO PRESENTA

B. LIMITE PLASTICO

Procedimiento	Fórmula	Tara No
1. Peso Tara, [gr]		
2. Peso Tara + Suelo Húmedo, [gr]		
3. Peso Tara + Suelo Seco, [gr]		
4. Peso Agua, [gr]	(2)-(1)	
5. Peso Suelo Seco, [gr]	(3)-(1)	
6. Contenido de Humedad, [%]	(4)/(5)*100	

NO PLASTICO

3. CONTENIDO DE HUMEDAD (ASTM - D2216)

Procedimiento	Fórmula	Tara No
1. Peso Tara, [gr]		13.50
2. Peso Tara + Suelo Húmedo, [gr]		48.40
3. Peso Tara + Suelo Seco, [gr]		41.20
4. Peso Agua, [gr]	(2)-(1)	7.20
5. Peso Suelo Seco, [gr]	(3)-(1)	27.70
6. Contenido de Humedad, [%]	(4)/(5)*100	25.99



RESUMEN

Grava (No.4 < Diam < 3")	0.08%
Grava Gruesa (3/4" < Diam < 3")	0.00%
Grava Fina (1/4" < Diam < 3/4")	0.08%
Arena (No.200 < Diam < No.4)	92.33%
Arena Gruesa (No.10 < Diam < No.4)	0.89%
Arena Medía (No.40 < Diam < No.10)	17.64%
Arena Fina (No.200 < Diam < No.40)	73.80%
Fines (Diam < No.200)	7.80%
Límite Líquido	-
Límite Plástico	N.P.
Índice Plástico	N.P.
Contenido de Humedad	25.99%
Clasificación SUCS	SP-SM

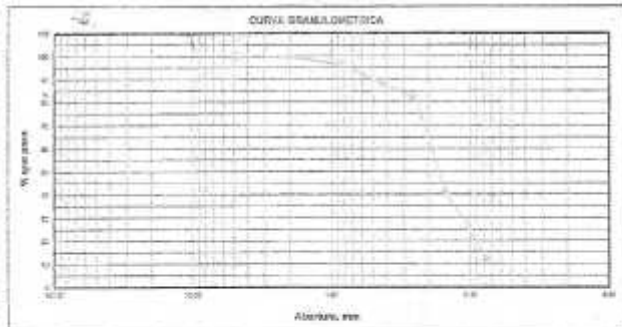
Realizado por: VM
Revisado por: JMT

GEOMG S.A.C.
Jorge Edinson Morillo Trujillo
Jorge Edinson Morillo Trujillo
INGENIERO CIVIL - REG. CIP 65738
R.S.A. 25.11.14

Proyecto	: COMERCIO VIVIENDA MULTIFAMILIAR		Fecha	: 14/04/2014	
Solicitante	: JORGE AMERICO REMUZGO VILLARINO				
Departamento	: ANCASH	Provincia	: SANTA	Distrito	: CHIMBOTE
Sondeo	: SPT-01	Muestra	: M-08	De:	: 7.00 a 7.45 m.

1. ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO (ASTM - D421)

Peso Inicial Seco, [gr]	352.00	
Peso Lavado y Seco, [gr]	320.10	
Mallas	Apertura [mm]	Peso Retenido [grs]
3"	75.000	
2"	50.800	
1 1/2"	38.100	
1"	25.400	
3/4"	19.000	
1/2"	12.500	
3/8"	9.500	
N° 4	4.750	0.00
N° 10	2.000	0.80
N° 20	0.850	12.60
N° 40	0.425	29.10
N° 60	0.250	33.20
N° 100	0.150	148.50
N° 200	0.075	105.90
< N° 200		41.90



2. LÍMITES DE CONSISTENCIA (ASTM - D4318)

A. LÍMITE LÍQUIDO

Procedimiento	Fórmula	Tara No
1. No de Golpes		
2. Peso Tara, [gr]		
3. Peso Tara + Suelo Húmedo, [gr]		
4. Peso Tara + Suelo Seco, [gr]		
5. Peso Agua, [gr]	(3)-(4)	
6. Peso Suelo Seco, [gr]	(4)-(2)	
7. Contenido de Humedad, [%]	(5)/(6)*100	

NO PRESENTA

B. LÍMITE PLÁSTICO

Procedimiento	Fórmula	Tara No
1. Peso Tara, [gr]		
2. Peso Tara + Suelo Húmedo, [gr]		
3. Peso Tara + Suelo Seco, [gr]		
4. Peso Agua, [gr]	(2)-(3)	
5. Peso Suelo Seco, [gr]	(3)-(1)	
6. Contenido de Humedad, [%]	(4)/(5)*100	

NO PLÁSTICO

3. CONTENIDO DE HUMEDAD (ASTM - D2216)

Procedimiento	Fórmula	Tara No
1. Peso Tara, [gr]		70
2. Peso Tara + Suelo Húmedo, [gr]		53.60
3. Peso Tara + Suelo Seco, [gr]		46.50
4. Peso Agua, [gr]	(2)-(3)	8.00
5. Peso Suelo Seco, [gr]	(3)-(1)	32.30
6. Contenido de Humedad, [%]	(4)/(5)*100	24.77



RESUMEN

Grava (No. 4 < Diam < 2")	0.00%
Grava Gruesa (3/4" < Diam < 2")	0.00%
Grava Fina (1/2" < Diam < 3/4")	0.00%
arena (No. 20 < Diam < No. 4)	88.43%
arena Gruesa (No. 10 < Diam < No. 6)	0.22%
arena Media (No. 40 < Diam < No. 10)	11.62%
arena Fina (No. 200 < Diam < No. 40)	78.69%
finas (Diam < No. 200)	11.57%
Límite Líquido	-
Límite Plástico	N.P.
Índice Plástico	N.P.
Contenido de Humedad	24.77%
Clasificación SUCE	SP-SM

Realizado por: VH
 Revisado por: JMT

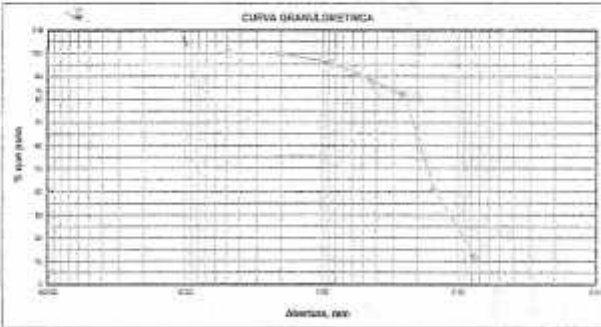
GEOMG S.A.C.

Jorge Edinson Morillo Trujillo
 INGENIERO CIVIL - REG. CIP 68738

Proyecto	: COMERCIO VIVIENDA MULTIFAMILAR	Fecha	: 14/04/2014
Solicitante	: JORGE AMERICO REMUZGO VILLARINO	Distrito	: CHIMBOTE
Departamento	: ANCASH	Provincia	: SANTA
Sondaje	: SPT-01	Muestra	: M-09 De: 8.00 a 8.45 m.

1. ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO (ASTM - D421)

Retes	Abertura [mm]	Peso Retenido [g]	% Pasa
3"	76.200		
2"	50.800		
1 1/2"	38.100		
1"	25.400		
3/4"	19.000		
1/2"	12.500		
3/8"	9.500		
N° 4	4.750	0.00	100.00
N° 10	2.000	0.95	99.73
N° 20	0.850	13.95	95.87
N° 40	0.425	27.00	88.16
N° 60	0.250	22.00	82.61
N° 100	0.150	145.00	61.28
N° 200	0.075	105.30	11.86
< N° 200		42.90	



2. LIMITES DE CONSISTENCIA (ASTM - D4318)

A. LIMITE LIQUIDO

Procedimiento	Fórmula	Tara No
1. No de Golpes		
2. Peso Tara [gr]		
3. Peso Tara + Suelo Húmedo [gr]		
4. Peso Tara + Suelo Seco [gr]		
5. Peso Agua [gr]	(3)-(4)	
6. Peso Suelo Seco [gr]	(5)-(2)	
7. Contenido de Humedad [%]	(5)/(6)*100	

NO PRESENTA

B. LIMITE PLASTICO

Procedimiento	Fórmula	Tara No
1. Peso Tara [gr]		
2. Peso Tara + Suelo Húmedo [gr]		
3. Peso Tara + Suelo Seco [gr]		
4. Peso Agua [gr]	(2)-(3)	
5. Peso Suelo Seco [gr]	(3)-(1)	
6. Contenido de Humedad [%]	(4)/(5)*100	

NO PLASTICO

3. CONTENIDO DE HUMEDAD (ASTM - D2216)

Procedimiento	Fórmula	Tara No
1. Peso Tara [gr]		11
2. Peso Tara + Suelo Húmedo [gr]		24.20
3. Peso Tara + Suelo Seco [gr]		25.20
4. Peso Agua [gr]	(2)-(3)	72.10
5. Peso Suelo Seco [gr]	(3)-(1)	13.20
6. Contenido de Humedad [%]	(4)/(5)*100	47.80



RESUMEN

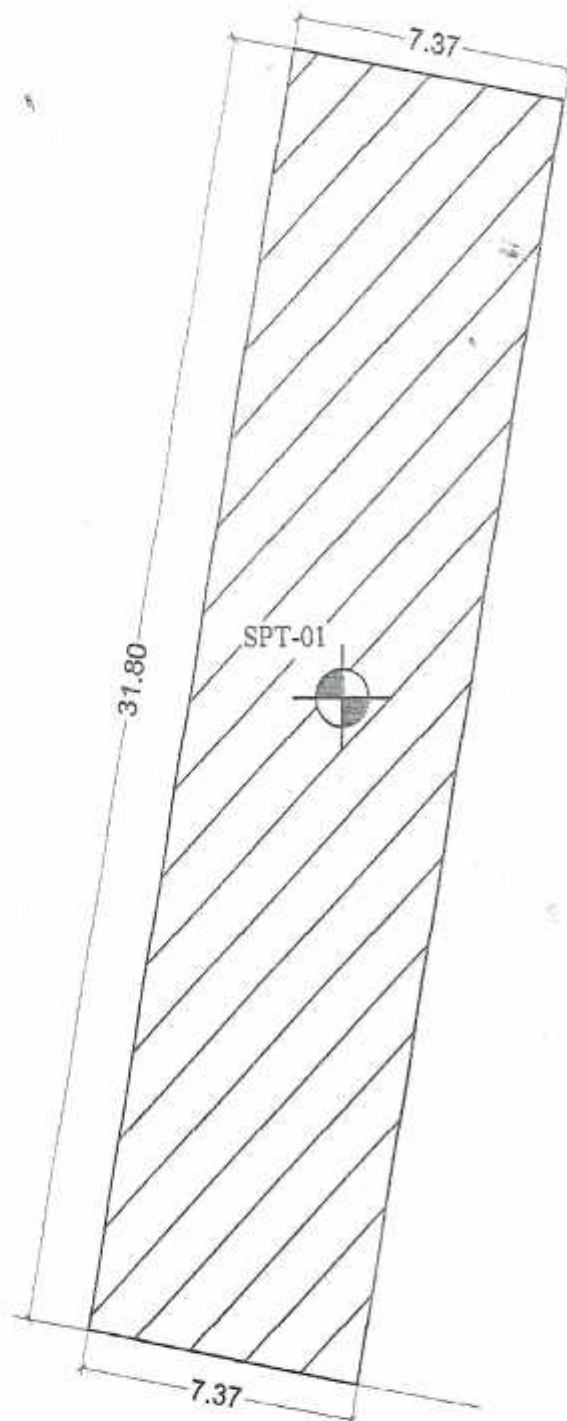
Grava (No.4 < Diam < 3")	0.00%
Grava Gruesa (3/4" < Diam < 2")	0.00%
Grava Fina (1/2" < Diam < 3/4")	0.00%
arena (No.200 < Diam < No.4)	88.14%
arena Gruesa (No.10 < Diam < No.4)	0.27%
arena Medía (No.40 < Diam < No.10)	11.55%
arena Fina (No.200 < Diam < No.40)	76.29%
Finos (Diam < No.200)	11.86%
Límite Líquido	-
Límite Plástico	N.P.
Índice Plasticidad	N.P.
Contenido de Humedad	27.58%
Clasificación SUCS	SP-68

GEOMG S.A.C.

Jorge Edinson Morillo Trujillo
INGENIERO CIVIL - REG. CIP 66738
R.S.P.C. 042117

Realizado por: VY
Revisado por: JMT

ANEXO IV
PLANO DE UBICACIÓN
DE SONDAJE SPT



Jr. Elias Aguirre

LEYENDA

	SONDAJE SPT
--	-------------

GEOMG S.A.C.
Jorge Edinson Morillo Trujillo
 JORGE EDINSON MORILLO TRUJILLO
 INGENIERO CIVIL - REG. CIP 58738
 REG. CONSUCIONE C2554

Proyecto : COMERCIO VIVIENDA MULTIFAMILIAR JR. ELIAS AGUIRRE N° 475-481, MZ 33 CASCO URBANO		Cliente : CHIRIOTE Proyecto : SMTD Departamento : MDSG
Diseñador Responsable : JORGE E. MORILLO TRUJILLO ING. CIVIL CIP 58738 CONSUCIONE C2554	Tema : UBICACION DE SONDAJE SPT	N° Límite : G-01
Aprobado :	Dibujo Cod : Fecha : Escala :	1/8"=1'-0"

ANEXO V

FOTOS



Foto N°03: Vista de ubicación del SPT-01, ensayo de resistencia a la penetración a los 5.00m de profundidad. Presencia de arena mal graduada con limos (SP-SM), compacto, satura de color beige oscuro.



Foto N°04: De 5.00 a 5.45m vista de la muestra obtenida en la cuchara muestreadora del SPT-01. Presencia de arena mal graduada con limos (SP-SM), compacto, satura de color beige oscuro.

GEOMG S.A.C.

Jorge Edinson Morillo Trujillo
Jorge Edinson Morillo Trujillo
INGENIERO CIVIL - REG. CIP 66738
R.E.S. CONSULTORES S.A.S.

1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16
17
18
19
20
21
22
23
24
25
26
27
28
29
30
31
32
33
34
35
36
37
38
39
40
41
42
43
44
45
46
47
48
49
50
51
52
53
54
55
56
57
58
59
60
61
62
63
64
65
66
67
68
69
70
71
72
73
74
75
76
77
78
79
80
81
82
83
84
85
86
87
88
89
90
91
92
93
94
95
96
97
98
99
100



Foto N°05: De 7.00 a 7.45m vista de la muestra obtenida en la cuchara muestreadora del SPT-01. Presencia de arena mal graduada con limos (SP-SM), muy compacto, satura de color beige oscuro.



Foto N°06: Vista de ubicación del SPT-01, ensayo de resistencia a la penetración a los 8.00m de profundidad. Presencia de arena mal graduada con limos (SP-SM), muy compacto, satura de color beige oscuro.

GEOM S.A.C.
Jorge Edinson Morillo Trujillo
Jorge Edinson Morillo Trujillo
INGENIERO CIVIL - REG. CIP 68736
RSP. 00000000

ANEXO N°02

ESTUDIO CON EL

ESCLERÓMETRO

ESCLEROMETRIA

SOLICITA : MONZON CRUZ LADY
 REYES NARVAEZ JUAN
TESIS : EVALUACION ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO DE LA UNIVERSIDAD
 SAN PEDRO UBICADO EN LA INTERSECCION DE ELIAS AGUIRRE Y
 LADISLAO ESPINAR
LUGAR : DISTRITO CHIMBOTE - PROVINCIA DEL SANTA - ANCASH
FECHA : 01/07/2014

ENSAYO		F' C (Promedio)	OBSERVACIONES
Nº	DESCRIPCIÓN	Kg/Cm ²	CARACTERISTICAS
01	COLUMNA	201	El ensayo se realizó en el lado izquierdo de la Columna del Baño de Damas
02	VIGA	268	El ensayo se realizó en la Viga del Portico Principal.
03	COLUMNA	200	El ensayo se realizó en el lado izquierdo de la Columna del Baño de Varones (2º Nivel)
04	COLUMNA	258	El ensayo se realizó en el lado izquierdo de la Columna del Auditorio

ESPECIFICACIONES : El Ensayo responde a la norma de diseño ASTM C - 805.



UNIVERSIDAD SAN PEDRO
 FACULTAD DE INGENIERIA
 Laboratorio de Mecánica de Sólidos y Materiales

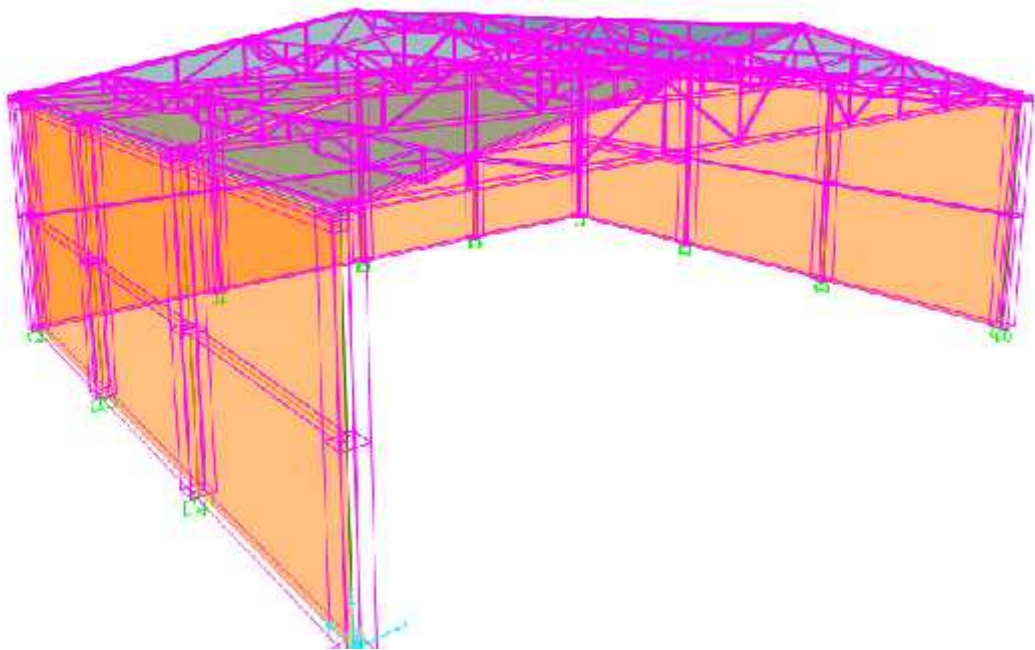
 Ing. Jorge Montañez Reyes
 JEFE

ANEXO N°03

MODELAMIENTO EN EL

PROGRAMA SAP2000

**EVALUACION ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO DE LA USP UBICADO EN
LA INTERSECCION DE ESPINAR CON ELIAS AGUIRRE**



INTRODUCCION

El objetivo fundamental del presente informe es para evaluar la capacidad de la Estructura del Auditorio para soportar un sismo severo como se indica en la norma Sismo resistente E030.

