

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE UN MÓDULO DEL COLEGIO
JOSÉ CARLOS MARIATEGUI ANTE EL SISMO DE
PISCO DEL 15 DE AGOSTO DEL 2007

T E S I S

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:
INGENIERO CIVIL

PRESENTADO POR EL BACHILLER:
WALTER HUMBERTO CHILÓN VARGAS

ASESOR:
MIGUEL MOSQUEIRA MORENO

Cajamarca - Perú
2013

DEDICATORIA

A Dios

Por haberme permitido llegar hasta este punto y haberme dado salud para lograr mis objetivos, además de su infinita bondad y amor.

A mi madre, Jacoba

Por haberme apoyado en todo momento, por sus consejos, sus valores, por la motivación constante que me ha permitido ser una persona de bien, pero más que nada, por su amor.

A mi padre, Máximo

Por los ejemplos de perseverancia y constancia que lo caracterizan y que me ha infundado siempre, por el valor mostrado para salir adelante y por su amor.

A mis hermanos, Freddy, Cristhian, Nancy y mi sobrino Giancarlo

Por su apoyo incondicional y el gran cariño que nos une.

A mi esposa, Fany

Por el gran amor que me brinda, por su apoyo y ánimo día con día para alcanzar nuevas metas, profesionales como personales.

A mi hija, Xielo

Que es la luz de mi vida; a quien siempre cuidaré y amaré.

WALTER CHILÓN

AGRADECIMIENTOS

Al Ing. Edgard Pereyra Rojas, perteneciente al MINEDU por su apoyo con los expedientes técnicos de los colegios que sufrieron daños ante el sismo Pisco del 15 de agosto del 2007, de los cuales se seleccionó el colegio del cual se ha realizado el análisis.

Al Dr. Ing. Hernando Tavera, director de sismología del IGP; por su apoyo con los registros sísmicos con los que ha sido posible el desarrollo de la presente tesis.

A mi asesor Dr. Ing. Miguel Mosqueira Moreno por su apoyo y orientación en el desarrollo de la presente tesis.

RESUMEN

El objetivo de esta tesis fue evaluar el comportamiento sísmico de un módulo del colegio José Carlos Mariátegui ante el sismo de Pisco del 15 de agosto del 2007. Teniendo como base el registro sísmico tomado en la estación de Parcona y el expediente técnico de dicho centro educativo, del cual se ha tomado las propiedades físicas y geométricas para la mejor representación de dicho estudio, con lo que se ha evaluado los desplazamientos máximos y el diseño de los elementos que componen el sistema estructural mediante análisis dinámico. Encontrando que los desplazamientos máximos fueron de 0.0073 para el primer nivel y 0.004 para el segundo nivel; la resistencia en sus elementos estructurales encontrada fue $\phi R_n < R_u$ para vigas y columnas. Por lo que se determinó que el comportamiento de dicho módulo ante un sismo severo es inadecuado ya que los desplazamientos de entre piso superan a los máximos establecidos en la Norma Sísmica E.030 y sus elementos estructurales no cumplen con los requisitos de resistencia de la Norma E.060 de concreto Armado.

Palabra Clave: Comportamiento Sísmico, Análisis Tiempo – Historia, Desplazamiento en estructuras, Diseño estructural.

ABSTRACT

The aim of this thesis was to evaluate the seismic behavior of a module José Carlos Mariátegui school before the Pisco earthquake of August 15, 2007. Taking as a basis the seismic recording station taken Parcona and technical file of the school, which has taken the physical and geometric properties for the best representation of the study, which has been evaluated and the maximum displacements design of the components of the structural system by dynamic analysis. Finding that the maximum displacements were 0.0073 for the first level and 0.004 for the second level resistance was found structural elements $\phi R_n < R_u$ for beams and columns. It was determined that the behavior of the module before a severe earthquake is inadequate because the floor displacements between outweigh the maximum established in the Standard Seismic E.030 and structural elements do not meet the strength requirements of Standard Armando concrete E.060.

Keyword: Seismic Behavior, Analysis Time - History, displacement structures, structural design.

INDICE

DEDICATORIA	ii
AGRADECIMIENTOS.....	iii
RESUMEN	iv
ABSTRACT.....	v
INDICE.....	vi
INDICE DE FIGURAS.....	x
INDICE DE TABLAS.....	xiii
INTRODUCCIÓN	xiv
CAPITULO I	
EL PROBLEMA DE LA INVESTIGACIÓN	1
1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	1
1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA	3
1.3. JUSTIFICACIÓN	3
1.4. ALCANCES Y LIMITACIONES	4
1.5. HIPÓTESIS	4
1.6. OBJETIVOS	5
CAPITULO II	
MARCO TEÓRICO	6
2.1. ANTECEDENTES DEL ESTUDIO	6
2.1.1. ANTECEDENTES INTERNACIONALES.....	6
2.1.2. ANTECEDENTES NACIONALES	8
2.1.3. ANTECEDENTES LOCALES.....	9
2.2. BASES TEORICAS	11
2.2.1. LOS SISMOS	11
2.2.2. ANÁLISIS SÍSMICO DINÁMICO.....	13
2.2.2.1. ANÁLISIS POR COMBINACIÓN MODAL ESPECTRAL.....	14

2.2.2.2. ANÁLISIS TIEMPO-HISTORIA.....	15
2.2.2.3. PARÁMETROS DE ANÁLISIS DE LA NORMA SÍSMICA E.030	15
2.2.3. VERIFICACIÓN DE LOS COMPONENTES ESTRUCTURALES	22
2.2.3.1. LOSAS ALIGERADAS	22
2.2.3.2. VIGAS	26
2.2.3.3. COLUMNAS.....	30
2.2.3.4. ALBAÑILERÍA.....	34
2.2.4. PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS	34
2.2.4.1. DESCRIPCIÓN.....	34
2.2.4.2. NORMAS EMPLEADAS	35
2.2.4.3. ESPECIFICACIONES DE LOS MATERIALES	36
2.2.4.4. CARACTERÍSTICAS DEL TERRENO DE FUNDACIÓN	37
2.2.4.5. ESTRUCTURACIÓN DE LOS MODULOS	38
2.2.4.6. CARGAS	39
2.2.4.7. COMBINACIONES DE CARGA.....	40
2.2.4.8. PESO DE LA ESTRUCTURA	41
2.2.4.9. MODELO ESTRUCTURAL	42