Para cumplir este objetivo se realizaron un estudio de Mecánica de Suelos del terreno en el cual se cimienta la Estructura, Ensayos con el Esclerómetro, ensayo de compresión de la unidad de albañilería, los cuales se adjunta al presente informe.

Se modelo en el programa Sap2000 se realizó el análisis PUSHOVER para conocer la capacidad de la estructura con la finalidad de recomendar un posible reforzamiento estructural. Se consideran los siguientes datos

Tipo	Suelo	Zona	Uso	# pisos	f'c (kg/cm ²)	Tipo de losa
C	S1	3	múltiple	2	210	Aligerada

Considerar:

- a. Altura de auditorio = 4.00 m
- b. Carga de cobertura: 50kg/m² (carga muerta)
- c. Carga viva: 30kg/m²

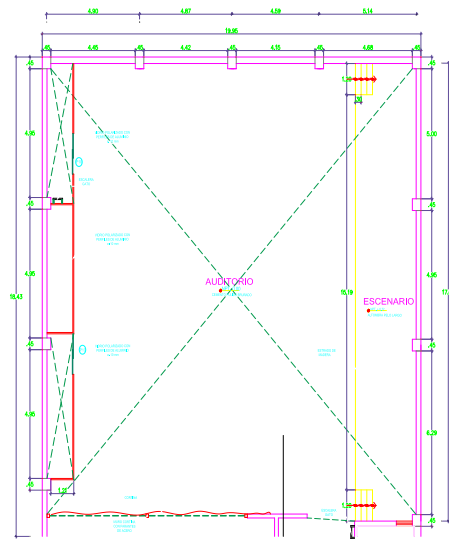


Figura 01. Planta de auditorio

I. Parámetros Iniciales:

I.1 Materiales Empleados:

- Concreto: Se usara concreto $f'_c=210 \text{ kg/cm}^2$, en todas las estructuras empleadas en el diseño de la edificación (vigas, columnas).
- Acero: Se usara acero grado 60 en varillas corrugadas ($f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$)



Figura 02: Definición de material concreto de 210 kg/cm² en Sap2000

I.2 Normas y cargas de diseño:

El reglamento Nacional de Edificaciones en sus normas de Cargas (E.020), Diseño Sismo-resistente (E.030) y Concreto Armado (E.060).

Las cargas de gravedad cumplen con la norma E.020, para el caso de la carga viva, está conformada por el peso de los usuarios del edificio y del mobiliario. Su magnitud está en función del uso de la edificación (que para nuestro caso es para departamentos).

En el análisis no se considera la alternancia de carga viva, ya que su magnitud no es importante comparada con la carga muerta.

I.3 Método general de diseño:

Todos los elementos estructurales de concreto armado fueron diseñados mediante el método de “Diseño por Resistencia”, que consiste en aplicar factores de amplificación de cargas de servicio y factores de reducción de resistencia nominal a la sección del elemento.

Los factores de amplificación de cargas están establecidos en la norma E.020, se tomara las principales combinaciones cargas y una envolvente para tomar los máximos valores.

COMB1	$1.4CM + 1.7CV$
COMB2	$1.25 (CM+CV) + CS$
COMB3	$1.25 (CM+CV) - CS$
COMB4	$0.9 CM + CS$
COMB5	$0.9 CM - CS$
ENVOL	COMB1+2+3+4+5+6

Tabla 01: Combinaciones de amplificación de carga

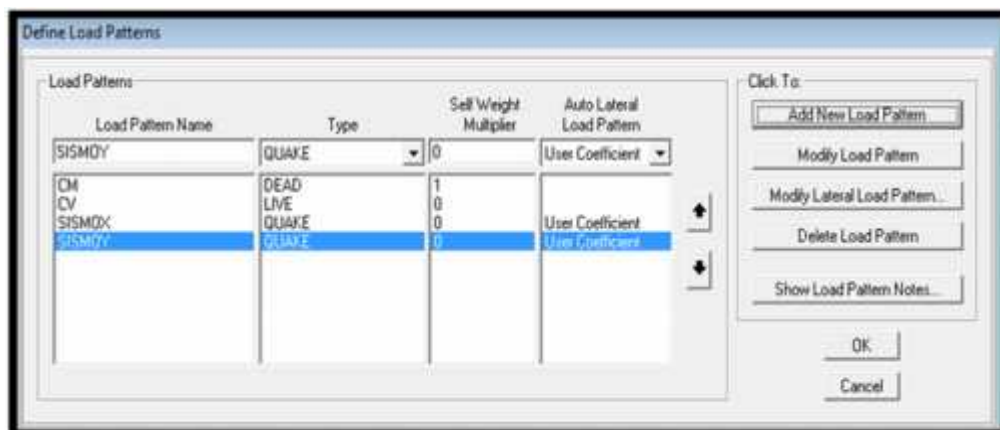


Figura 03: Definición de cargas en SAP2000

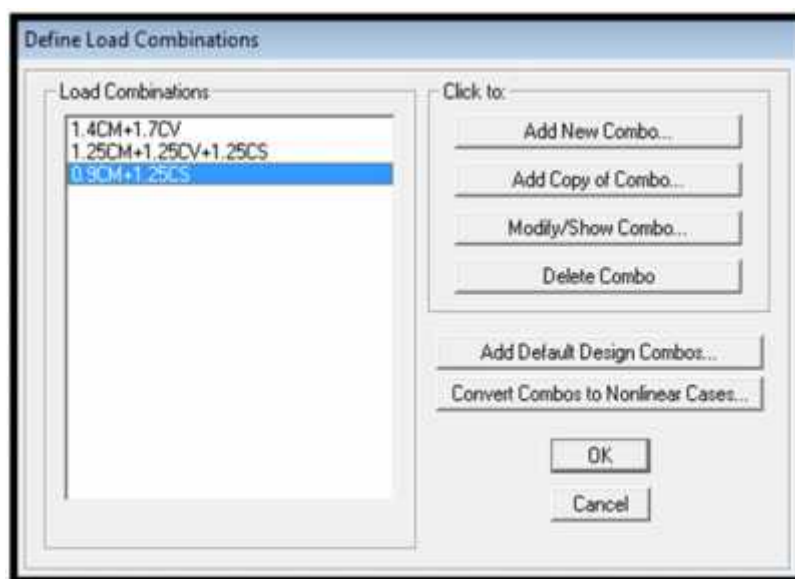


Figura 04: Combinaciones de cargas en SAP2000

II. Parámetros De Diseño Sismoresistente

Para los parámetros de diseño sismo-resistente nos basaremos en la norma E.030, el cual considera Factor de Zona (Z), Factor de Uso de la Edificación (U), Factor de amplificación sísmica (C) y factor de reducción (R) que está en función si la estructura es o no regular (para nuestro caso es regular por lo que valores se tomaran directamente de la norma y no serán afectados por ningún factor).

Zona Sísmica	03
Categoría de Edificación	B
Tipo de Suelo	S3
Factor de Reducción R(x-x)	8
Factor de Reducción R(y-y)	3
Periodo Fundamental	0.14, 0.10

Número de pisos	1
Altura de entrepiso	6.00
Tipo de Estructura	Irregular

Tabla 02: Reconocimiento de las principales características de la edificación

En función de estos datos se escogieron los siguientes parámetros:

U	1.3
Z	0.40
T _p	0.90
S	1.40
C _t	35; 60
R _x :	6
R _y :	2.25
T	0.17; 0.10
C	2.5

Tabla 03: Parámetros Sísmicos de la Edificación proyectada

III. Pre dimensionamiento De Los Elementos Estructurales:

Las dimensiones de los elementos estructurales fueron tomadas de los planos replanteados.

Elemento	Dimensiones
Vigas	25×30 (cm)
Columnas	45×45 (cm)
Muros	13 (cm)

Tabla 04: Resumen de las dimensiones por pre-dimensionamiento de los elementos estructurales

IV. Analisis De La Edificación Existente

Se construyó un modelo analítico del edificio en el programa Sap2000, haciendo uso de elementos frame y panel, sin diafragmas rígidos y realizando el análisis modal espectral.

Las cargas asignadas al modelo corresponden a la tabiquería, y sobrecarga. Las demás cargas serán calculadas por el mismo programa (como el peso propio de las vigas, columnas y muros de albañilería).

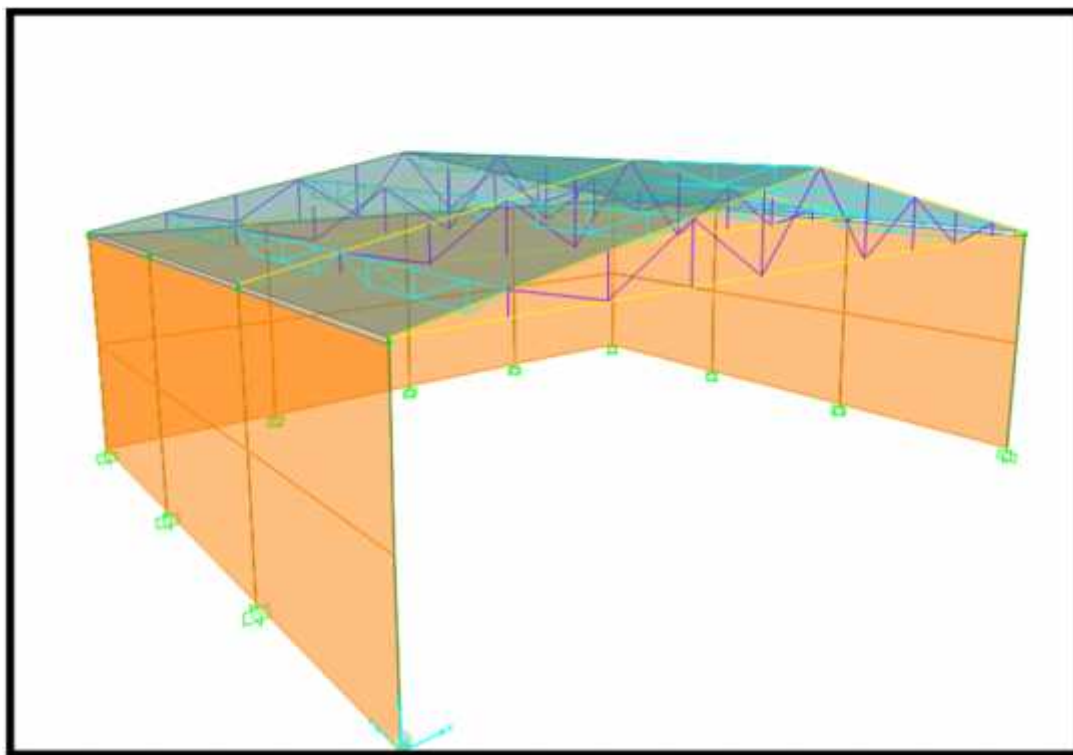


Figura 05: Modelo creado en Sap2000

IV.1 Modelamiento de los Elementos Estructurales:

Después se procedió a las creaciones de las secciones de vigas, columnas, losas y placas. A continuación se muestran imágenes de estas:

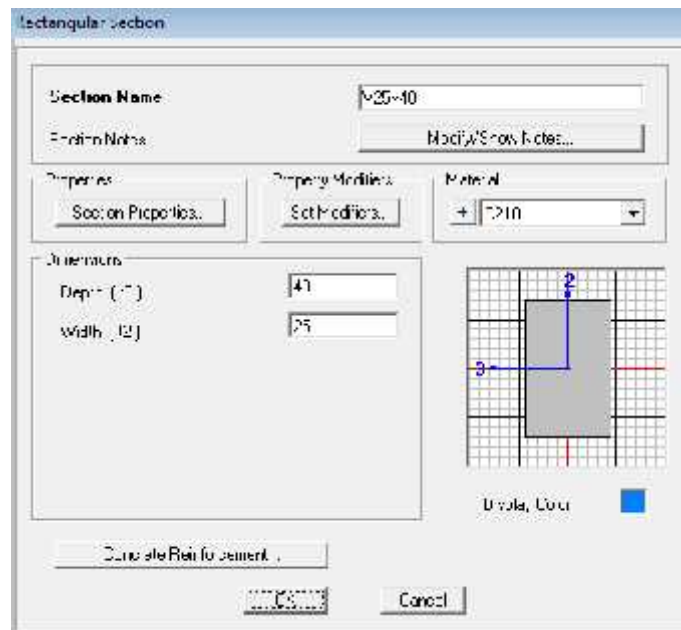


Figura 06: Sección de la viga en SAP2000

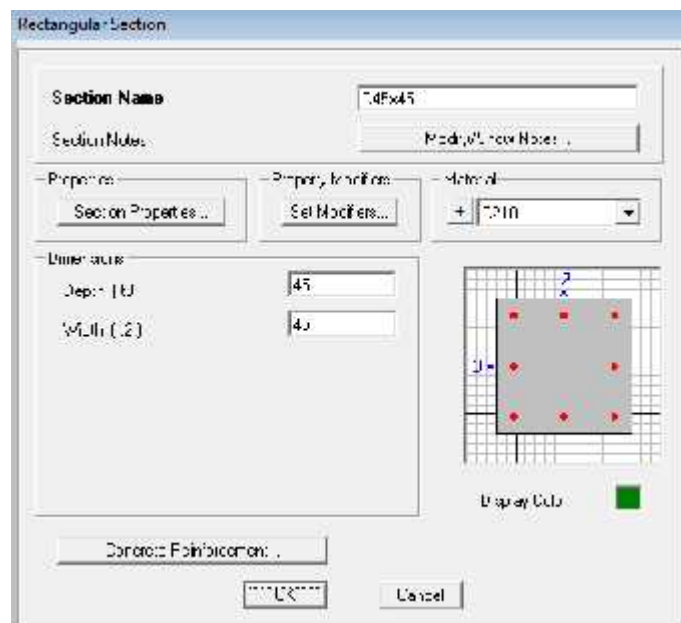


Figura 07: Sección de la columna en Sap2000

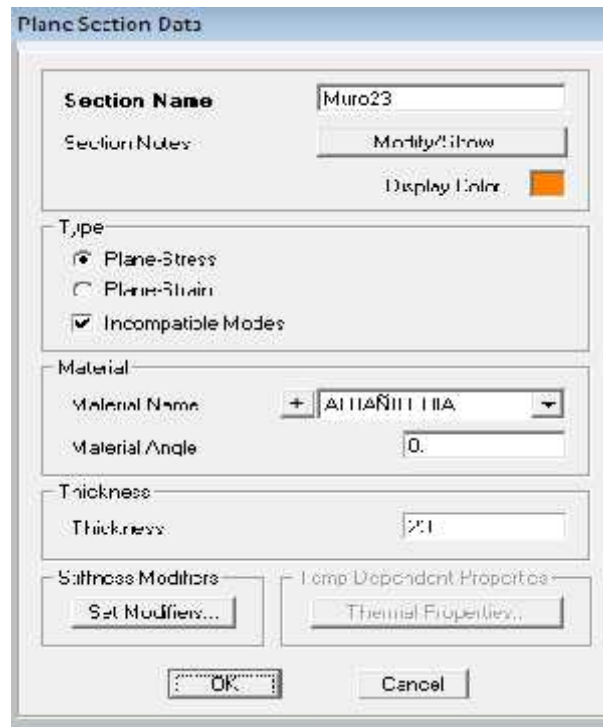


Figura 09: Sección del muro de corte en Sap2000

IV.2 Análisis Modal espectral:

Se realizó el análisis modal espectral con el espectro de diseño planteado en la Norma E.030, el cual fue ingresado en el programa como se ve a continuación:

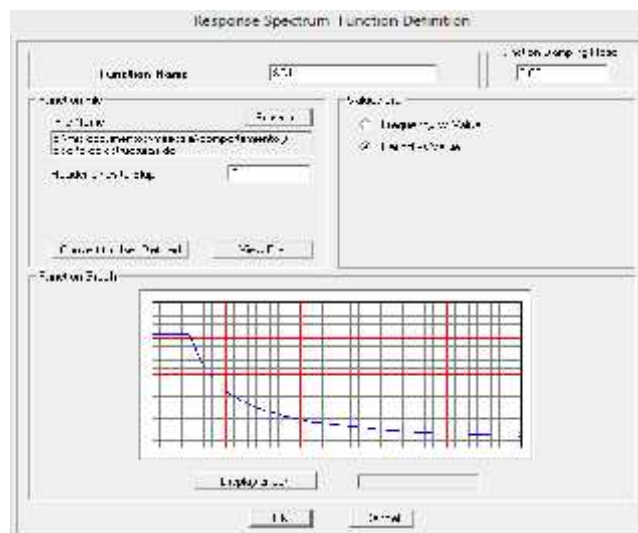


Figura 10: Espectro de diseño ingresado en Sap2000 en función de los parámetros sísmicos

IV.3 Análisis de las Derivas:

Después del análisis se revisaron la deriva si están de acuerdo a lo dictado por la norma E.030, dando los siguientes resultados:

MÁXIMO DESPLAZAMIENTO
CALCULADOS X

MÁXIMO DESPLAZAMIENTO
CALCULADOS X

		E030. 16.4	$g_p =$	0.007	E 070 10.2.1	
Nivel	D (cm)	$D=0.75 \times R_x \times D$	dr(cm)	H (cm)	Dp	Observación
1	3.72	16.74	16.74	450	4.20	Falta Rigidez
BASE	0	0.00	0.000			

Tabla 05: Resumen de derivas por piso dirección X-X

MÁXIMO DESPLAZAMIENTO
CALCULADOS Y

MÁXIMO DESPLAZAMIENTO
CALCULADOS Y

Nivel	D (cm)	$D=0.75 \times R_y \times D$	dr(cm)	H (cm)	Dp	Observación
1	10.38	17.52	17.52	450	3.00	Falta Rigidez
BASE	0	0.00	0.000	0	0.00	

Tabla 06: Resumen de derivas por piso dirección Y-Y

En la Dirección X-X no cumple entonces se tendrá que reforzarse.

IV. Análisis De La Edificación Reforzado

Se reforzó la edificación en la dirección X-X con columnas de 30×50 y vigas de 25×30 y 25×40 como se ve en el gráfico.

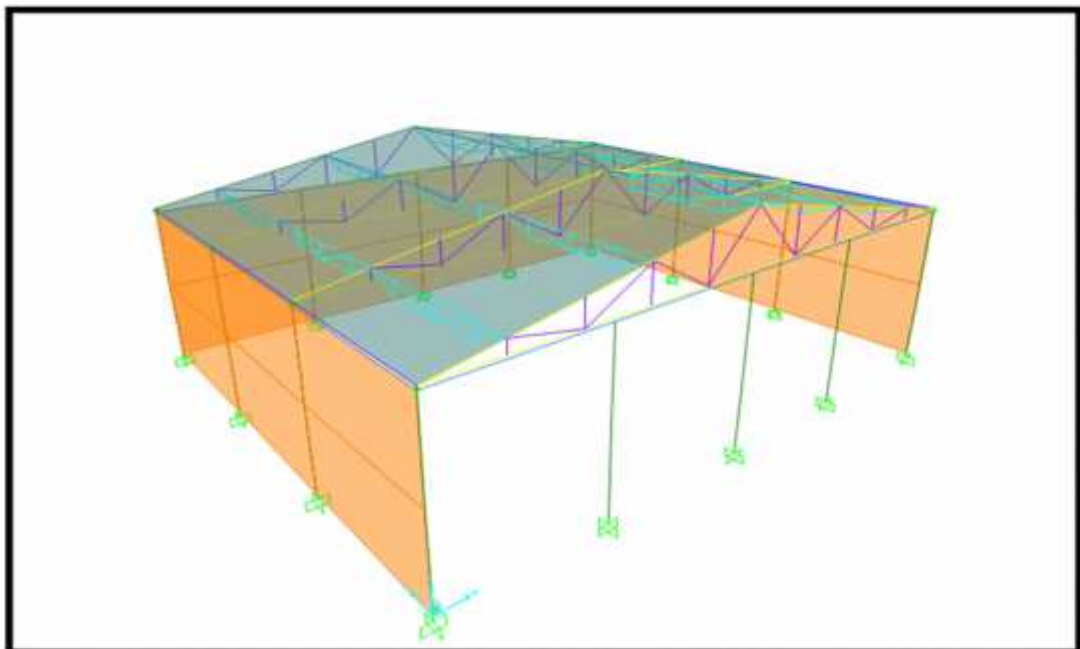


Figura 11: Nuevas secciones propuestas

V.1 Análisis de las Derivas:

Después del análisis se revisaron la deriva si están de acuerdo a lo dictado por la norma E.030, dando los siguientes resultados:

MÁXIMO DESPLAZAMIENTO CALCULADOS X

Nivel	D (cm)	$D=0.75 \times R_x \times D$	dr(cm)	H (cm)	Dp	Observación
		E030. 16.4	$g_p=$	0.007	E 070 10.2.1	
1	0.14	0.63	0.63	600	4.20	OK
BASE	0	0.00	0.000			

Tabla 07: Resumen de derivas por piso

MÁXIMO DESPLAZAMIENTO CALCULADOS Y

Nivel	D (cm)	$D=0.75 \times R_y \times D$	dr(cm)	H (cm)	Dp	Observación
			$g_p=$	0.005	E 070 10.2.1	
1	1.70	2.87	2.87	600	3.00	OK
BASE	0	0.00	0.000	0	0.00	

Tabla 08: Resumen de derivas por piso

V.2 Comprobación del Cortante Dinámico:

Se calculó el Cortante Basal Dinámico y se comprobó que fuese mayor al 80% del Cortante Estático (Por ser estructura regular), a continuación se presentan algunos resultados:

Cortante Basal Dinámico X-X (Tn): 77.14

Cortante Basal Dinámico Y-Y (Tn): 65.00

Cortante Basal Estático X-X (Tn): 39.69

Cortante Basal Estático Y-Y (Tn): 105.85

Al ser mayor el Cortante Dinámico mayor que el 80% del Estático no necesita ser mayorado.

V.3 Comprobación del Valor de Reducción (R):

El valor R está en función de que elemento sea el que resista la mayor cantidad en un sismo, se escogió el valor de 3 debido a la presencia de muros de corte y a la cantidad de pisos de la edificación, pero este valor debe ser verificado, como se muestra a continuación:

Cargas Actuantes en Columnas:

Story	Load	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ	FX	FY
BASE	DIN	0.39	0.48	5.51	0.76	1.01	0.95	0.39	0.48
11BASE	DIN	0.33	11.77	1.74	50.01	0.57	4.50	0.33	11.77
BASE	DIN	0.33	19.38	0.02	83.33	0.56	0.21	0.33	19.38
BASE	DIN	0.33	12.58	1.75	54.14	0.57	4.44	0.33	12.58
BASE	DIN	0.39	0.49	5.47	0.77	1.01	0.97	0.39	0.49
BASE	DIN	5.12	0.37	1.13	0.75	8.79	0.22	5.12	0.37

BASE	DIN	5.94	0.36	1.50	0.75	10.19	0.11	5.94	0.36
BASE	DIN	2.49	0.32	0.95	0.68	4.62	0.34	2.49	0.32
BASE	DIN	2.48	0.32	0.95	0.69	4.61	0.35	2.48	0.32
BASE	DIN	5.94	0.36	1.49	0.75	10.19	0.11	5.94	0.36
BASE	DIN	5.12	0.37	1.13	0.76	8.79	0.22	5.12	0.37
BASE	DIN	1.31	3.49	0.06	16.80	2.17	1.56	1.31	3.49
BASE	DIN	1.28	6.11	0.04	28.29	2.14	0.09	1.28	6.11
BASE	DIN	1.31	3.79	0.02	18.24	2.17	1.54	1.31	3.79
TOTAL:								32.78	60.19

Tabla 09: Cargas actuantes en las columnas

Cargas Actuantes en Muros:

Story	Load	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ	FX	FY
BASE	DIN	0	1.24	0	0	0	0	0	1.24
BASE	DIN	0	1.32	0	0	0	0		1.32
BASE	DIN	0	1.22	0	0	0	0		1.22
BASE	DIN	0	1.22	0	0	0	0	0	1.22
BASE	DIN	0	1.30	0	0	0	0	0	1.30
BASE	DIN	0	1.20	0	0	0	0	0	1.20
TOTAL:								0.00	7.50

Tabla 10: Cargas actuantes en las placas

% de Fuerzas	X-X	Y-Y
Columnas (Tn)	100.00%	88.46%
MUROS (Tn)	0.00%	11.53%

Cortante Dinámico (Tn):	32.78	65.00
----------------------------	-------	-------

Tabla 11: Porcentaje de cargas soportadas por las columnas y placas

Por lo tanto, en la dirección X-X es Aporticado X ($R=8$) y los muros absorben aproximadamente el 80% de la fuerza sísmica por lo que la edificación es de tipo Albañilería en la dirección Y-Y Estructurales ($R=3$).

V.4 Principales Periodos de Vibración (T):

A continuación se presentas los modos de vibración de la estructura (solo los 3 primeros debido a la regularidad de la estructura):

Modo de Vibración	Periodo (s)
1	0.44
2	0.32
3	0.28

Tabla 12: Periodo de los principales modos de vibración

IV. DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

El diseño se realizó en función de los momentos y esfuerzos actuantes en los elementos estructurales, pero solo se realizó el diseño de los elementos en los pórticos de letras (como fue acordado en clase), a continuación se presenta los elementos estructurales con el acero de refuerzo final.

VIGAS:

Pórtico 1-1, 4-4 y A-A y D-D:

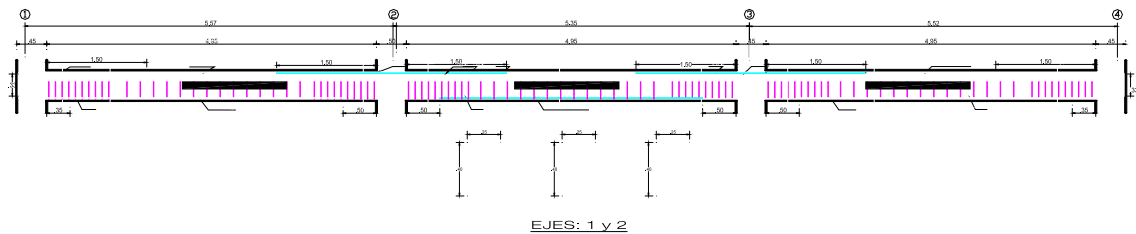
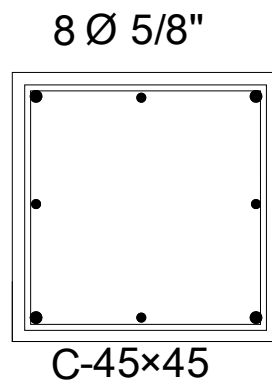


Figura 12: Vigas en tramos del pórtico 1, 4 A y D

COLUMNAS:

Figura 13: Secciones de columnas



V. DIAGRAMAS MOMENTOS CURVATURA (VIGAS):

FORMULAS PARA DIAGRAMA DE MOMENTO CURVATURA PARA SECCIONES DOBLEMENTE REFORZADAS

CASO I.- ANTES DEL AGRIETAMIENTO

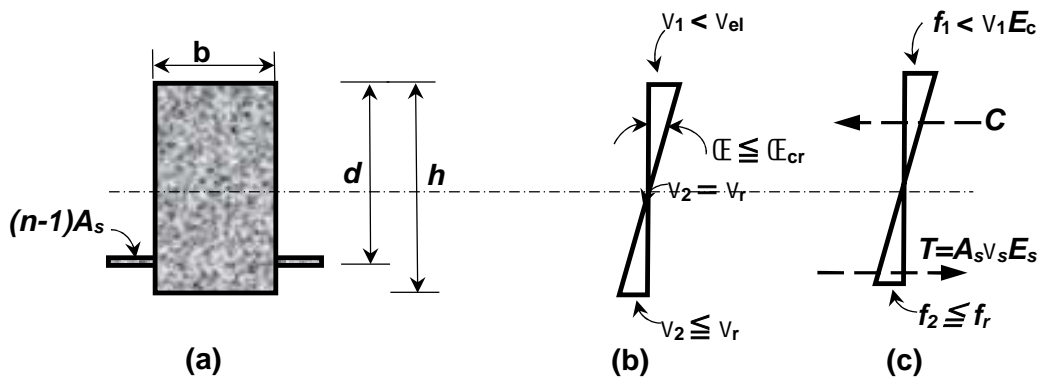


Figura 14: Antes del agrietamiento

Datos:

$$f_r \times 7.5 \sqrt{f'_c} \quad f'_c \text{ en } \text{kg/cm}^2 \quad f_r \times 2 \sqrt{f'_c} \quad f'_c \text{ en } \text{kg/cm}^2$$

Peralte comprimido: Momento Estático en la fibra superior

$$y \times \frac{\frac{bh^2}{12} \Gamma f_n Z_1 A'_s d \Gamma f_n Z_1 A_s d}{bh \Gamma f_n Z_1 A'_s \Gamma f_n Z_1 A_s}$$

Inercia Homogeneizada: Respecto al eje neutro

$$I \times \frac{bh^3}{12} \Gamma bh \frac{h}{2} Z_y^2 \Gamma f_n Z_1 A'_s f_y Z d^2 \Gamma f_n Z_1 A_s f d Z_y^2$$

$$v_r \times \frac{f_r}{E_c} \quad v_c \times \frac{v_r y}{f_n Z_y A} \quad v_s \times \frac{v_r f d Z_y A}{f_n Z_y A} \quad v'_s \times \frac{v_r f_y Z d^2 A}{f_n Z_y A}$$

Momento de Agrietamiento:

$$M_{ag} \times \frac{f_r I}{h Z_y} \quad \text{E} \times \frac{v_c}{y}$$

CASO II.- DESPUES DEL AGRIETAMIENTO

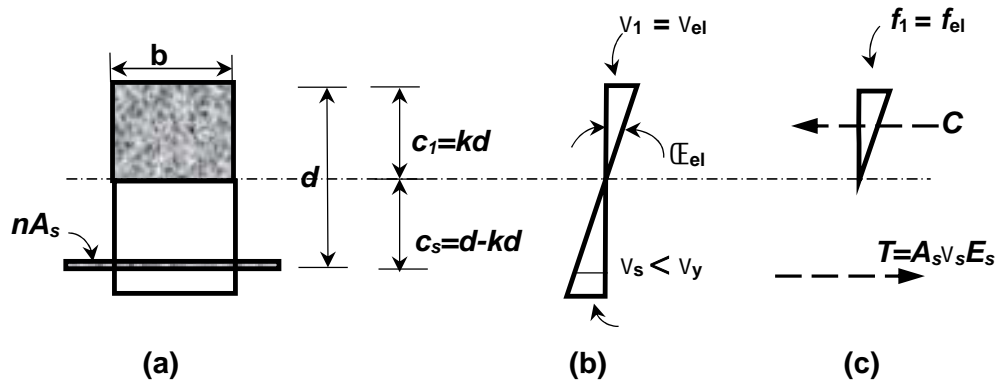


Figura 15: Después del agrietamiento

$$k \times \sqrt{f_c \times \left[n^2 \times \left(\frac{d'}{d} \right)^2 \times n \times f_s \times A_s \right]}$$

$$I \times b \times \frac{f_c \times A_s}{3} \times \left[n \times \left(\frac{d'}{d} \right)^3 \times \left(\frac{f_c}{E_c} \right) + n \times A_s \times \left(\frac{f_s}{E_s} \right) \right]$$

$$M \times M_{ag} \quad f_c \times \frac{Mkd}{I} \quad v_c \times \frac{f_c}{E_c} \quad v_s \times \frac{v_c \times f_c \times kd \times A_s}{kd} \quad f_s \times E_s \times v_s$$

$$\text{E} \times \frac{v_c}{kd}$$

CASO III. CASO LIMITE DE COMPORTAMIENTO ELASTICO

$$f_c \times 0.45 f_c' \quad v_c \times \frac{f_c}{E_c} \quad v_s \times \frac{v_c \times f_c \times kd \times A_s}{kd} \quad v_s \times \frac{v_c \times f_c \times kd \times A_s}{kd} \quad f_s \times E_s \times v_s$$

$$f_s \times E_s \times v_s$$

$$C \times 0.5 f'_c b k d \quad C'_s \times A'_s f'_s \quad T \times A_s f_s \quad y \times \frac{C'_s d \Gamma C \frac{kd}{3}}{C'_s C} \quad jd \times d \times Z_y$$

$$M \times T j d \quad \text{E} \times \frac{V'_c}{k d}$$

CASO IV. FLUENCIA DEL ACERO EN TRACCION

Se resuelve la ecuación que controla el equilibrio. Se utiliza los modelos de Mander.

$$\int_0^{\beta v_0} \Gamma v_y A'_c b v_y c^3 Z \int_0^{\beta v_0} f'_c b v_y d Z 3 v_0^2 A'_s E_s v_y Z 3 v_0^2 A_s f_y A^2 Z \int_0^{\beta v_0} A'_s E_s v_y f d \Gamma d' A \Gamma 6 v_0^2 A_s f_y d A \Gamma$$

$$\Gamma 3 v_0^2 A'_s E_s v_y d d' \Gamma 3 v_0^2 A_s f_y d^2 \times 0$$

Se encuentra el valor de c.

$$v_s \times v_y \quad v_c \times \frac{v_y c}{f d Z c A} \quad v'_s \times \frac{v_y f c Z d' A}{(d Z c)}$$

Factor de Área del concreto:

$$k_1 \times \frac{v_c}{v_0} \quad 1 Z \frac{v_c}{3 v_0}$$

Factor de centro de gravedad del concreto al eje neutro

$$k_2 \times \frac{\int_0^{\beta v_0} Z 3 v_c A}{4 \int_0^{\beta v_0} Z v_c A}$$

Los esfuerzos se calcula con:

$$f_s \times f_y \quad f'_s \times E_s v'_s \quad f_c \times f'_c \quad \frac{2 v_c}{v_0} Z \frac{v_c}{v_0}^2$$

Las fuerzas se expresan como:

$$C_c \times f'_c b k_1 c \quad C'_s \times A'_s f'_s \quad T \times A_s f_y$$

El momento de Fluencia y la curvatura son:

$$M_y = \frac{f_c}{3} b c^2 \Gamma C'_s f_c \frac{Z d' A}{c} \Gamma T f d Z c A \quad \epsilon_y = \frac{V_c}{c}$$

CASO V

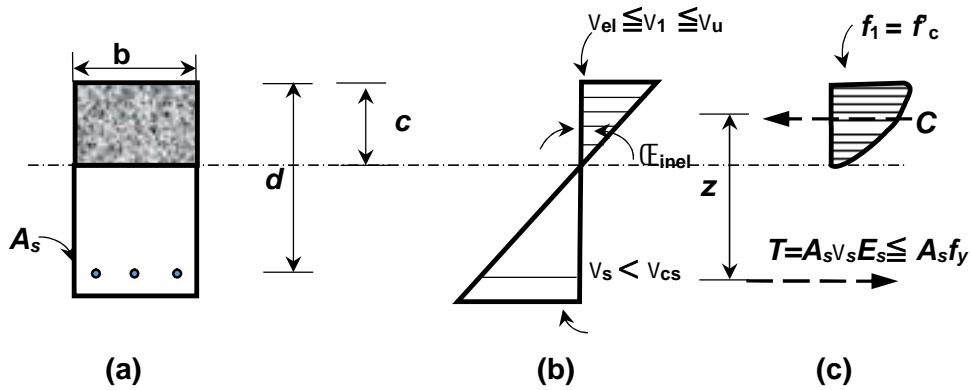


Figura 16: Limite de Fluencia

$$f_c \times f'_c \quad v_c \times v_0 \quad v'_s \times v_0 \frac{f_c Z d' A}{c} \quad v_s \times v_y \quad f'_s \times E_s v'_s$$

$$f_s \times f_y$$

Calculo Fuerzas:

$$C_c \times \frac{2}{3} f'_c b c \quad C'_s \times A'_s E_s v_0 \frac{c Z d'}{c} \quad C_s \times A'_s f_y$$

Ecuación de equilibrio:

$$\frac{2}{3} f'_c b c^2 \Gamma a'_s E_s e_0 \frac{c Z d'}{c} Z A_s f_y \quad c Z A'_s E_s v_0 d' \times 0$$

El momento y la curvatura son:

$$M \times \frac{f'_c b c^2}{4} \Gamma A'_s E_s e_0 \frac{f_c Z d' A}{c} \Gamma A_s f_y f d Z c A \quad \epsilon_y \times \frac{v_0}{c}$$

CASO VI.

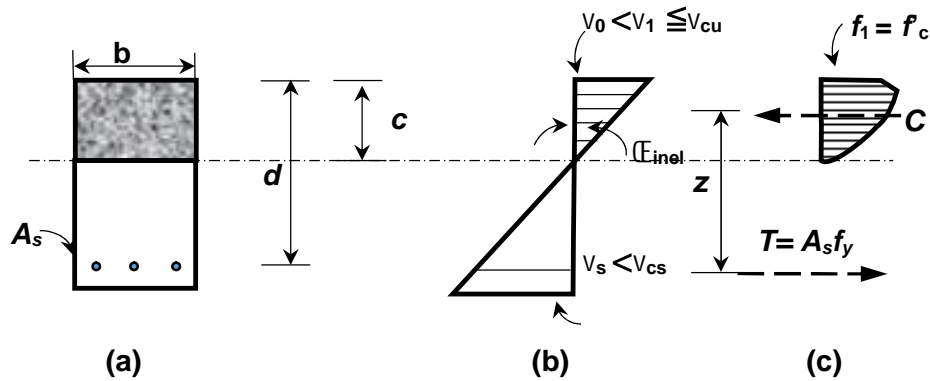


Figura 17: Limite de Plastificación

Dónde:

$$v_c \times f_{v0} \Gamma v_{cu} A_c \quad v'_s \times v_1 \frac{f_c Z d' A}{c} \quad v_s \times v_y$$

$$k_1 \times 1 Z \frac{v_0}{3v} Z \frac{k}{2} \frac{f_v Z v_0 A^2}{v} \quad k_2 \times \frac{\frac{v_0^2}{12} Z \frac{v_0}{3} \Gamma \frac{v^2}{2} Z \frac{k}{6} f_v Z v_0 A^2}{v v Z \frac{v_0}{3} Z \frac{k}{2} f_v Z v_0 A^2}$$

Calculo Fuerzas:

$$C_c \times f'_c b k_1 c \quad C'_s \times A'_s E_s v_1 \frac{c Z d'}{c} \quad C_s \times A'_s f_y$$

Ecuación de equilibrio:

$$f'_c b k_1 c^2 \Gamma a'_s E_s e_1 \frac{c Z d'}{c} Z A_s f_y \quad c Z A'_s E_s v_1 d' \times 0$$

El momento y la curvatura son:

$$M \times f'_c b k_1 k_2 c^2 \Gamma A'_s E_s e_1 \frac{f_c Z d' A}{c} \Gamma A_s f_y f_d Z c A \quad \epsilon \times \frac{v_1}{c}$$

CASO VII.