CAPITULO III

METODOLOGÍA.....43

3.1. TIPO DE ESTUDIO	43
3.2. LOCALIZACIÓN.....	43
3.3. POBLACIÓN.....	44
3.4. TÉCNICAS DE RECOLECCIÓN DE DATOS	44
3.4.1. PROCEDIMIENTO PARA RECOLECCIÓN DE DATOS	44
3.5. PROCESAMIENTO DE DATOS	45
3.6. PRESENTACIÓN Y ANÁLISIS DE RESULTADOS.....	45

CAPITULO IV

RESULTADOS Y DISCUSIÓN.....46

4.1. PRESENTACIÓN DE RESULTADOS.....	46
4.1.1. DESPLAZAMIENTOS.....	46
4.1.1.1. DESPLAZAMIENTOS EN EL MÓDULO ANTES DEL REFORZAMIENTO	46

4.1.1.2. DESPLAZAMIENTOS EN EL MÓDULO DESPUÉS DEL REFORZAMIENTO	50
4.1.1.3. RESUMEN DE DESPLAZAMIENTOS.....	54
4.1.2. FUERZAS EN LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES ANTES DEL REFORZAMIENTO	55
4.1.2.1. LOSAS	55
4.1.2.2. VIGAS	58
4.1.2.3. COLUMNAS.....	59
4.1.2.4. ALBAÑILERÍA.....	61
4.1.3. FUERZAS EN LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES DESPUÉS DEL REFORZAMIENTO	62
4.1.3.1. LOSAS	62
4.1.3.2. VIGAS	63
4.1.3.3. COLUMNAS.....	65
4.1.3.4. ALBAÑILERÍA.....	67
4.1.4. VERIFICACIÓN DEL DISEÑO EN LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	68
4.1.4.1. VERIFICACIÓN DEL DISEÑO DE LAS LOSA.....	68
4.1.4.2. VERIFICACIÓN DEL DISEÑO DE LAS VIGAS	69
4.1.4.3. VERIFICACIÓN DEL DISEÑO DE LAS COLUMNAS.....	72
4.1.4.4. VERIFICACIÓN DE LA ALBAÑILERÍA.....	78
4.1.4.5. VERIFICACIÓN DE LA ESTRUCTURA PARA EL DISEÑO SÍSMICO.....	79
4.2. DISCUSIÓN DE RESULTADOS	83
4.2.1. DESPLAZAMIENTOS.....	83
4.2.2. DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES	84
4.2.2.1. ALIGERADOS	84
4.2.2.2. VIGAS	84
4.2.2.3. COLUMNAS.....	85
4.2.2.4. ALBAÑILERÍA.....	85
4.2.2.5. DISEÑO SÍSMICO DE LA ESTRUCTURA	86

CAPITULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES87

5.1. CONCLUSIONES	87
-------------------------	----

5.2. RECOMENDACIONES.....	89
BIBLIOGRAFIA.....	90
ANEXOS.....	92

INDICE DE FIGURAS

Figura 1: Daños ocurridos en colegios Bandera de Perú y Julio C. Tello ante el sismo de Pisco del 15 de agosto del 2007	1
Figura 2: Comparación de registros de aceleraciones máximas alcanzadas por los sismos de la Norma E.030 y el sismo de Pisco del 15/08/2007; Fuente: Elaboración propia con base de datos de los registros sísmicos del IGP.....	2
Figura 3: Centro para pruebas sísmicas a escala natural del NIED - EDEFENSE	6
Figura 4: Evaluación sísmica de un edificio de madera de 7 pisos; disponible en http://www.bosai.go.jp/hyogo/ehyogo/research/movie/movie.html	7
Figura 5: Evaluación sísmica de un edificio escolar de concreto armado de 3 pisos; disponible en http://www.bosai.go.jp/hyogo/ehyogo/research/movie/movie.html	8
Figura 6: Distribución de zonas sísmicas dentro del territorio nacional, Fuente: Norma Sísmica E.030.....	16
Figura 7: Detalle típico del aligerado.....	23
Figura 8: Distribución del Colegio José Carlos Mariátegui, Pisco – Perú	35
Figura 9: Esquema estructural de la planta primer piso del Colegio José Carlos Mariátegui	38
Figura 10: Registro acelerográfico, sismo de Pisco del 15 de Agosto del 2007, estación de Parcona. Fuente: IGP	40
Figura 11: Modelo estructural idealizado del colegio José Carlos Mariátegui para el análisis sísmico.....	42
Figura 12: Puntos de control en planta del modelo estructural antes de su reforzamiento	47
Figura 13: Desplazamiento del nudo 13 en el primer nivel, dirección X.....	47
Figura 14: Desplazamiento del nudo 13 en el segundo nivel, dirección X.....	48
Figura 15: Desplazamiento del nudo 13 en el primer nivel, dirección Y.....	48
Figura 16: Desplazamiento del nudo 13 en el segundo nivel, dirección Y.....	48
Figura 17: Desplazamiento del nudo 14 en el primer nivel, dirección X.....	49
Figura 18: Desplazamiento del nudo 14 en el segundo nivel, dirección X.....	49
Figura 19: Desplazamiento del nudo 14 en el primer nivel, dirección Y.....	49
Figura 20: Desplazamiento del nudo 14 en el segundo nivel, dirección Y.....	50
Figura 21: Puntos de control en planta del modelo estructural después de su reforzamiento	51
Figura 22: Desplazamiento del nudo 197 en el primer nivel, dirección X.....	51
Figura 23: Desplazamiento del nudo 197 en el segundo nivel, dirección X.....	52
Figura 24: Desplazamiento del nudo 197 en el primer nivel, dirección Y.....	52
Figura 25: Desplazamiento del nudo 197 en el segundo nivel, dirección Y.....	52
Figura 26: Desplazamiento del nudo 198 en el primer nivel, dirección X.....	53
Figura 27: Desplazamiento del nudo 198 en el segundo nivel, dirección X.....	53
Figura 28: Desplazamiento del nudo 198 en el primer nivel, dirección Y.....	53