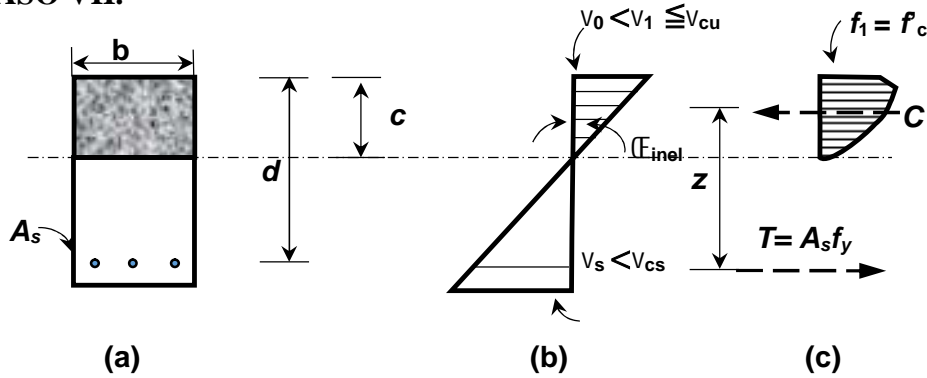


Figura 16: Plastificación

Donde:

$$v_c \leq v_{cu} \quad v_s \leq v_{cu} \frac{f_c Z d' A}{c} \quad v_s \leq v_y$$

$$k_1 \leq 1 \quad \frac{v_0}{3v} \leq \frac{f_v Z v_0 A}{v} \quad k_2 \leq \frac{\frac{v_0^2}{12} Z \frac{v_0}{3} \Gamma \frac{v^2}{2} Z \frac{50}{3} f_v Z v_0 A}{v v Z \frac{v_0}{3} Z 50 f_v Z v_0 A}$$

Calculo Fuerzas:

$$C_c \leq f_c b k_1 c \quad C_s \leq A_s E_s v_1 \frac{c Z d'}{c} \quad C_s \leq A_s f_y$$

Ecuación de equilibrio:

$$f_c b k_1 c^2 \Gamma a_s E_s e_1 \frac{c Z d'}{c} \leq A_s f_y \quad c Z A_s E_s v_1 d' \leq X_0$$

El momento y la curvatura son:

$$M \leq f_c b k_1 k_2 c^2 \Gamma A_s E_s e_1 \frac{f_c Z d' A}{c} \Gamma A_s f_y f d Z c A \quad \epsilon \leq \frac{v_1}{c}$$

Con las formulas descritas arriba e calcularon los diagramas Momentos curvatura para las secciones de viga mostrada anteriormente, el cual arrojo los siguientes resultados:

V-25x4

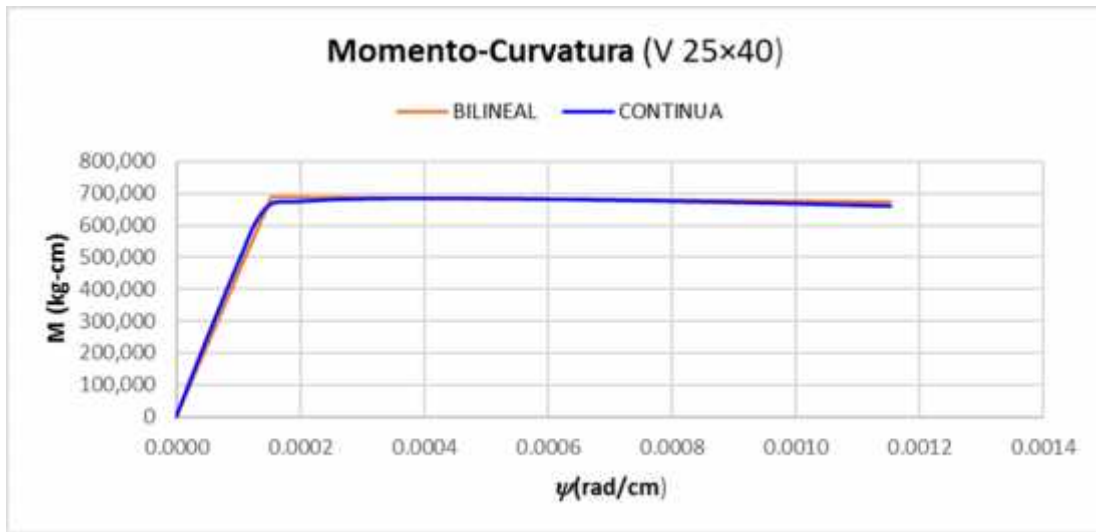


Figura 17: Propuesta Bilineal de la viga V-01

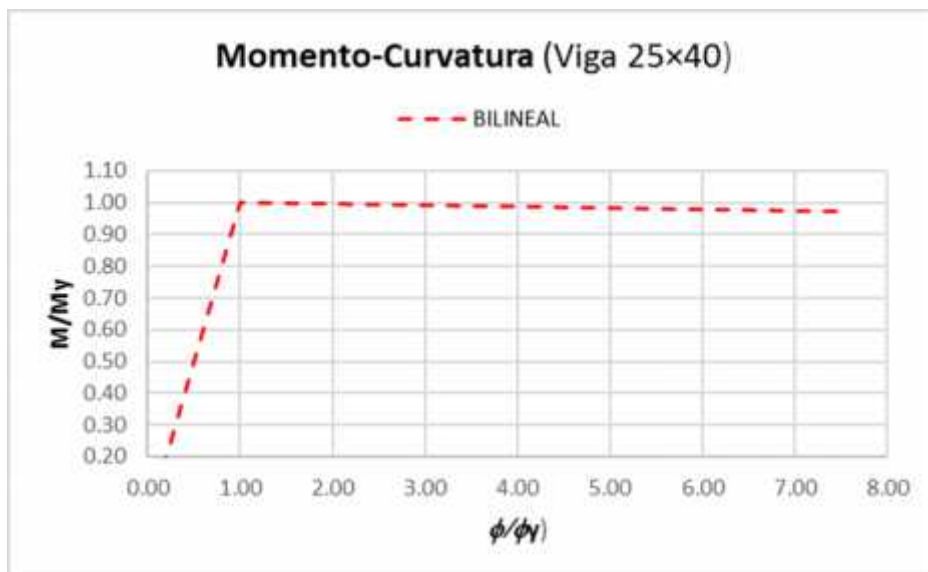


Figura 18: Diagrama Momento-Curvatura de la viga V-01

Item	Valor	Unidades
EI=	4482985948.80	(kg-cm ²)
r=	-0.00409	
Ductilidad=	7.49	
Lp=	13.50	cm
Ig=	56250.00	cm ⁴
E=	217370.65	kg/cm ²
I=	20623.69	cm ⁴
I/Ig=	0.37	

V-25×40

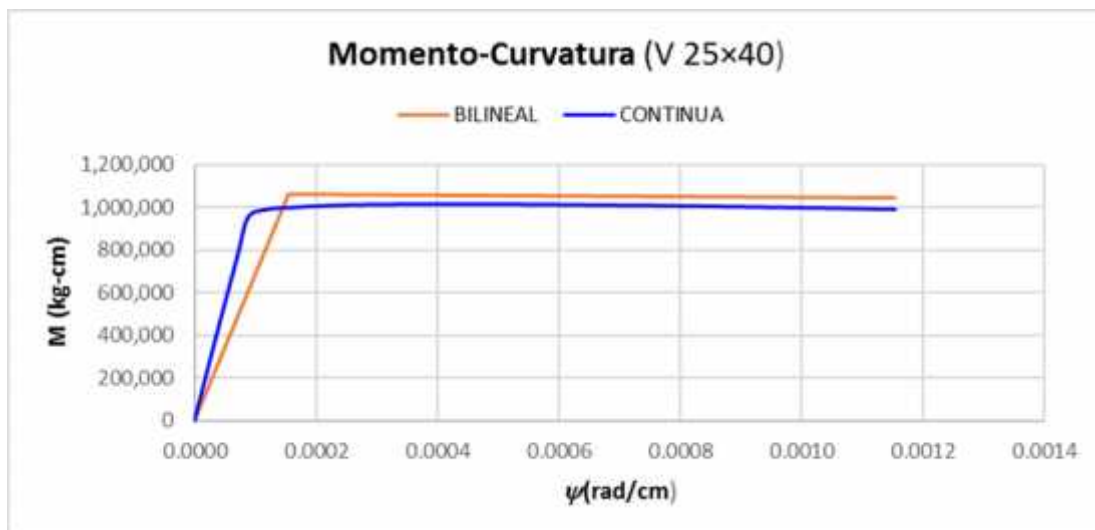


Figura 19: Propuesta Bilineal de la viga V-25×40

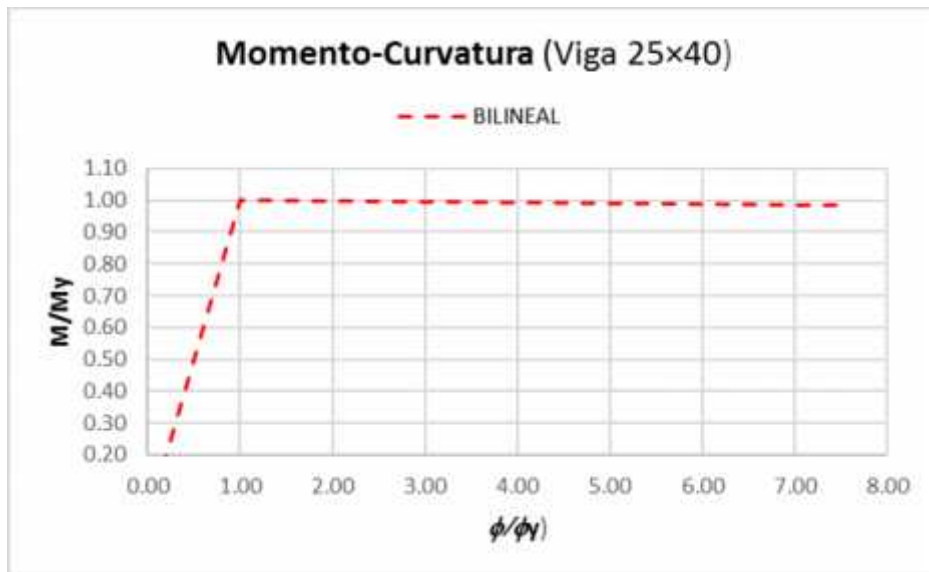


Figura 20: Diagrama Momento-Curvatura de la viga V-01

Item	Valor	Unidades
EI=	6896494406.48	(kg-cm ²)
r=	-0.00266	
Ductilidad=	7.49	
Lp=	18.00	cm
Ig=	133333.33	cm ⁴
E=	217370.65	kg/cm ²
I=	31726.89	cm ⁴
I/Ig=	0.24	

VI. Diagramas De Interacción De Las Columnas:

Se calcularon los diagramas de interacción con el programa BIAx, para las secciones de columnas mostradas anteriormente, el cual arrojó los siguientes resultados:

C-30×50: 8 barras de 5/8"

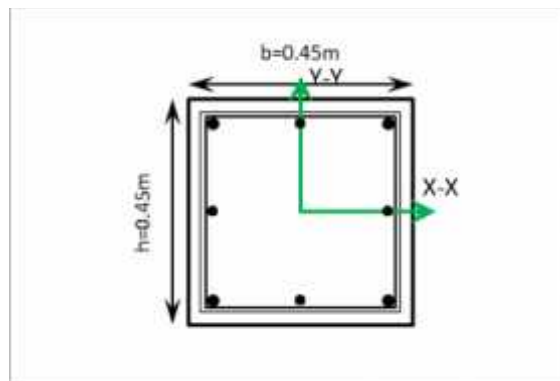


DIAGRAMA DE INTERACCION

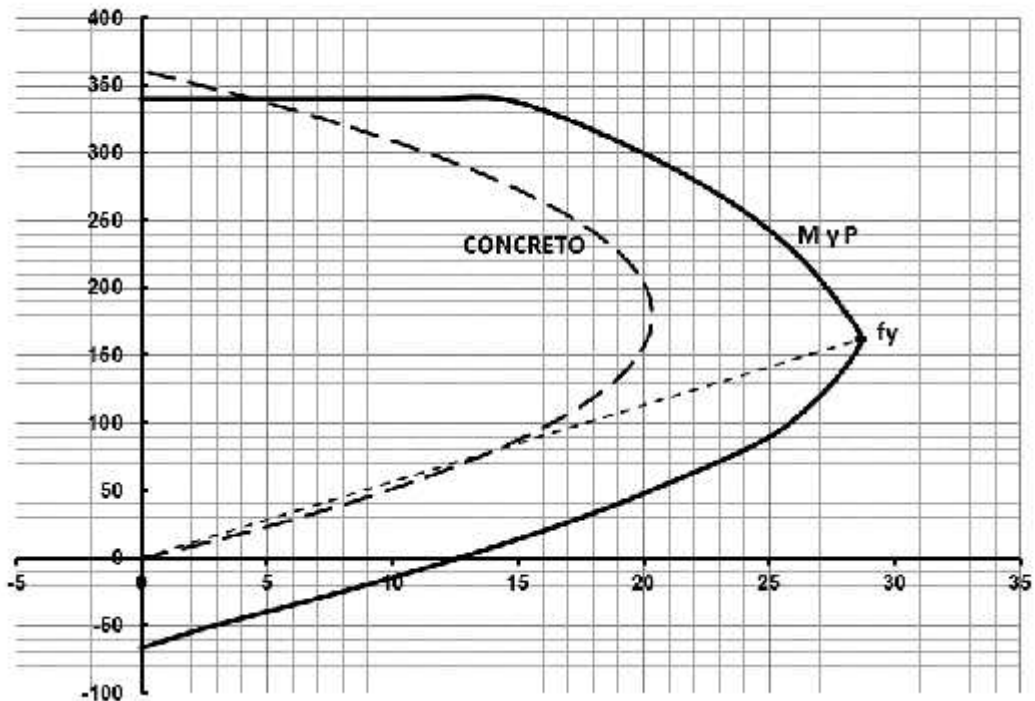


Figura 21: Diagrama de Interacción de la Columna C-01

Resultados:

Pu: (Tn)	265.16	Mu: (Tn-m)	26.36
$0.85 \cdot f_c \cdot A_g$:	267.75	$0.85 f_c \cdot b \cdot h^2$:	133.875
$Pu/0.85 f_c \cdot A_g$:	0.99	$Mu/0.85 f_c \cdot b \cdot h^2$:	0.197

VII. Diagramas De Interaccion De Muros De Albañilería

Se calcularon los diagramas de interacción con el programa BIAX para la sección del muro de corte, el cual arrojó los siguientes resultados:

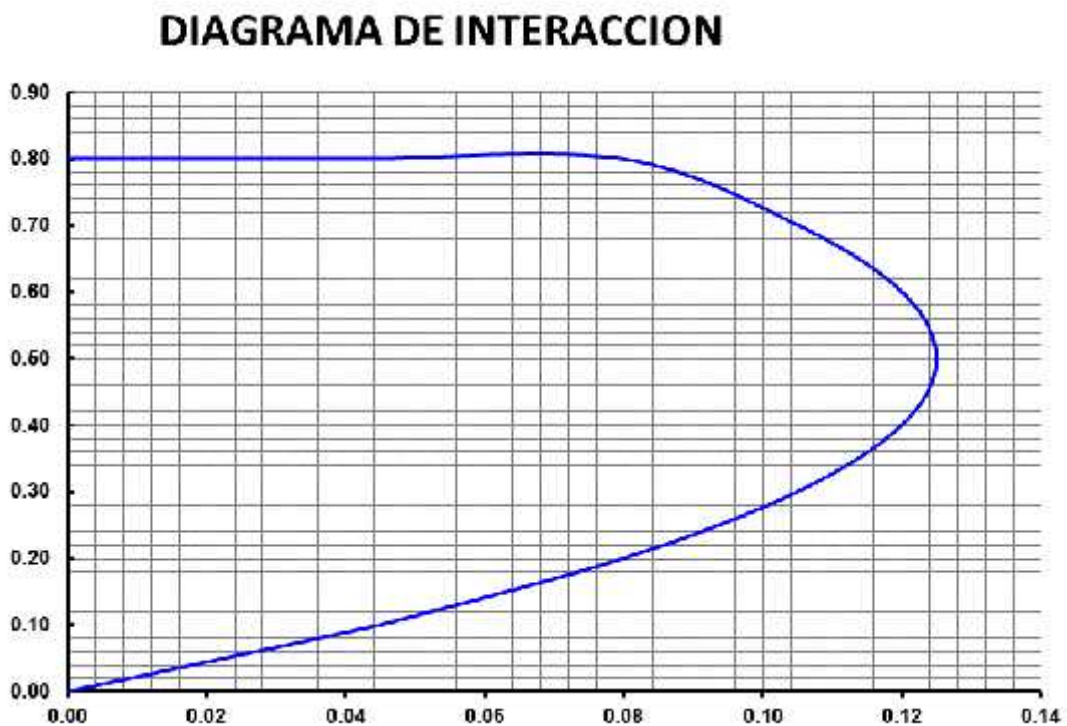


Figura 22: Diagrama de Interacción de muro de albañilería confinada

Resultados:

P_u : (Tn)	140.56	M_u : (Tn-m)	69.83
$0.85 \cdot f_c \cdot A_g$:	176.00	$0.85 f_c \cdot b \cdot h^2$:	558.71
$P_u / 0.85 f_c \cdot A_g$:	0.80	$M_u / f_c \cdot b \cdot h^2$:	0.12

VIII. Rotulas Plasticas:

La ubicación de las rotulas plásticas se tomó la fórmula de $h/2$, siendo este un valor conservador para este valor, Por lo que quedaría de esta forma:

Vigas: $L_p = 40/2 = 15 \text{ cm}$

Columnas: $L_p = 40/2 = 25 \text{ cm}$

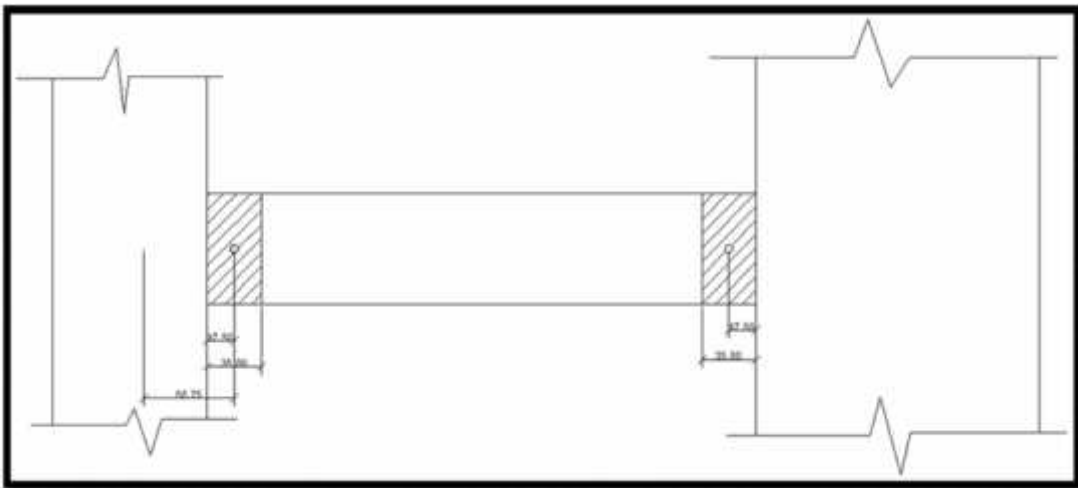


Figura 23: Rotulas plásticas en viga del tramo 1 del pórtico A-A

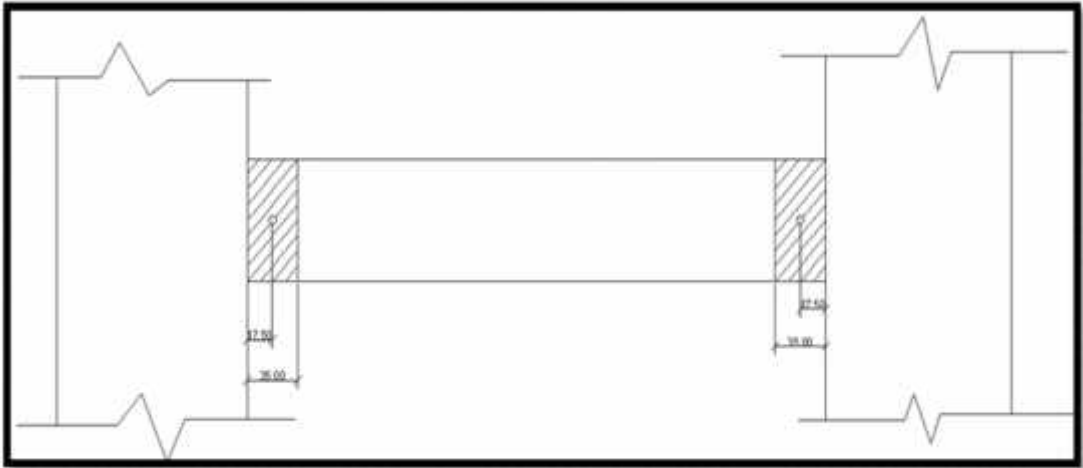


Figura 24: Rotulas plásticas en viga del tramo 2 del pórtico A-A

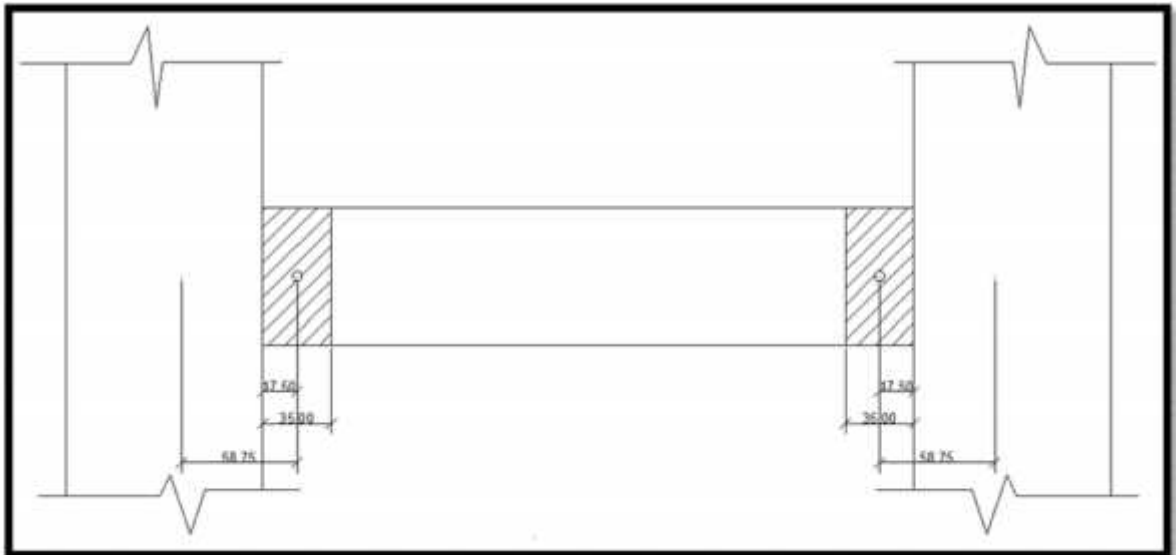


Figura 25: Rotulas plásticas en viga del tramo 1 del pórtico B-B

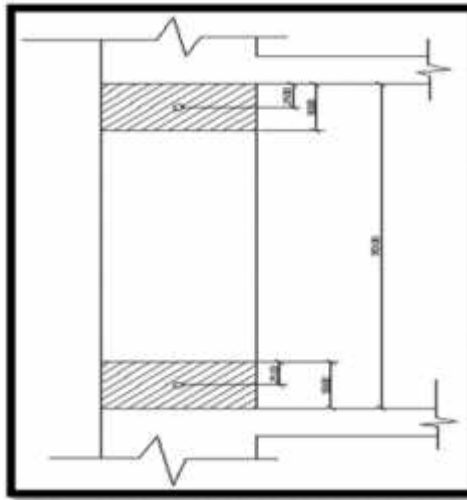


Figura 26: Rotulas plásticas en columnas

IX. Patrón De Carga:

Se tomara la forma del primer modo de vibración y se le asignara 1 Tn por nivel por lo que daría de esta forma:

Tabla 13:

Cargas por piso para el Análisis Pushover

Piso	Carga (Tn)
1	1

X. PUNTO MONITOREADO:

Se monitoreara el punto que se encuentra en el eje B del último nivel.

XI. CURVA DE CAPACIDAD:

Para obtener esta curva fue necesario seguir el método Pushover, se realizó por medio del programa Sap2000, comenzando primero con la definición de una carga lateral:

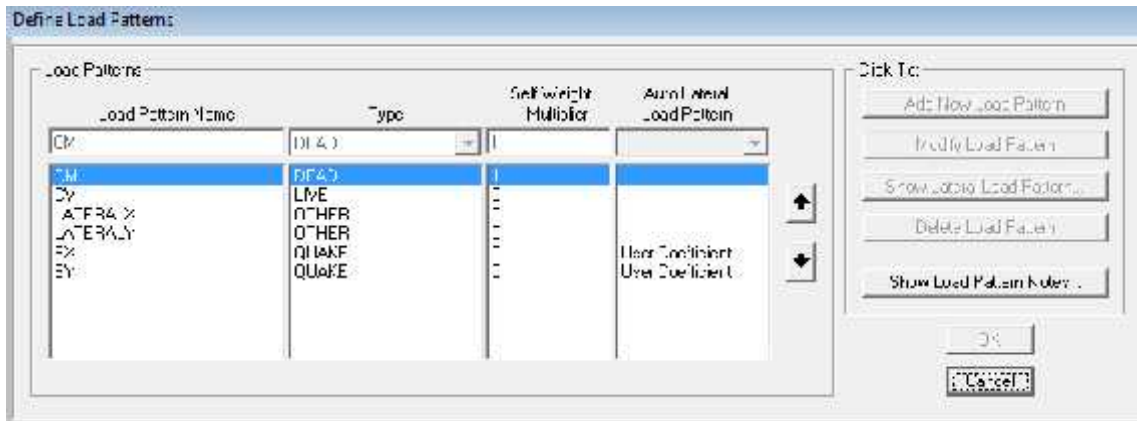


Figura 27: Definición de carga patrón para el PUSHOVER

Colocando la carga en el centro de masa por piso con una cantidad por piso como lo indicado anteriormente, para después crear los casos del análisis PUSHOVER:

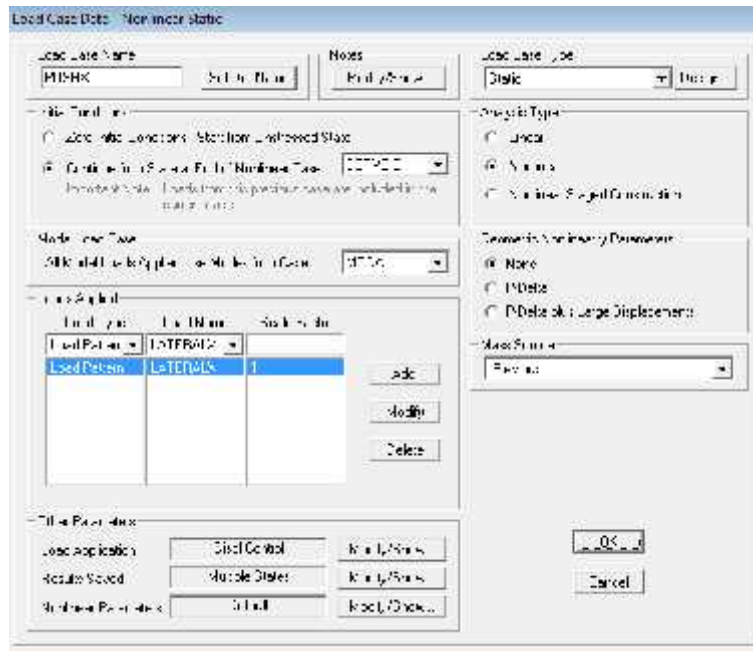


Figura 28: Caso PUSHOVER Dirección X-X creado sin efecto P-Delta

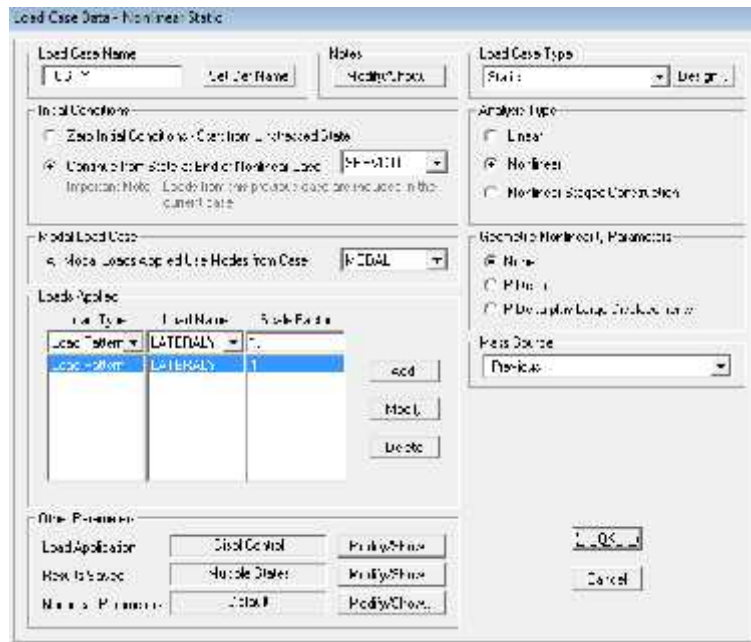


Figura 29: Caso PUSHOVER Dirección Y-Y creado sin efecto P-Delta

Se crearon las propiedades de rotulas plásticas, en base a los diagramas de momento-curvatura de las vigas y diagrama de interacción de las columnas:

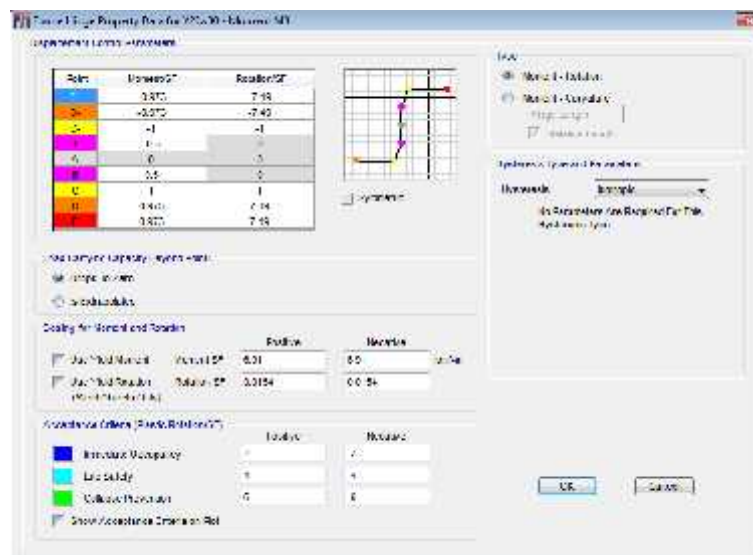


Figura 30: Propiedades de Rotulas Plásticas de vigas de 25x30

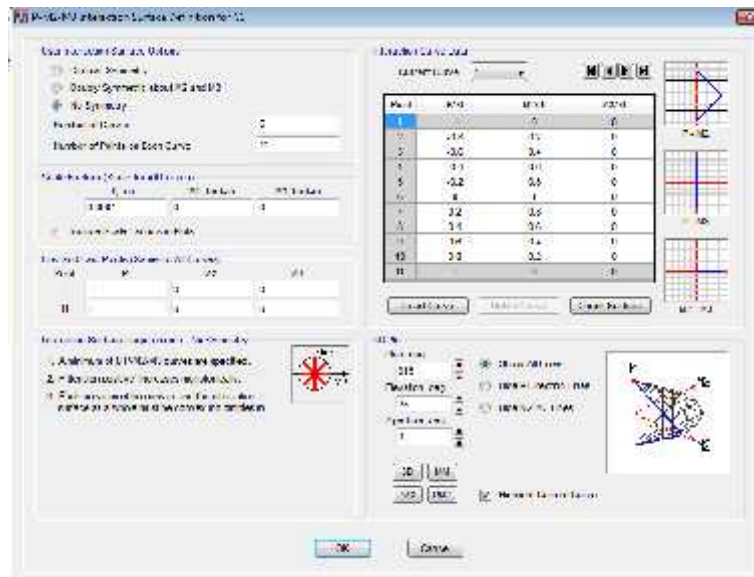


Figura 31: Propiedades de Rotulas Plásticas de columnas de 30×40

Se asignaron las rotulas plásticas, tanto en vigas como en columnas, en los pórticos de letras:

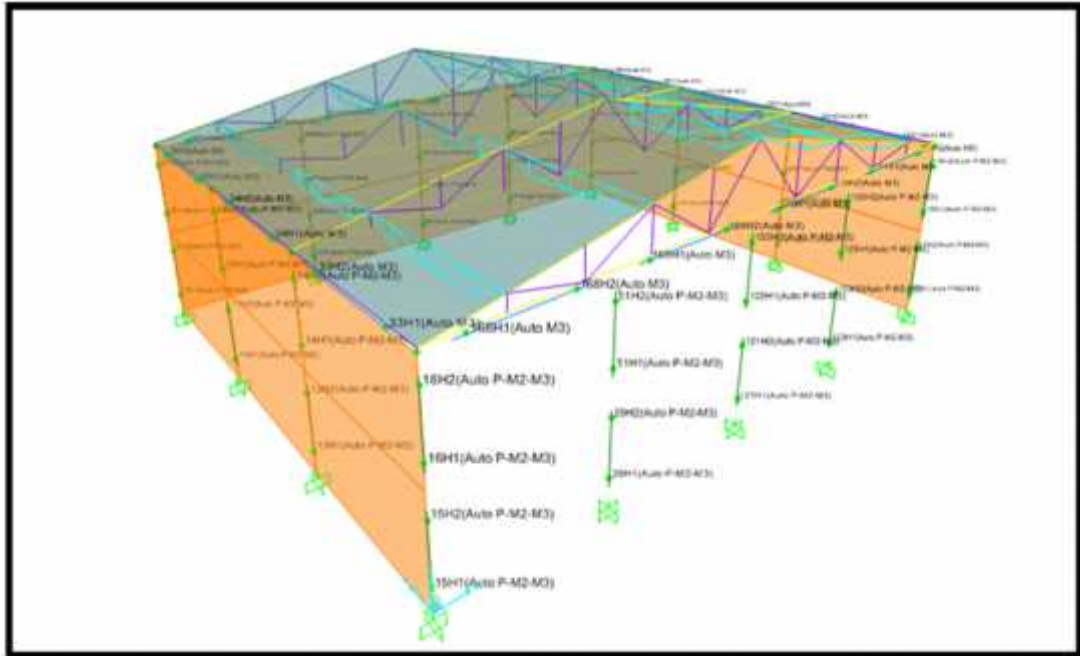


Figura 32: Asignación de rotulas plásticas en vigas y columnas

Luego se procedió a correr el análisis PUSHOVER, y luego se ve cómo se van formando las rotulas plásticas:

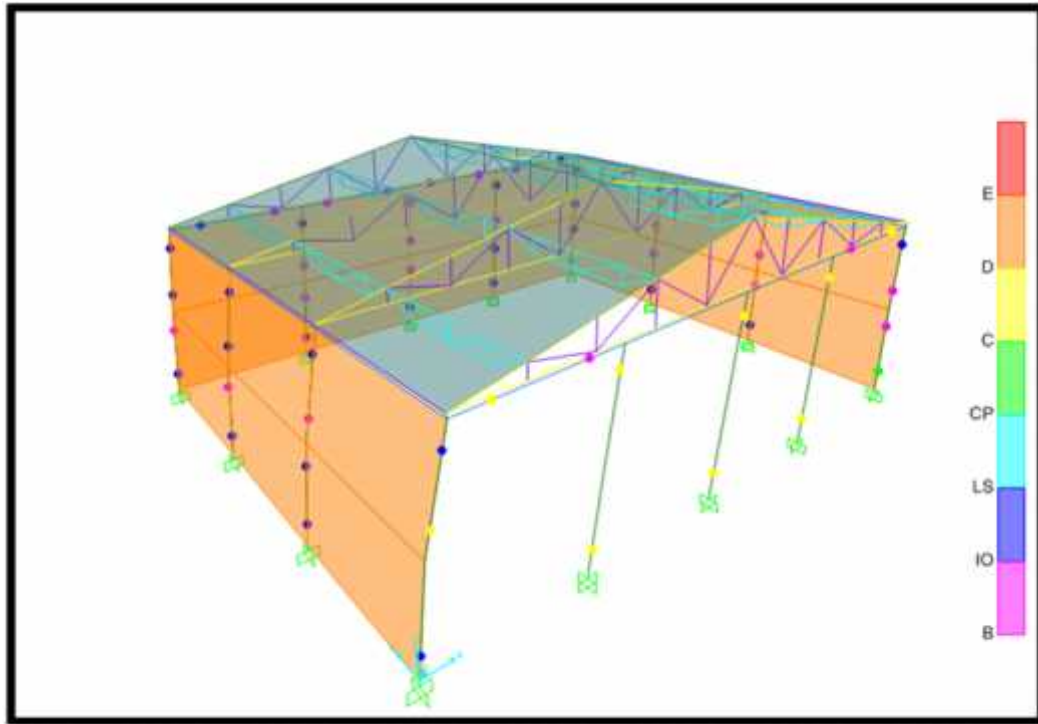


Figura 33: Generación de rotulas plásticas en la dirección X-X

DIRECCIÓN Y-Y

También se puede realizar el gráfico de Cortante en la Base vs Desplazamiento en el último nivel, con dimensiones y a dimensionalmente.