Figura 29: Desplazamiento del nudo 198 en el segundo nivel, dirección Y.....	54
Figura 30: Distribución de momentos en el aligerado primer nivel, dirección X antes del reforzamiento	56
Figura 31: Distribución de momentos en el aligerado del techo, dirección X antes del reforzamiento	56
Figura 32: Fuerza cortante en el aligerado del primer nivel, antes del reforzamiento	57
Figura 33: Fuerza cortante en el aligerado del techo, antes del reforzamiento	57
Figura 34: Envoltorio de diagrama de momentos flectores, vista frontal.....	58
Figura 35: Envoltorio del diagrama de fuerza cortante, vista frontal.....	58
Figura 36: Envoltorio del diagrama de momentos flectores, vista lateral.....	59
Figura 37: Envoltorio del diagrama de fuerza cortante, vista lateral	59
Figura 38: Fuerzas axiales debido a la carga muerta, modelo I.....	60
Figura 39: Fuerzas axiales debido a la carga viva.....	60
Figura 40: Fuerzas axiales debido al sismo.....	60
Figura 41: Momentos flectores debido al sismo en la dirección 2-2, modelo I.....	61
Figura 42: Momentos flectores debido al sismo en la dirección 3-3	61
Figura 43: Fuerza axial en el muro central de albañilería.....	62
Figura 44: Distribución de momentos en el aligerado primer nivel, dirección X después del reforzamiento	63
Figura 45: Fuerza cortante en el aligerado primer nivel, después del reforzamiento.....	63
Figura 46: Envoltorio de diagrama de momentos flectores, vista frontal.....	64
Figura 47: Envoltorio del diagrama de fuerza cortante, vista frontal.....	64
Figura 48: Envoltorio de diagrama de momentos flectores, vista lateral.....	65
Figura 49: Envoltorio del diagrama de fuerza cortante, vista lateral	65
Figura 50: Fuerzas axiales debido a la carga muerta, modelo II.....	66
Figura 51: Fuerzas axiales debido a la carga viva, modelo II	66
Figura 52: Fuerzas axiales debido al sismo, modelo II	66
Figura 53: Momentos flectores debido al sismo en la dirección 2-2, modelo II.....	67
Figura 54: Momentos flectores debido al sismo en la dirección 3-3, modelo II.....	67
Figura 55: Diagrama de momentos flectores en el aligerado del primer nivel.....	68
Figura 56: Diagrama de fuerzas cortantes en el aligerado del primer nivel.....	69
Figura 57: Verificación del diseño de las vigas V3 y V4.....	70
Figura 58: Dimensiones y distribución del Acero de refuerzo de la columna T.....	73
Figura 59: Diagrama de iteración P-M, para la columna T	74
Figura 60: Dimensiones y distribución de la columna rectangular	75
Figura 61: Diagrama de iteración P-M para la columna rectangular.....	76
Figura 62: Dimensiones y distribución del acero de refuerzo de la columna L	77
Figura 63: Diagrama de iteración P-M de la Columna L.....	78
Figura 64: Distribución de esfuerzos en los muros de albañilería debido a la carga muerta y carga viva	79
Figura 65: Diseño de los elementos estructurales provenientes del cálculo modal-espectral	80

Figura 66: Relación de momentos viga columna provenientes del cálculo modal-espectral	81
Figura 67: Diseño de los elementos estructurales por análisis dinámico tiempo – historia antes del reforzamiento	82
Figura 68: Diseño de los elementos estructurales por análisis dinámico tiempo - historia después del reforzamiento.....	82
Figura 69: Relación de momentos viga columna provenientes del análisis dinámico tiempo - historia	83

INDICE DE TABLAS

Tabla 1: Tabla para selección del factor de zona (Z), fuente: Norma sísmica E.030.....	15
Tabla 2: Tabla para selección del uso de la edificación (U), fuente: Norma sísmica E.030	16
Tabla 3: Tabla para selección del periodo (Tp) y factor de amplificación (S) del suelo, Fuente: Norma sísmica E.030.....	17
Tabla 4: Tabla para la selección del sistema estructural y factor de reducción sísmica (R), fuente: Norma sísmica E.030.....	19
Tabla 5: Límites de desplazamiento lateral de entrepiso, fuente: Norma sísmica E.030 ...	22
Tabla 6: Solicitaciones y factor de reducción.....	41
Tabla 7: Comparación de desplazamientos de entrepiso antes de reforzamiento, con los límites máximos establecidos por la Norma sísmica E.030, fuente: elaboración propia	54
Tabla 8: Comparación de desplazamientos de entrepiso después de reforzamiento, con los límites máximos establecidos por la Norma sísmica E.030, fuente: elaboración propia	55
Tabla 9: Verificación del diseño por flexión del aligerado, fuente: Elaboración propia	68
Tabla 10: Verificación del diseño por flexión de la viga V3, fuente: elaboración propia	70
Tabla 11: Verificación del diseño por flexión de la viga V4, fuente: elaboración propia	71
Tabla 12: Fuerzas axiales y momentos flectores para la columna T, por cargas de gravedad y el análisis tiempo – historia, después del reforzamiento, fuente: elaboración propia con datos del Etabs 9.7.3 V.P.....	72
Tabla 13: Combinaciones de carga para la columna T, fuente: elaboración propia con los datos de la tabla 12.	73
Tabla 14: Fuerzas axiales y momentos flectores para la columna rectangular, por cargas de gravedad y el análisis tiempo – historia, después del reforzamiento, fuente: elaboración propia con datos del Etabs 9.7.3 V.P.....	74
Tabla 15: Combinaciones de carga para la columna T, fuente: elaboración propia con los datos de la tabla 14	75
Tabla 16: Fuerzas axiales y momentos flectores para la columna L, por cargas de gravedad y el análisis tiempo – historia, después del reforzamiento, fuente: elaboración propia con datos del Etabs 9.7.3 V.P.....	76
Tabla 17: Combinaciones de carga para la columna T, fuente: elaboración propia con los datos de la tabla 16.	77

INTRODUCCIÓN

Esta investigación tiene como objetivo determinar el comportamiento sísmico de un módulo del colegio José Carlos Mariátegui ante el sismo ocurrido en la ciudad de Pisco el 15 de Agosto del 2007, dicho edificio ha sido diseñado con base en la actual Norma Sísmica E.030, pero presento daños en su estructura ante la ocurrencia de éste sismo, actualmente se ha realizado el reforzamiento integral de esta institución educativa la cual cumple con los parámetros de diseño de la actual Norma Sísmica - E.030, la Norma de concreto armado - E.060 y la Norma de Albañilería - E.070.

Considerando las propiedades de los materiales y características geométricas de los elementos que componen el sistema estructural se ha verificado los desplazamientos alcanzados ante este sismo y se ha verificado si cumple con la Norma Sísmica E.030.