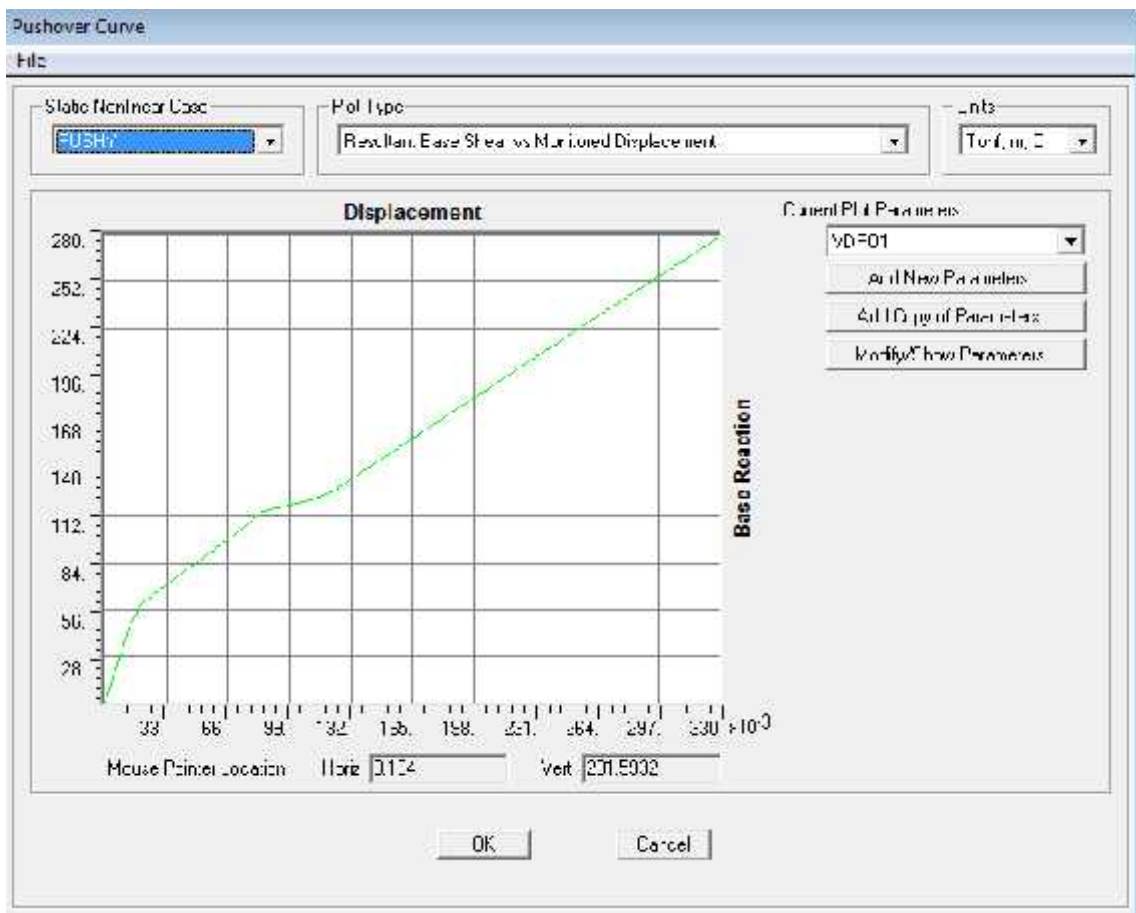


Figura 34: Grafico Cortante en la base vs desplazamiento

Resultados:

W (Tn): 130.36 V diseño /W: 0.81

Vy

diseño(Tn): 105.85 (sobre-resistencia): 278/105.85=2.63

XII. CONCLUSIONES:

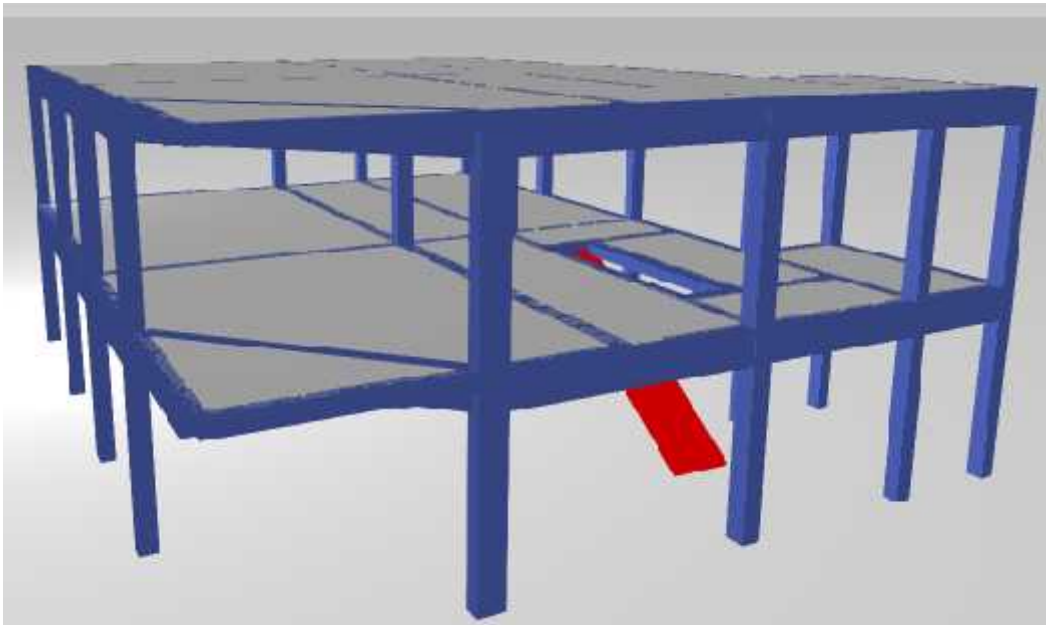
- J El método PUSHOVER nos sirvió para la evaluación del edificio propuesto, y nos da una forma de conocer el comportamiento frente a grandes cargas laterales.
- J Por medio de este método también se puede realizar un cambio en las dimensiones si es que se quisiera rigidizar el edificio.
- J El método PUSHOVER solo da resultados hasta que el desplazamiento sea un 4% de la altura de la edificación, es por eso que no se formaron rotulas plásticas en algunas zonas, debido a que las deformaciones ya eran excesivas.
- J Los diagramas momentos curvaturas se realizaron con el modelo de Kent-Park (para el concreto) y el elasto-plastico (para el acero), el cual es muy conservador ya que solo considera esfuerzo máximo de 4200 kg/cm², lo cual en la realidad no es cierto, para tener resultados más reales es necesario realizar ensayos experimentales de tracción en acero para así tener una curva con aceros comerciales en la zona de trabajo.

ANEXO N° 04

MODELAMIENTO EN EL

PROGRAMA ETABS

**EVALUACION ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO DE LA UNIVERSIDAD
SAN PEDRO UBICADO EN LA INTERSECCION DE ESPINAR CON ELIAS
AGUIRRE**



INTRODUCCION

El objetivo fundamental del presente informe es para evaluar la capacidad de la Estructura del centro de Idiomas USP para soportar un sismo severo como se indica en la norma Sismorresistente E030.

Para cumplir este objetivo se realizaron un estudio de Mecánica de Suelos del terreno en el cual se cimienta la Estructura, Ensayos de Esclerometría, ensayo de compresión de la unidad de albañilería, los cuales se adjunta al presente informe.

Se modelo en el programa ETABS se realizó el análisis PUSHOVER para conocer la capacidad de la estructura con la finalidad de recomendar un posible reforzamiento estructural. Se consideran los siguientes datos

Tipo	Suelo	Zona	Uso	# pisos	f'c (kg/cm ²)	Tipo de losa
C	S3	3	Oficinas	2	210	Aligerada

Considerar:

- a. Altura de primer nivel = 3.00 m
- b. Altura de segundo nivel = 2.90 m
- c. Carga viva: 250 kg/m²

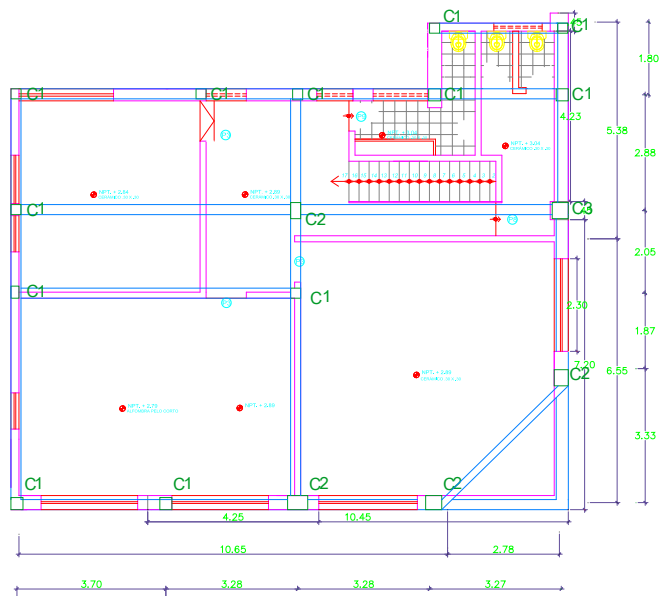


Figura 01. Planta de Centro de Idiomas

I. Parámetros Iniciales:

I.1 Materiales Empleados:

- Concreto: Se usara concreto $f'_c=210 \text{ kg/cm}^2$, en todas las estructuras empleadas en el diseño de la edificación (vigas, columnas).
- Acero: Se usara acero grado 60 en varillas corrugadas ($f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$)

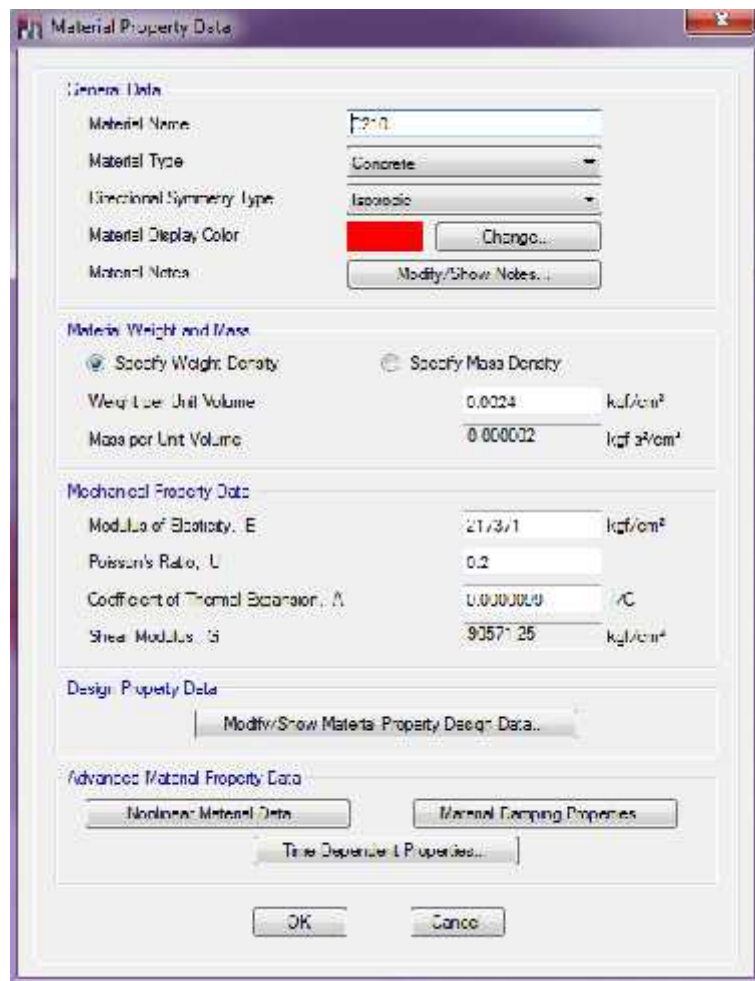


Figura 02: Definición de material concreto de 210 kg/cm² en ETBAS v13

I.2 Normas y cargas de diseño:

El reglamento Nacional de Edificaciones en sus normas de Cargas (E.020), Diseño Sismo-resistente (E.030) y Concreto Armado (E.060).

Las cargas de gravedad cumplen con la norma E.020, para el caso de la carga viva, está conformada por el peso de los usuarios del edificio y del mobiliario. Su magnitud está en función del uso de la edificación (que para nuestro caso es para oficinas).

En el análisis no se considera la alternancia de carga viva, ya que su magnitud no es importante comparada con la carga muerta.

I.3 Método general de diseño:

Todos los elementos estructurales de concreto armado fueron diseñados mediante el método de “Diseño por método a la rotura”, que consiste en aplicar factores de amplificación de cargas de servicio y factores de reducción de resistencia nominal a la sección del elemento.

Los factores de amplificación de cargas están establecidos en la norma E.020, se tomara las principales combinaciones cargas y una envolvente para tomar los máximos valores.

Tabla 01:

Combinaciones de amplificación de carga

COMB1	$1.4CM + 1.7CV$
COMB2	$1.25 (CM+CV) + CS$
COMB3	$1.25 (CM+CV) - CS$
COMB4	$0.9 CM + CS$
COMB5	$0.9 CM - CS$
ENVOL	COMB1+2+3+4+5+6

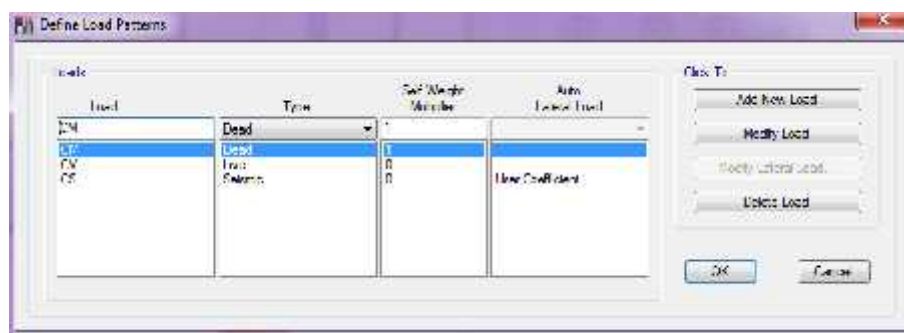


Figura 03: Definición de cargas en ETBAS

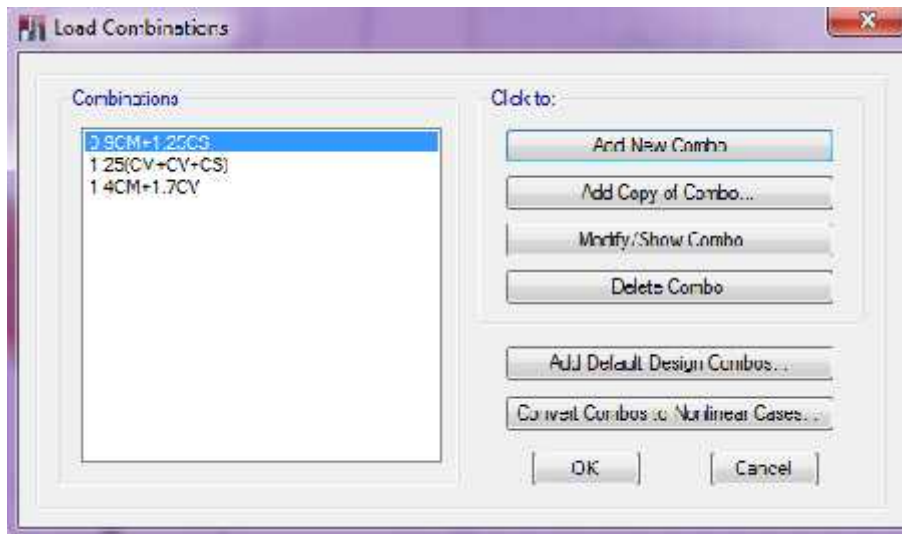


Figura 04: Combinaciones de cargas en ETABS

II. Parámetros De Diseño Sismoresistente

Para los parámetros de diseño sismo-resistente nos basaremos en la norma E.030, el cual considera Factor de Zona (Z), Factor de Uso de la Edificación (U), Factor de amplificación sísmica (C) y factor de reducción (R) que está en función si la estructura es o no regular (para nuestro caso es regular por lo que valores se tomaran directamente de la norma y no serán afectados por ningún factor).

Tabla 02:

Reconocimiento de las principales características de la edificación

Zona Sísmica	03
Categoría de Edificación	B
Tipo de Suelo	S3
Factor de Reducción R(x-x)	6
Factor de Reducción R(y-y)	6

Periodo Fundamental	0.17, 0.17
Número de pisos	2
Altura de entrepiso	3.00
Tipo de Estructura	Irregular

En función de estos datos se escogieron los siguientes parámetros:

Tabla 03:

Parámetros Sísmicos de la Edificación proyectada

U	1.3
Z	0.40
T _p	0.90
S	1.40
C _t	35; 35
R _x :	6
R _y :	6
T	0.17; 0.17
C	2.5

III.Pre dimensionamiento De Los Elementos Estructurales:

Las dimensiones de los elementos estructurales fueron tomadas de los planos replanteados.

Tabla 04:

Resumen de las dimensiones por pre-dimensionamiento de los elementos estructurales

Elemento	Dimensiones
Vigas	25×20; 25×50 (cm)
Columnas	25×25; 25×40; 30×30 (cm)
Muros	13 cm)

IV.Análisis De La Edificación Existente

Se construyó un modelo geométrico del edificio en el programa Etabs v13, haciendo uso de elementos frame y panel, con diafragmas rígidos y realizando el análisis modal espectral.

Las cargas asignadas al modelo corresponden a la tabiquería, y sobrecarga. Las demás cargas serán calculadas por el mismo programa (como el peso propio de las vigas, columnas y muros de albañilería).