Para lo que se ha realizado dos modelos estructurales el primero con las características iniciales de esta edificación ya que al igual que esta muchas instituciones educativas presentan similares características estructurales, lo cual nos permitirá medir cuan superior puede llegar hacer el desplazamiento ante sismos de esta magnitud ya que el espectro de Pseudo aceleraciones del sismo de Pisco del 15 de agosto del 2007 es superior a la media del espectro de aceleraciones que componen el espectro de diseño de la Norma E.030, actualmente vigente en nuestro país. Además se busca verificar si sus componentes estructurales como columnas, vigas y muros cumplen con los parámetros de diseño de la Norma E.060 y E.070 del RNE.

CAPITULO I

EL PROBLEMA DE LA INVESTIGACIÓN

1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

El sismo ocurrido el 15 de agosto del 2007 en la ciudad de Pisco, tuvo una intensidad de 7.9Mw, con un número aproximado de 600 víctimas y más de 60000 edificaciones colapsadas con graves daños (IGP - 2007), entre ellas infraestructuras de instituciones educativas como el colegio Julio C. Tello, colegio José Carlos Mariátegui y colegio Bandera del Perú, entre muchos otros como se muestra en la figura 1.01, estos colegios fueron diseñados bajo la Norma E030 de diseño sismo resistente por el método de análisis por combinación modal espectral.

En la norma sísmica E.030 se cuenta con dos métodos para el análisis dinámico: método por combinación modal espectral (método más usado) y el análisis Tiempo – Historia, este último no es muy usado debido a la falta de data (registros sísmicos) en la mayoría de lugares de nuestro país.

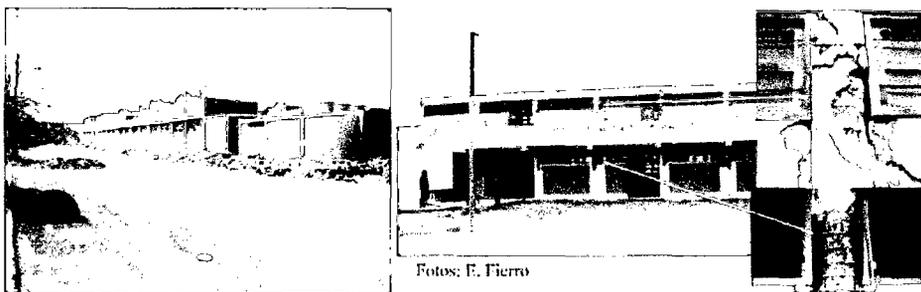


Figura 1: Daños ocurridos en colegios Bandera de Perú y Julio C. Tello ante el sismo de Pisco del 15 de agosto del 2007

Desde el punto de vista estructural la Norma Sísmica E.030, especifica una aceleración máxima de 0.4G asociada al sismo severo de diseño para la zona; este sismo fue captado por 15 instrumentos, 14 de los cuales estuvieron ubicados en la provincia de Lima los cuales registraron una aceleración máxima promedio de 0.07g por lo que para la provincia de Lima se considera con un sismo leve; el registro restante fue captado en la estación de Parcona a 122 km al sur del epicentro, el cual registró una aceleración máxima 0.5G - 488 cm/s², superando el nivel de peligro de 0.4G que se establece en la Norma Sísmica E.030 para la zona 3 (San Bartolomé, A. 2007, Tavera, H. 2007).

Por lo que las respuestas asociadas al análisis tipo modal espectral fueron sobrepasadas ante la ocurrencia de este sismo, ya que como se muestra en la figura 1.02, los registros sísmicos de los que deriva dicho espectro presentan aceleraciones menores a los que presenta el registros sísmico del 15 de agosto del 2007 en Pisco, por lo cual el comportamiento sísmico de las estructuras no fueron los adecuados y sufrieron graves daños.

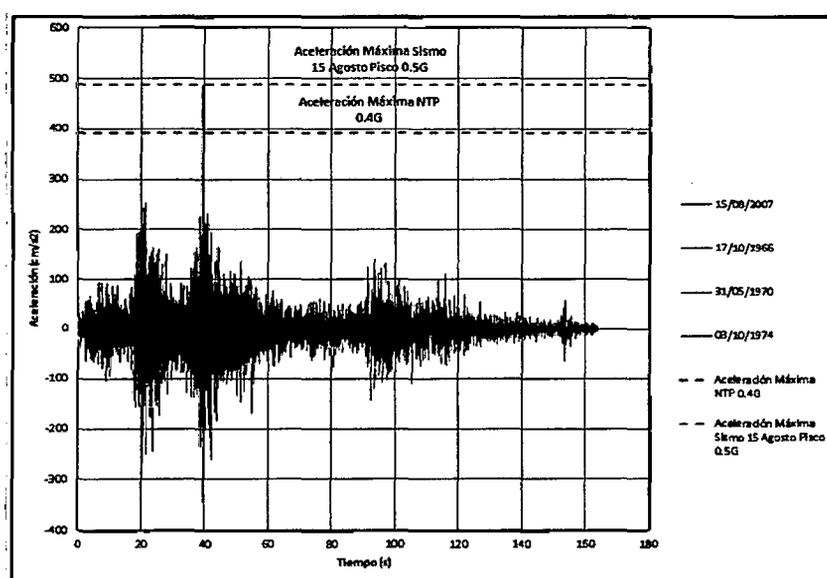


Figura 2: Comparación de registros de aceleraciones máximas alcanzadas por los sismos de la Norma E.030 y el sismo de Pisco del 15/08/2007; Fuente: Elaboración propia con base de datos de los registros sísmicos del IGP.

El colegio Julio C. Tello, colegio José Carlos Mariátegui y colegio Bandera del Perú así como toda la infraestructura de carácter educativo son estructuras clasificadas como estructuras esenciales dentro de la norma sísmica E.030, razón por la cual se busca evaluar el comportamiento sísmico de un módulo del Colegio José Carlos Mariátegui mediante el análisis Tiempo – Historia en base al sismo de pisco del 15 de agosto del 2007.

Este análisis a diferencia del tipo modal-espectral utiliza el propio registro para la evaluación sísmica de la estructura, lo que hace más real su comportamiento sísmico.

Las escuelas, colegios, instituciones educativas en general requieren de un análisis sísmico que brinde la seguridad ante cualquier evento sísmico, protegiendo su infraestructura y evitando el riesgo de pérdida de vidas humanas.

1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

La pregunta que se deriva de la problemática descrita es:

¿Cuál es el comportamiento de un módulo del colegio José Carlos Mariátegui, ante el sismo de Pisco del 15 de agosto del 2007?

1.3. JUSTIFICACIÓN

El diseño actual de las edificaciones se basan en gran parte al análisis por combinación modal espectral, por lo que es importante evaluar su comportamiento ante eventos sísmicos reales, como fue el ocurrido el 15 de agosto del 2007 con epicentro frente a la ciudad de Pisco; con la finalidad de mejorar la seguridad

estructural y minimizar el riesgo de pérdidas de vidas humanas ante eventos sísmicos severos.

Dicha investigación será de gran utilidad, puesto que permitirá verificar con un módulo de una edificación educativa si estas aun cumplen con los parámetros de diseño sísmico establecidos en la norma E.030 de Diseño Sismo resistente.

El presente trabajo busca además servir de guía en un tipo de análisis no muy utilizado en nuestro medio como es el análisis dinámico por Tiempo – Historia.

1.4. ALCANCES Y LIMITACIONES

La presente investigación se limitó a realizar la evaluación del comportamiento sísmico de un módulo escolar de la institución educativa Colegio José Carlos Mariátegui de dos niveles que se encuentra en la zona 3 de mayor sismicidad y por su cercanía al epicentro del evento sísmico sucedido. En ella se analizó el desplazamiento máximo en la esquina más alejada y en el centro de gravedad de la estructura, así como la verificación del diseño de los elementos que componen el sistema estructural.

1.5. HIPÓTESIS

- El módulo de dos niveles del Colegio José Carlos Mariátegui se comportó inadecuadamente ante el sismo de Pisco del 15 de agosto del 2007.

1.6. OBJETIVOS

Evaluar el comportamiento sísmico de un módulo del Colegio José Carlos Mariátegui ante el sismo de Pisco del 15 de agosto del 2007.

Los objetivos específicos son los siguientes:

- Determinar los desplazamientos máximos en la esquina más alejada.
- Determinar los desplazamientos máximos en el centro de gravedad de la estructura.
- Verificar el diseño de los elementos que componen el sistema estructural.

CAPITULO II

MARCO TEÓRICO

2.1. ANTECEDENTES DEL ESTUDIO

2.1.1. ANTECEDENTES INTERNACIONALES

El terremoto de Kobe ocurrido el 17 de enero de 1995 en Japón, en el que casi 6500 ciudadanos de Kobe y alrededores perdieron la vida y las consecuencias económicas superaron los \$100 millones de dólares, convirtiéndolo en el desastre natural más costoso de la historia.

Razón por la cual el NIED (Instituto Nacional de Investigación de Ciencias de la Tierra para la Prevención de Desastres) en Japón, ha realizado la construcción del centro de pruebas a escala natural en mesa vibratoria para el análisis de edificaciones ante eventos sísmicos reales, conocido como E-Defense.

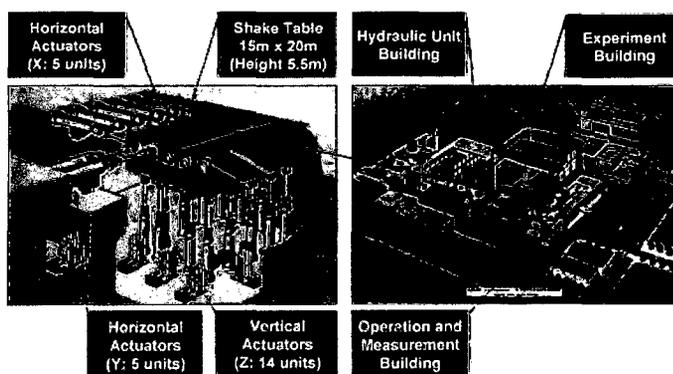


Figura 3: Centro para pruebas sísmicas a escala natural del NIED - EDEFENSE

Actualmente este instituto ha realizado más de 28 ensayos de estructuras a escala natural ante sismos severos. Podemos citar los siguientes:

En las instalaciones del NIED se analizó una estructura residencial con pórticos de madera de 7 niveles, ante el evento sísmico registrado en Canoga Park durante el Terremoto de Northridge en 1994. La estructura analizada fue de 12.4 m de ancho por 18.4 m de largo y una altura de 20.4 m sometida al 100% y 180% de la acción sísmica. (Brow 2009).

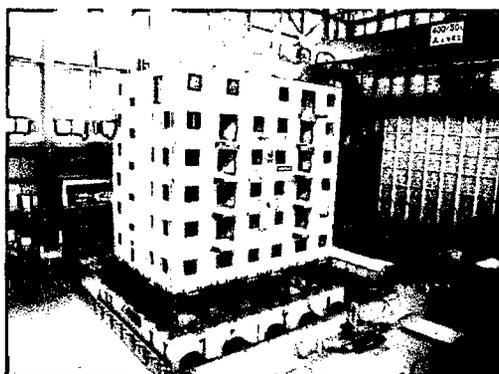


Figura 4: Evaluación sísmica de un edificio de madera de 7 pisos; disponible en <http://www.bosai.go.jp/hyogo/ehyogo/research/movie/movie.html>

Como parte del “Proyecto Especial para la Mitigación de Desastres en zonas urbanas”, se analizó el comportamiento de una estructura escolar de 3 niveles cuyos objetivos fueron validar la disipación de energía y el efecto del reforzamiento sísmico. La muestra fue dos estructura de 3 pisos, la primera una edificio escolar de concreto armado, la segunda el mismo edificio escolar pero reforzada con tirantes de acero conectadas. La primera estructura fue sometida al 100% de la acción sísmica del sismo de Kobe de 1995, y la segunda fue sometida al 130 % de la acción sísmica del sismo de Kobe. (Kabeyasawa 2006).

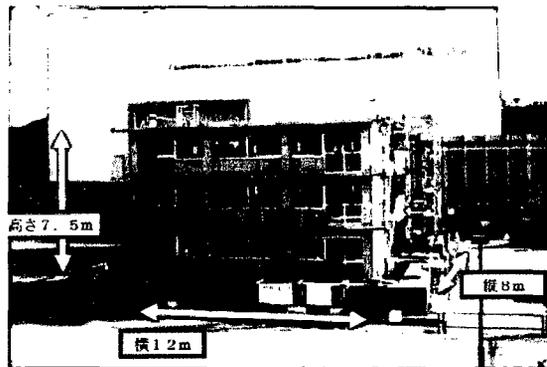


Figura 5: Evaluación sísmica de un edificio escolar de concreto armado de 3 pisos; disponible en <http://www.bosai.go.jp/hyogo/ehyogo/research/movie/movie.html>

Otro instituto que actualmente se encuentra estudiando el comportamiento de estructuras a escala natural y ante eventos sísmicos reales es el Peer - Centro de Investigaciones Sísmicas del Pacífico. Es un centro de estudio multi-institucional con sede en la Universidad de California (Berkeley), con investigadores de más de 20 universidades, empresas de consultoría, además de investigadores del gobierno estatal y federal de los E.E.U.U, contribuyen a la investigación centrada en la ingeniería sísmica basada en desempeño, ante eventos sísmicos reales, como el sismo de Northridge, Kobe, etc.