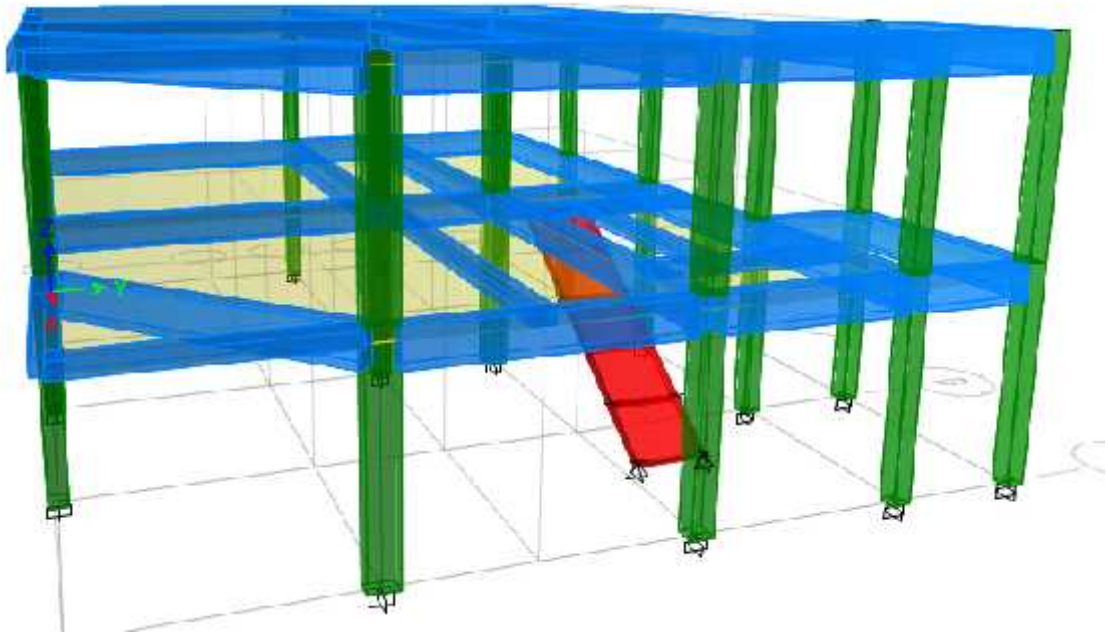


Figura 05: Modelo creado en Sap2000

IV.1 Modelamiento de los Elementos Estructurales:

Después se procedió a las creaciones de las secciones de vigas, columnas, losas y placas. A continuación se muestran imágenes de estas:

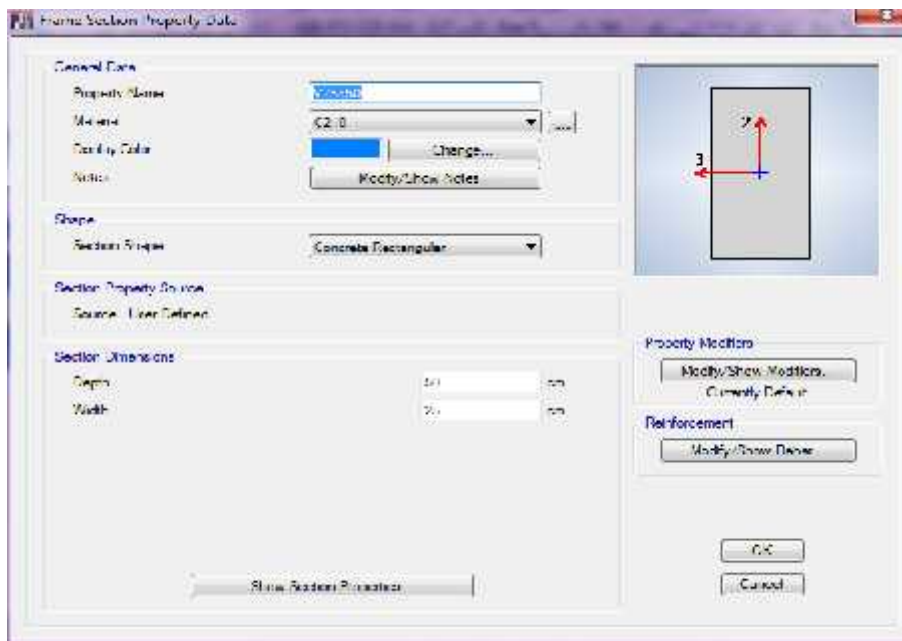


Figura 06: Sección de la viga en SAP2000

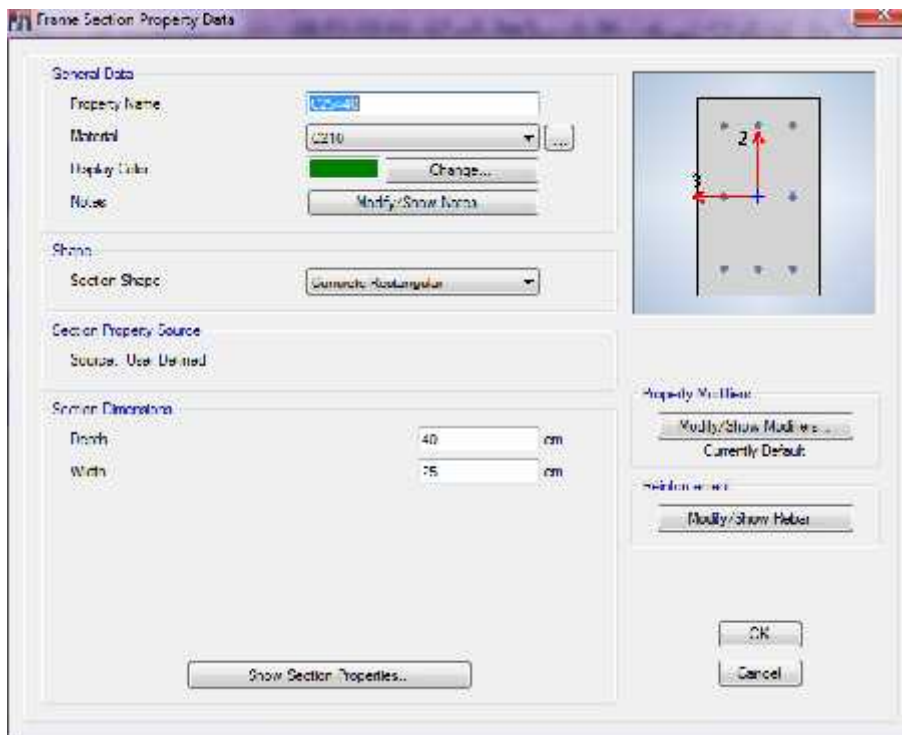


Figura 07: Sección de la columna en Sap2000

IV.2 Análisis Modal espectral:

Se realizó el análisis modal espectral con el espectro de diseño planteado en la Norma E.030, el cual fue ingresado en el programa como se ve a continuación:

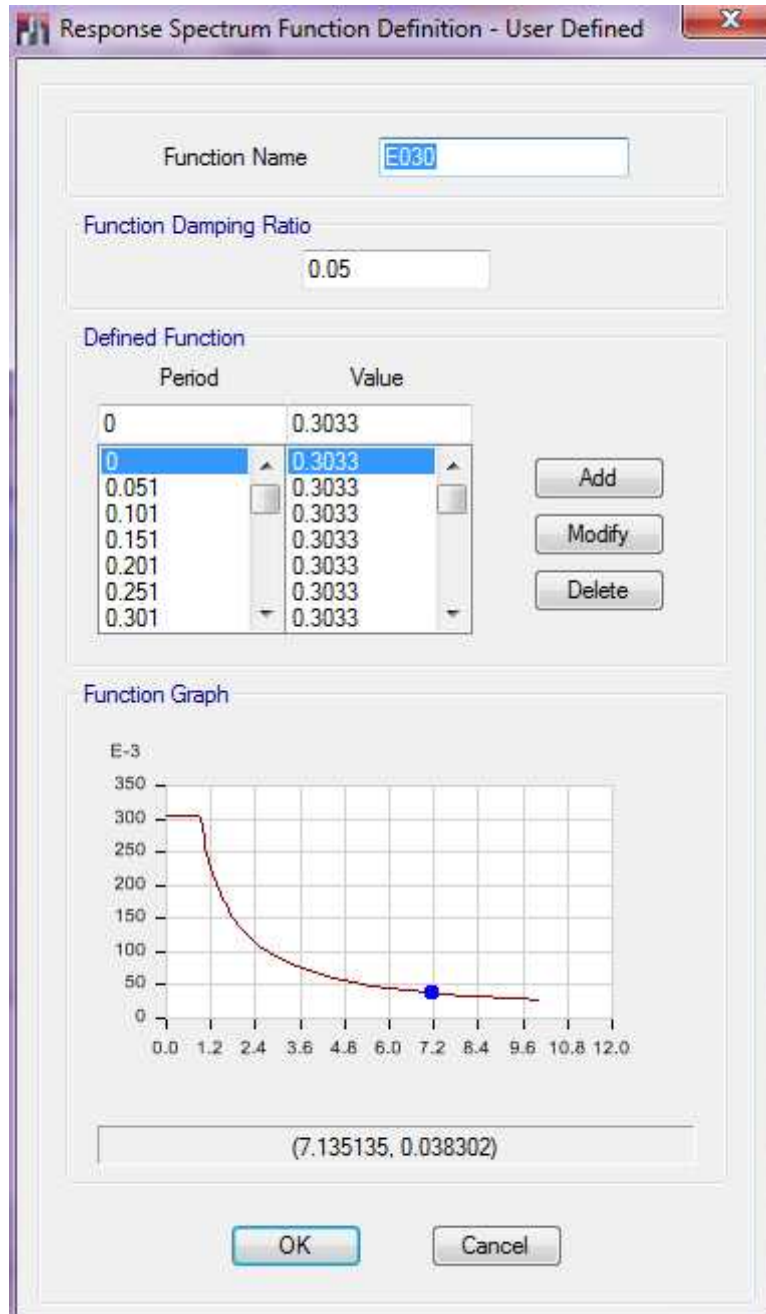


Figura 10: Espectro de diseño ingresado en Etabs en función de los parámetros sísmicos

IV.3 Análisis de las Derivas:

Después del análisis se revisaron la deriva si están de acuerdo a lo dictado por la norma E.030, dando los siguientes resultados:

Tabla 05:

Resumen de derivas por piso dirección X-X

MÁXIMO DESPLAZAMIENTO CALCULADOS X-X

		E030. 16.4	$g_p = 0.007$		E 070 10.2.1	
Nivel	D (cm)	$D=0.75 \times R_x \times D$	dr(cm)	H (cm)	Dp	Observación
2	1.153	5.19	3.14	290	2.03	Falta Rigidez
1	0.455	2.05	2.048	300	2.10	OK
BASE	0	0.00	0.000			

Tabla 06:

Resumen de derivas por piso dirección Y-Y

MÁXIMO DESPLAZAMIENTO CALCULADOS Y-Y

				$g_p =$	0.007	E 070 10.2.1
Nivel	D (cm)	$D=0.75 \times R_y \times D$	d_r (cm)	H (cm)	D_p	Observación
2	1.576	7.09	3.46	290	2.03	Falta Rigidez
1	0.807	3.63	3.63	300	2.10	Falta Rigidez
BASE	0	0.00	0.000	0	0.00	

MÁXIMO DESPLAZAMIENTO CALCULADOS

	X	Y	
$D_{max} =$	2.05	3.63	cm
$d_{r max} =$	2.05	3.63	cm

En la Dirección X-X no cumple en el segundo nivel, se tendrá que reforzar.

En la Dirección Y-Y no cumple en el primer y segundo nivel, se tendrá que reforzar.

V. ANALISIS DE LA EDIFICACION REFORZADO

Se reforzó la edificación en la dirección X-X con columnas de 30×40 y vigas de 25×50 como se ve en el gráfico.

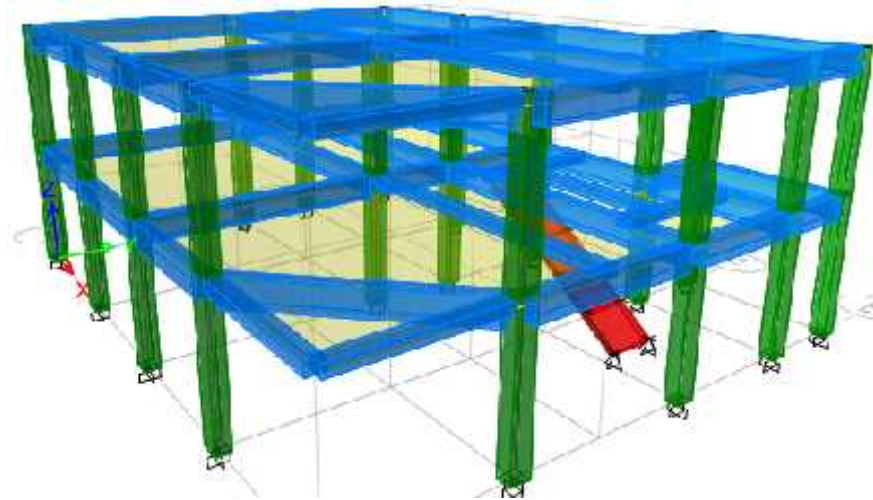


Figura 11: Nuevas secciones propuestas

V.1 Análisis de las Derivas:

Después del análisis se revisaron la deriva si están de acuerdo a lo dictado por la norma E.030, dando los siguientes resultados:

Tabla 07:

Resumen de derivas por piso

MÁXIMO DESPLAZAMIENTO CALCULADOS X-X

		E030. 16.4	$g_p = 0.007$		E 070 10.2.1	
Nivel	D (cm)	$D=0.75 \times R_x \times D$	dr(cm)	H (cm)	Dp	Observación
2	0.585	2.63	1.46	290	2.03	OK
1	0.26	1.17	1.170	300	2.10	OK
BASE	0	0.00	0.000			

Tabla 08:

Resumen de derivas por piso

MÁXIMO DESPLAZAMIENTO CALCULADOS Y-Y

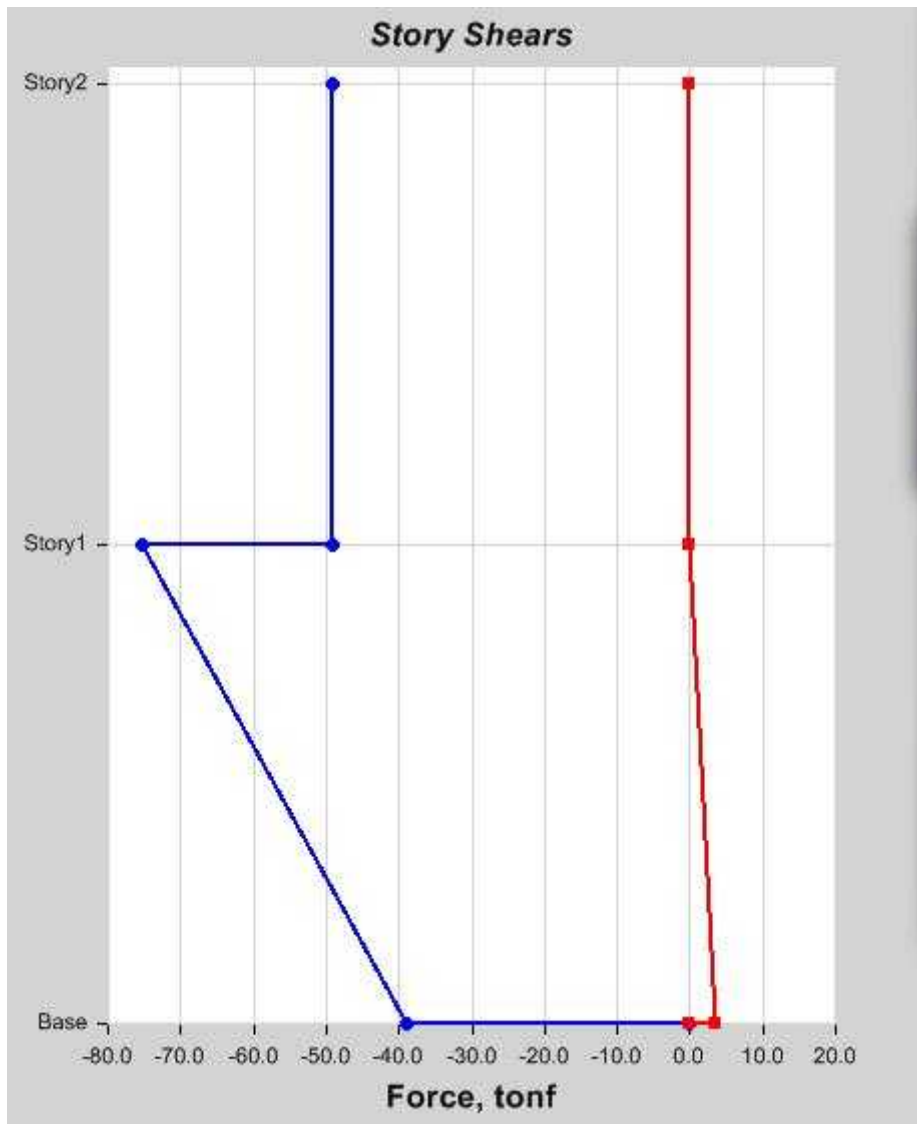
				$g_p =$	0.007	E 070 10.2.1	
Nivel	D (cm)	$D=0.75 \times R_y \times D$	d_r (cm)	H (cm)	Dp	Observación	
2	0.796	3.58	1.70	290	2.03	OK	
1	0.419	1.89	1.886	300	2.10	OK	
BASE	0	0.00	0.000	0	0.00		

MÁXIMO DESPLAZAMIENTO CALCULADOS

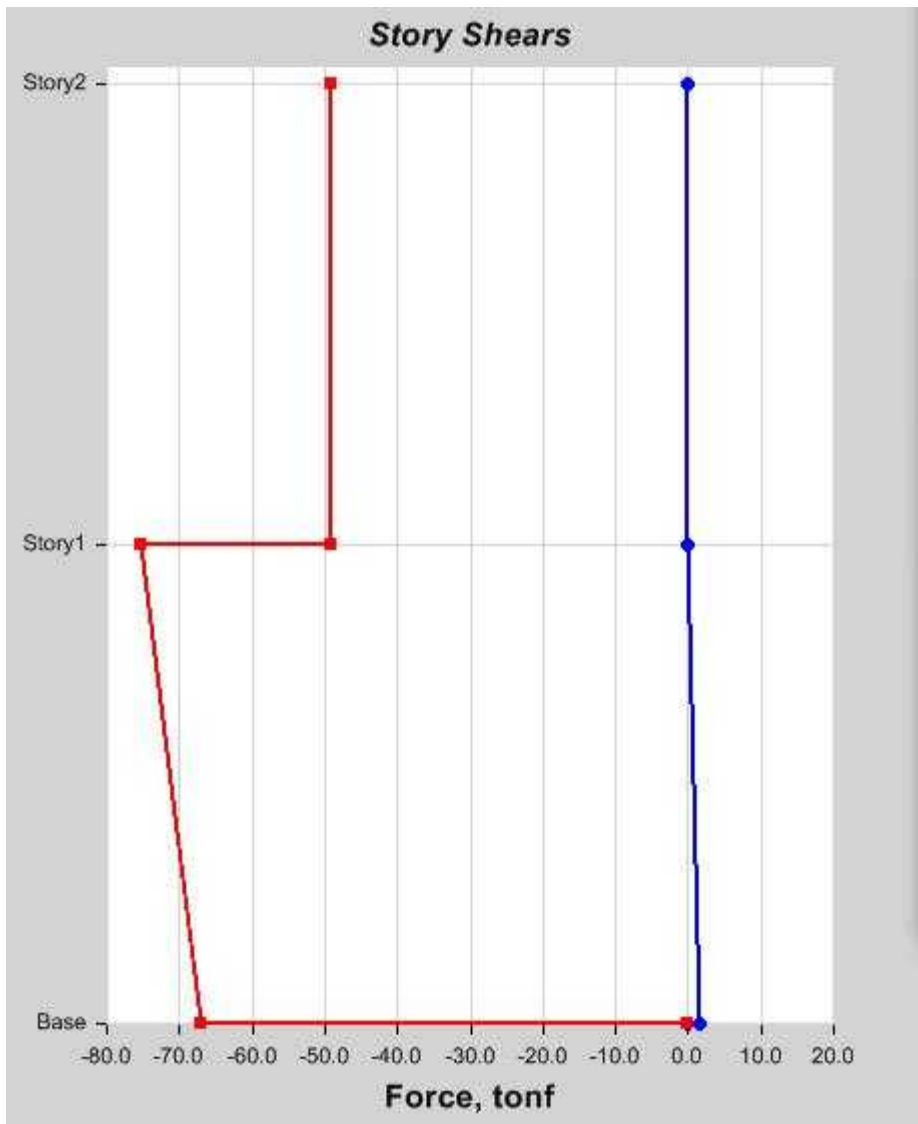
	X	Y	
$D_{max} =$	1.17	1.89	cm
$d_{r max} =$	1.17	1.89	cm