2.1.2. ANTECEDENTES NACIONALES

Dentro de los antecedentes nacionales podemos citar las siguientes tesis en las que se ha realizado investigación sobre edificaciones educativas.

Evaluación del riesgo sísmico en edificaciones educativas, en el que se ha enfocado en la obtención de un modelo numérico para estimación de pérdidas por sismo en edificaciones educativas peruanas, encontrándose que ante sismos frecuentes con periodos de retorno de 50 años el factor por daño medio alcanzaría un 45 % en edificaciones de adobe, 20 % en edificaciones de albañilería y concreto construidas antes de 1997 y el 5% en edificaciones de albañilería concreto en edificaciones construidas después de 1997. También se encontró que ante sismos raros, con periodos de retorno del 500 años el factor por daño medio alcanzaría el 95% en edificaciones de adobe, 65% para edificaciones de albañilería-concreto antes de 1997 y 38% para edificaciones de albañilería-concreto construidas después de 1997; y finalmente las edificaciones sismorresistente construidas bajo la norma de 1997 serían las únicas que podrían ser reparadas ante un evento sísmico severo. (Astorga, Aguilar, PUCP - 2006)

Análisis dinámico y técnicas de reforzamiento en estructuras de infraestructura educativa, en la que se analizó una edificación de tres niveles conformada por dos módulos, rectangular y octogonal los cuales se encuentran conectados mediante la losa de piso en sus dos primeros niveles, considerándose una edificación irregular la cual no es permitida en la Norma sísmica E.030; el desplazamiento máximo encontrado fue de 4.10m para el tercer nivel y una distorsión máxima de entrepiso de 0.005 en el segundo nivel debajo del límite máximo considerado por la norma sísmica E.030. (Olarte, Proaño, Torres, Rojas, CISMID - 2007)

2.1.3. ANTECEDENTES LOCALES

Dentro de los antecedentes locales podemos citar las siguientes tesis en las que se ha realizado investigación sobre edificaciones educativas.

Desempeño sismorresistente del edificio 2B de la Universidad Nacional de Cajamarca. En la que se analizó dicho pabellón dividido en dos bloques "A" y "B" con el programa Sap 2000, los cuales se encuentran separados por una junta sísmica de 5cm y que fueron sometido a cuatro niveles de desempeño como son: sismo frecuente, sismo ocasional, sismo raro y sismo muy raro; encontrándose desplazamientos para el modulo A de 1.444cm, 2.091cm, 3.381cm y 4.905cm y desplazamientos para el modulo B de 1.43cm, 2.082cm, 3.36cm y 4.879cm para cada nivel de desempeño, concluyendo que no existe falla por choque entre los bloques pero que llegan al colapso ante sismos considerados muy raros. (Bardales. 2010).

Evaluación sismorresistente del pabellón 1A de la Universidad Nacional de Cajamarca según la Norma Sísmica E.030. En la que se analizó por el método modal espectral dicho pabellón encontrándose desplazamientos de 0.0263 para el primer nivel en la dirección aporticada con una altura de 3.5m el cual lleva a un desplazamiento de entrepiso de 0.039 el cual es mayor al máximo admitido por la norma sísmica de 0.007 concluyendo que esta edificación puede presentar graves daños ante un sismo severo (Pereira, 2010)

Evaluación sísmica del pabellón de 1° y 3° año del nivel secundario del colegio nacional Juan XXIII de la ciudad de Cajamarca. En el cual se ha evaluado dicho pabellón por el método modal espectral, encontrándose desplazamientos de entrepiso mayores a los máximos admisibles por lo que el autor proponer el reforzamiento con placas de concreto armado. (Vargas. 2007)

2.2. BASES TEORICAS

2.2.1. LOS SISMOS

Un sismo, corresponde a los movimientos bruscos del terreno, generalmente producidos por disturbios tectónicos o volcánicos. Un sismo es el movimiento brusco de la Tierra causado por la brusca liberación de energía acumulada durante un largo tiempo, a consecuencia del choque entre placas tectónicas contiguas.

Estas placas, doce de acuerdo a los geólogos, tienen unos 70 km de grosor y se mueven lentamente acomodándose en un proceso continuo de millones de años que le ha dado la forma que vemos en la superficie de nuestro planeta, incluyendo continentes, valles, cordilleras, océanos y otras formaciones y relieves.

Este movimiento de las placas ocurre en este momento, pero es muy lento y, usualmente, imperceptible. Pero, si el desplazamiento es dificultado, se acumula energía que termina liberándose bruscamente, cuando en la unión de placas ocurre un rompimiento desencadenando la energía que provoca un terremoto.

Las fallas son regiones donde las placas se unen de esta forma y es ahí donde existe la más alta posibilidad de producirse un movimiento sísmico, de hecho, sólo el 10% de los terremotos ocurren alejados de los límites de estas placas.

Los sismos son movimientos rápidos y bruscos de las fallas y fracturas en el interior de la corteza terrestre, que se transmiten a grandes distancias del subsuelo como ondas elásticas, y se manifiestan constantemente en la superficie en forma de trepidaciones, generalmente imperceptibles pero ocasionalmente perceptibles con mayor o menor intensidad.

Según el origen de los sismos éstos se clasifican en tres grandes tipos: Volcánicos, tectónicos y de hundimiento. En su mayor parte, los sismos son de naturaleza tectónica (sismos tectónicos), y pueden deberse a causas diversas, como los epirogénicos, que se dan en regiones tectónicamente estables pero sometidas a movimientos de elevación o descenso; o los orogénicos, relacionados con los fenómenos de plegamiento y fractura de la corteza terrestre (pliegues y fallas).

Las perturbaciones provocadas por las fallas se transmiten a través de las capas de la corteza terrestre. Si una zona de la corteza donde existe una fractura es sometida a fuerzas tectónicas capaces de desplazar grandes masas de tierra, dada la elasticidad de la corteza comienzan a manifestarse deformaciones (pliegues).

A la zona del interior de la corteza terrestre donde se produce el sismo se le llama hipocentro o foco; si este punto se encuentra a menos de 70 km. de la superficie se dice que es un sismo superficial; si está entre los 70 y 300 km. es un sismo intermedio; si está en zonas más internas se trata de un sismo profundo.

A la zona de la superficie situada en la vertical del hipocentro se le llama epicentro; es el punto del exterior donde el sismo se manifiesta con mayor intensidad. Para localizar el epicentro de un sismo se recurren a las llamadas isosistas; éstas son líneas que se obtienen uniendo sobre un mapa los puntos en los que el sismo ha tenido la misma intensidad.

Según la escala Richter los terremotos moderados registran entre 6,0 y 6,9. Los terremotos mayores tienen una clasificación Richter de 7,0 a 7,9, y los terremotos gigantescos son los que registran 8,0 o más.

La ciencia que se encarga del estudio de los sismos, sus fuentes y de cómo se propagan las ondas sísmicas a través de la Tierra recibe el nombre de sismología.

2.2.2. ANÁLISIS SÍSMICO DINÁMICO

El análisis sísmico dinámico comprende el análisis de las fuerzas, desplazamientos, velocidades y aceleraciones que aparecen en una estructura o mecanismo como resultado de los desplazamientos y deformaciones.

Gran parte de estos análisis pueden ser simplificados al reducir la estructura a un sistema lineal, con lo que es posible aplicar el principio de superposición para trabajar con casos simplificados del sistema.

Las edificaciones educativas están constituidas usualmente por sistemas mixtos aporticados en la dirección larga y albañilería confinada en la dirección perpendicular.

Estas estructuras deben soportar fuerzas verticales, tales como su peso propio y la sobrecarga, además deben soportar cargas horizontales provocadas por el viento o sismos, éstas últimas muy importantes a considerar en el diseño.

El análisis Tiempo - Historia, prevé la evaluación lineal o no lineal de la respuesta dinámica estructural bajo las acciones de carga, que puede variar de acuerdo con la función de tiempo especificado. La ecuación de equilibrio dinámico de un modelo estructural con n grados de libertad sometida a una acción dinámica $r(t)$ puede expresarse en la forma:

$$K u(t) + C \dot{u}(t) + M \ddot{u}(t) = r(t) \quad \dots\dots\dots (1)$$

Dónde:

K = Matriz de rigidez

C = Matriz de amortiguamiento

M = Matriz de masas

Ésta se resuelve usando ya sea métodos directos o integración. Las condiciones iniciales pueden ser establecidas por la continuación del estado estructural final del análisis anterior. (Chopra, A. 2010)

La actual Norma Sísmica E.030 en su artículo N° 18 establece dos procedimientos para el análisis dinámico, ellos son el análisis por combinación modal espectral y el análisis tiempo-historia.

2.2.2.1. ANÁLISIS POR COMBINACIÓN MODAL ESPECTRAL

El cálculo modal espectral o dinámico es el de uso más común y generalizado por las normas sismoresistentes. En esencia, intenta combinar estimaciones estadísticas-históricas, con la teoría de dinámica estructural. Todo el proceso se orienta a la obtención de un conjunto de fuerzas actuantes sobre las plantas de la edificación. Se trata de fuerzas de componente horizontal (esfuerzos cortantes) que se consideran aplicados en el centro de masas de cada piso. Estos esfuerzos tendrán que ser resistidos por las columnas, vigas, etc... de la estructura, motivo por el que se introducen entre las hipótesis de cálculo habitual, y se dimensiona cada elemento resistente en correspondencia. En general, el espectro normalizado de respuesta demuestra que las estructuras tienden a "amplificar" la intensidad de las fuerzas sísmicas que las solicitan, (especialmente en un rango determinado de periodos fundamentales de la estructura). Pueden además "deformarse" de diferentes formas y "modos", gracias a sus capacidades elásticas y de rigidez. (Martinez, F.)

2.2.2.2. ANÁLISIS TIEMPO-HISTORIA

Este tipo de procedimiento se basa en usar una demanda en la estructura por medio de un registro sísmico.

Al usar un registro sísmico la estructura va a seguir una historia de disipación de energía dependiendo de los contenidos de frecuencias y amplitudes de aceleración del sismo. Al usar varios registros sísmicos podemos ver como la estructura se comporta distinta ante cada sismo, es por ello que el análisis tiempo-historia es tan importante, nos da una respuesta estructural que depende del desarrollo del sismo, esto es conocido como variabilidad de registro a registro. (Chugnas. 2011).

2.2.2.3. PARÁMETROS DE ANÁLISIS DE LA NORMA SÍSMICA E.030

A. PARÁMETROS DE SITIO

A.1. ZONIFICACIÓN

El territorio nacional se considera dividido en tres zonas, como se muestra en la Figura 6. La zonificación propuesta se basa en la distribución espacial de la sismicidad observada, las características generales de los movimientos sísmicos y la atenuación de éstos con la distancia epicentral, así como en información neotectónica, el parámetro de zonificación Z se muestra en la tabla 1.

Tabla 1: Factor de zona (Z), fuente: Norma sísmica E.030.

Zona	Z
3	0.40
2	0.30
1	0.15

La figura muestra la distribución de zonas sísmicas dentro del territorio nacional.



Figura 6: Distribución de zonas sísmicas dentro del territorio nacional, Fuente: Norma Sísmica E.030

A.2. CATEGORÍA DE LA EDIFICACIÓN

Cada estructura debe ser clasificada de acuerdo con las categorías indicadas en la Tabla N° 2 según el uso e importancia (U), se usará según la clasificación que se haga.

Tabla 2: Uso e importancia de la edificación (U), fuente: Norma sísmica E.030

Categoría	Descripción	U
A	Edificaciones Esenciales.	1.5
B	Edificaciones Importantes.	1.3
C	Edificaciones Comunes.	1.0
D	Edificaciones Menores.	

A.3. CONDICIONES LOCALES

Referido a la microzonificación sísmica, estudio de sitio y condiciones geotécnicas en la que se pueda encontrar la estructura para lo cual se debe indicar en el E.M.S. en qué tipo de suelo se encuentra dicha estructura como se indica en la Tabla N° 3.