V.2 Comprobación del Cortante Dinámico:

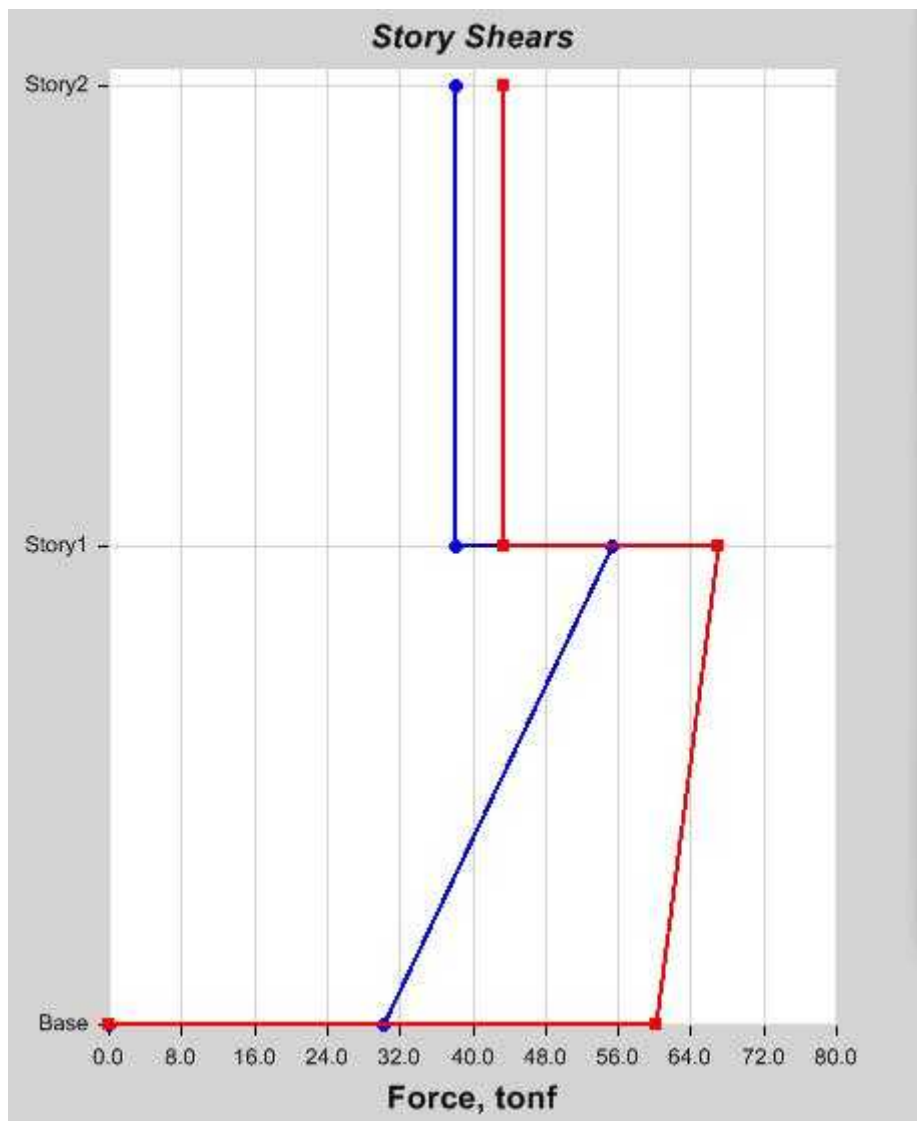
Se calculó el Cortante Basal Dinámico y se comprobó que fuese mayor al 90% del Cortante Estático (Por ser estructura IRregular), a continuación se presentan algunos resultados:



Cortante Basal Estático X-X (Tn): 75.40



Cortante Basal Estático Y-Y (Tn): 75.40



Cortante Basal Dinámico X-X (55.00) y Y-Y (Tn): 67

Factores de Corrección:

$$f_x = 0.90 \times 75.40 / 55 = 1.23$$

$$f_y = 0.90 \times 75.40 / 67 = 1.01$$

Estos valores se aplicarán en las combinaciones para las sollicitaciones por el método dinámico.

V.3 Principales Periodos de Vibración (T):

A continuación se presentan los modos de vibración de la estructura (solo los 3 primeros debido a la regularidad de la estructura):

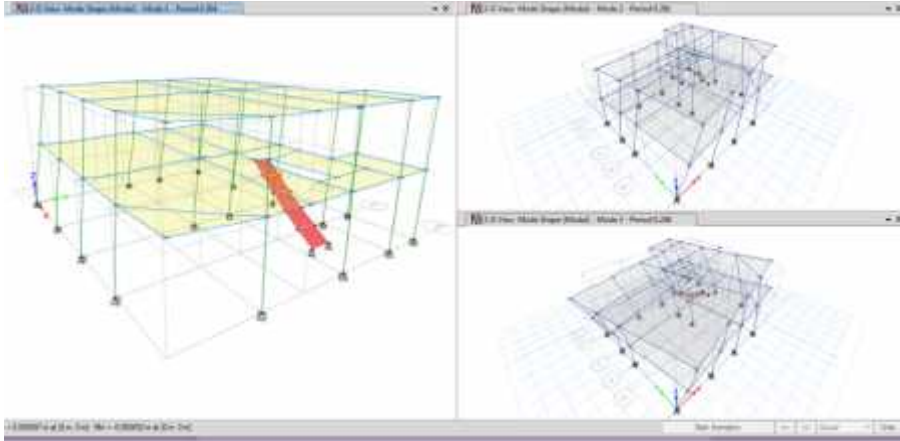


Tabla 12:

Periodo de los principales modos de vibración

Modo de Vibración	Periodo (s)
1	0.304
2	0.281
3	0.246

VI. CONCLUSIONES

- J La edificación no cumple la norma e030. Lo cual indica que se debe rigidizar la estructura en las dos direcciones.
- J Siendo una institución donde alberga un gran número de usuarios no se tuvo en cuenta la norma e030 desde el inicio de la construcción.

VII. RECOMENDACIONES:

- J Se debe realizar un proyecto de reforzamiento de la edificación ya sea en forma convencional (incrementar secciones de columnas y vigas) o por métodos más actuales como son los disipadores de energía debido a carga sísmica.
- J Evaluar la propuesta desde el punto de vista costo beneficio.
- J En el nuevo proyecto se debe tener en cuenta más números de pisos para justificar la inversión.

ANEXO N° 05

PANEL FOTOGRAFICO



Así como observamos en estas fotos toda la base el auditorio es cimiento corrido y no cuenta con zapatas.



En esta otra foto también se muestra el cimiento corrido en otro tramo del edificio que tiene un alto de 0.90m y el sobrecimiento de 0.30



Realizamos el picado de una de las vigas y así como podemos apreciar en las tomas fotograficas el acero esta corroido y cuenta con 4 fierros de $\frac{1}{2}$



En esta toma podemos apreciar el acero de la columna que también está bastante corroido y tiene 4 fierros de $\frac{5}{8}$



El frontis del edificio de la USP



Aquí se aprecia el portón de entrada al auditorio



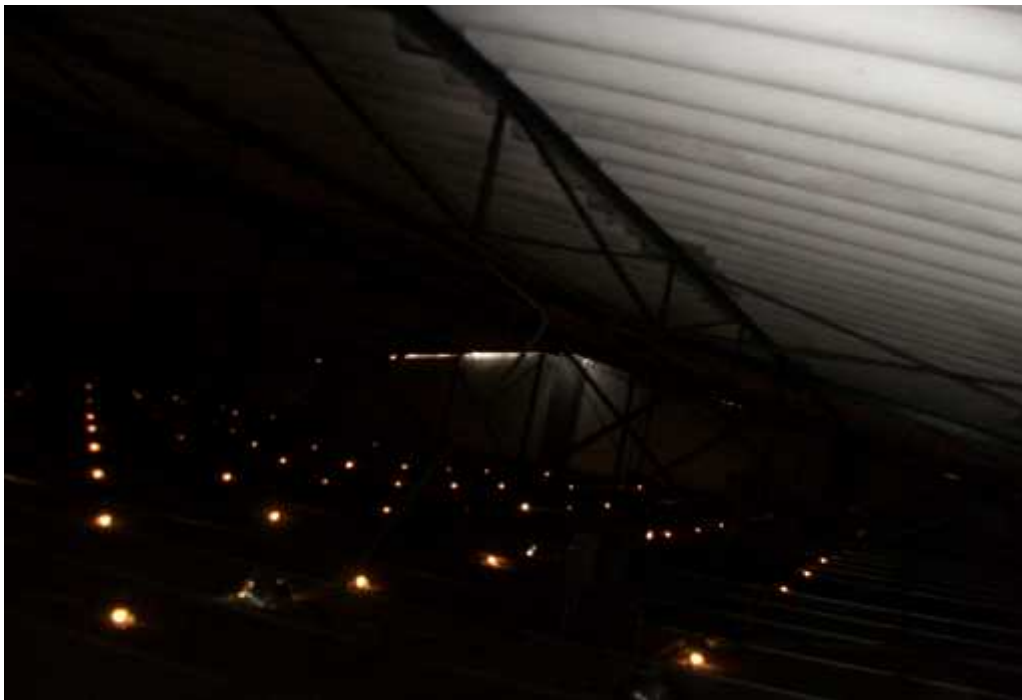
Aquí podemos observar un gran error una de las columna que está bajo de la escalera en los SS.HH no llega hasta el segundo nivel.



Como se puede apreciar el techo de segundo nivel es de cobertura liviana eternit y tijerales metálicos.



Cables expuestos de energía eléctrica



Tijerales metálicos del techo del auditorio protegido por eternit



Identificando el acero con el uso del escáner



Realizando el ensayo con el esclerómetro a la columna del auditorio

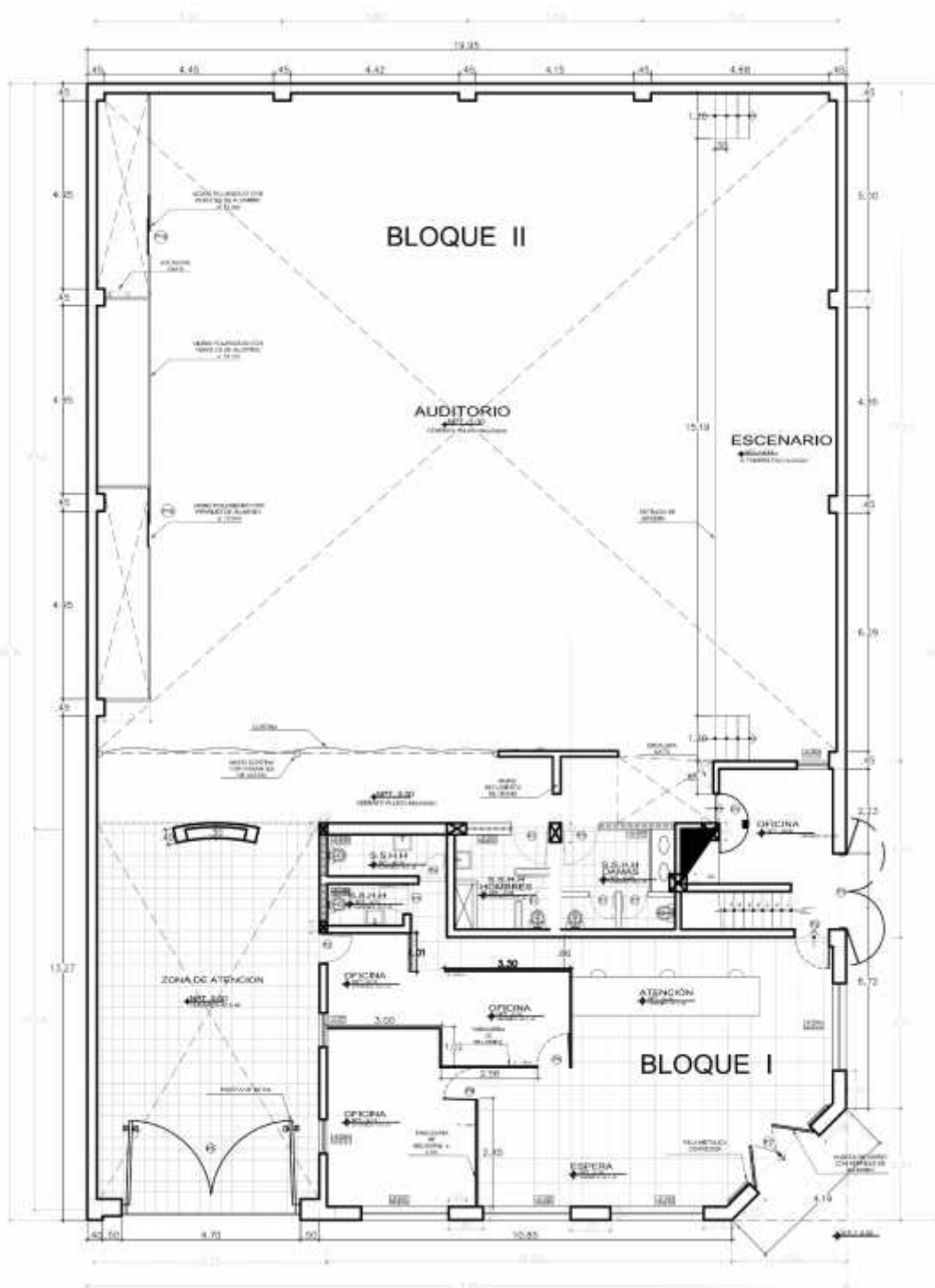


Ensayo realizado en columna de los SS.HH del auditorio

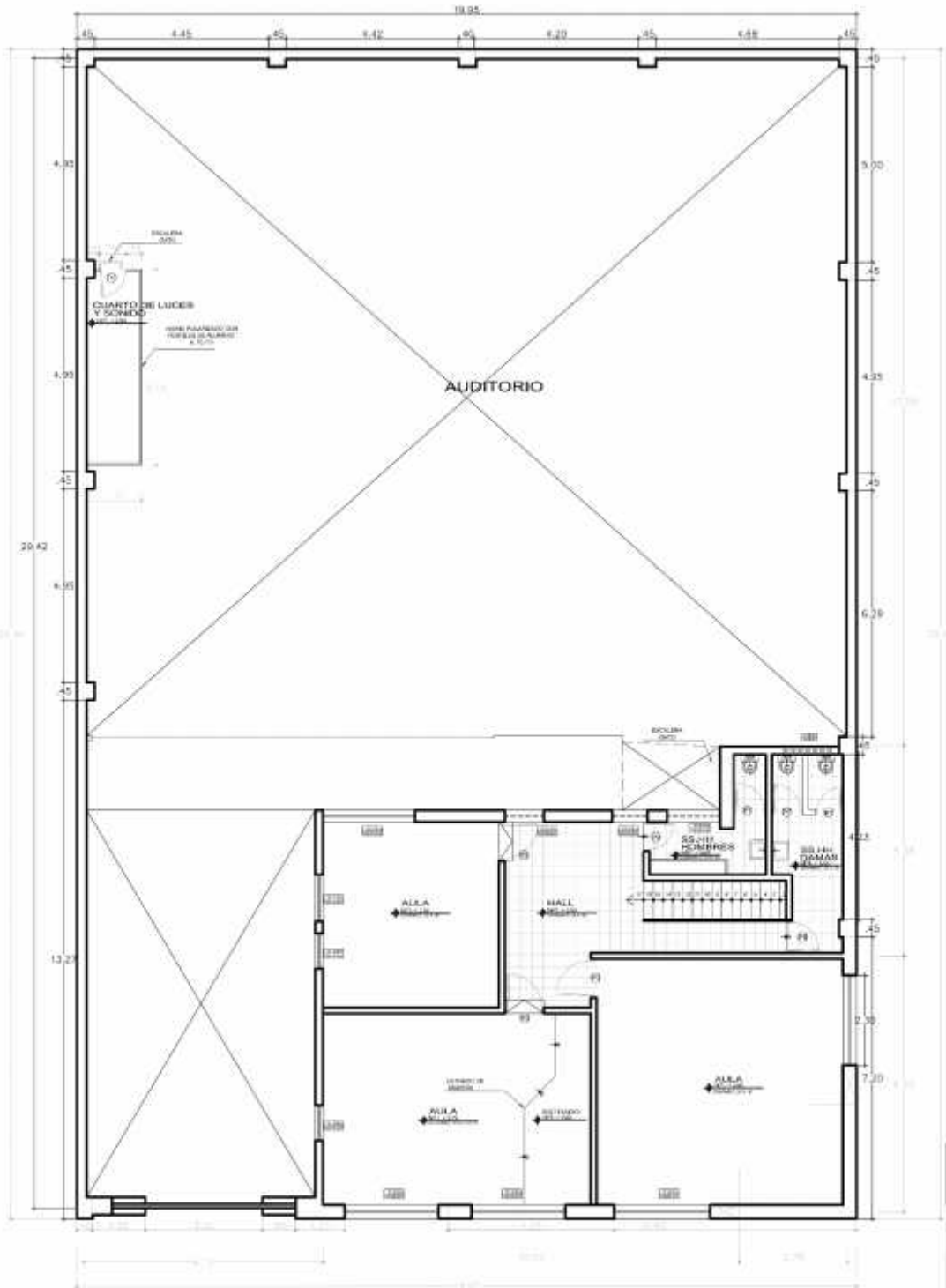


ANEXO N° 06

PLANOS



PRIMER PISO



SEGUNDO PISO