Tabla 3: Tabla para selección del periodo (T_p) y factor de amplificación (S) del suelo, Fuente: Norma sísmica E.030

Suelo	Descripción	S	T_p(s)
S₁	Roca o suelos muy rígidos	1.0	0.4
S₂	Suelos intermedios	1.2	0.6
S₃	Suelos flexibles	1.4	0.9
S₄	Condiciones excepcionales		

A.4. FACTOR DE AMPLIFICACION SISMICA

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

$$C = 2.5 \left(\frac{T_P}{T} \right); C \leq 2.5 \quad \dots\dots\dots (2)$$

T es el período según se define en el Artículo 17 (17.2) ó en el Artículo 18 (18.2 a) de la Norma sísmica E.030.

Este coeficiente se interpreta como el factor de amplificación de la respuesta estructural respecto de la aceleración en el suelo.

B. REQUISITOS GENERALES DE DISEÑO SISMORRESISTENTE

B.1. SISTEMA ESTRUCTURAL Y FACTOR DE REDUCCIÓN SÍSMICA

Los sistemas estructurales se clasificarán según los materiales usados y el sistema de estructuración sismorresistente predominante en cada dirección tal como se indica en la Tabla N°4.

Según la clasificación que se haga de una edificación se usará un coeficiente de reducción de fuerza sísmica (R). Para el diseño por resistencia última las fuerzas sísmicas internas deben combinarse con factores de carga unitarios. En caso

contrario podrá usarse como (R) los valores establecidos en Tabla N°4 previa multiplicación por el factor de carga de sismo correspondiente.

Tabla 4: Tabla para la selección del sistema estructural y factor de reducción sísmica (R), fuente: Norma sísmica E.030

Sistema Estructural	R
Acero	
Pórticos dúctiles con uniones resistentes a momentos	9.5
Otras estructuras de acero	
Arriostres Excéntricos	6.5
Arriostres en Cruz	6.0
Concreto Armado	
Pórticos	8.0
Dual	7.0
De muros estructurales	6.0
Muros de ductilidad limitada	4.0
Albañilería Armada o Confinada	3.0
Madera (Por esfuerzos admisibles)	7.0

Para estructuras irregulares, los valores de R deben ser tomados como $\frac{3}{4}$ de los anotados en la Tabla N°4.

B.2. IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA

Irregularidades de Rigidez - Piso blando

En cada dirección la suma de las áreas de las secciones transversales de los elementos verticales resistentes al corte en un entrepiso, columnas y muros, es menor que 85 % de la correspondiente suma para el entrepiso superior, o es menor que 90 % del promedio para los 3 pisos superiores. No es aplicable en sótanos.

Para pisos de altura diferente multiplicar los valores anteriores por (h_i/h_d) donde h_d es altura diferente de piso y h_i es la altura típica de piso.

Irregularidad de Masa

Se considera que existe irregularidad de masa, cuando la masa de un piso es mayor que el 150% de la masa de un piso adyacente. No es aplicable en azoteas.

Irregularidad Geométrica Vertical

La dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor que 130% de la correspondiente dimensión en un piso adyacente. No es aplicable en azoteas ni en sótanos.

Discontinuidad en los Sistemas Resistentes

Desalineamiento de elementos verticales, tanto por un cambio de orientación, como por un desplazamiento de magnitud mayor que la dimensión del elemento.

B.3. IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA

Irregularidad Torsional

Se considerará sólo en edificios con diafragmas rígidos en los que el desplazamiento promedio de algún entrepiso exceda del 50% del máximo permisible indicado en la Tabla N°5 del Artículo 15 (15.1) de la Norma Sísmica E.030.

En cualquiera de las direcciones de análisis, el desplazamiento relativo máximo entre dos pisos consecutivos, en un extremo del edificio, es mayor que 1,3 veces el promedio de este desplazamiento relativo máximo con el desplazamiento relativo que simultáneamente se obtiene en el extremo opuesto.

Esquinas Entrantes

La configuración en planta y el sistema resistente de la estructura, tienen esquinas entrantes, cuyas dimensiones en ambas direcciones, son mayores que el 20 % de la correspondiente dimensión total en planta.

Discontinuidad del Diafragma

Diafragma con discontinuidades abruptas o variaciones en rigidez, incluyendo áreas abiertas mayores a 50% del área bruta del diafragma.

C. CONTROL LATERAL DE DESPLAZAMIENTOS LATERALES

El máximo desplazamiento relativo de entrepiso, calculado según el Artículo 16 (16.4) de la Norma Sísmica E.030, no deberá exceder la fracción de la altura de entrepiso que se indica en la Tabla N°5.

Tabla 5: Límites de desplazamiento lateral de entrepiso, fuente: Norma sísmica

E.030

Material Predominante	(D_i / h_{ei})
Concreto Armado	0.007
Acero	0.001
Albañilería	0.005
Madera	0.010

2.2.3. VERIFICACIÓN DE LOS COMPONENTES ESTRUCTURALES

Las fórmulas que se encuentran a continuación han sido tomadas de la Norma E.060 de concreto armado y del ACI 318, transformadas a unidades de Kg/cm², por ser de uso más frecuente.

2.2.3.1. LOSAS ALIGERADAS

Están constituidas por una serie de pequeñas vigas T, llamadas nervaduras o viguetas, unidas a través de una losa de igual espesor que el ala de la viga. Las losas aligeradas son más ligeras que las losas macizas de rigidez equivalente, lo que les permite ser más eficientes para cubrir luces grandes. El análisis y diseño de los aligerados, se hace por vigueta, considerando su correspondiente área de influencia. Este tipo de losa es de uso muy común en edificaciones grandes como pequeñas, pero sobretodo en estas últimas por el ahorro de concreto que se consigue. En la figura 7, se muestra la sección típica de una losa aligerada:

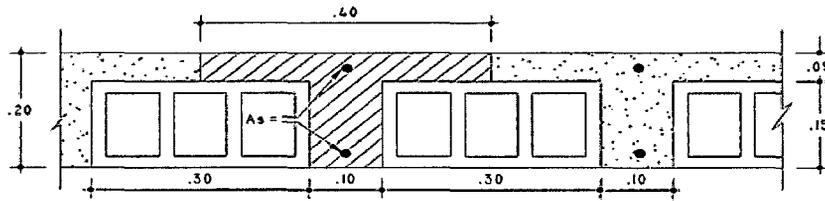


Figura 7: Detalle típico del aligerado

A. DISEÑO POR FLEXIÓN

Las losas aligeradas de la edificación analizada se verificara considerando las formulas dadas por la Norma E.060 Concreto Armado, que es válido para vigas y losas en una dirección.

Momento último Resistente (Mur).

$$M_{ur} = \phi \cdot \omega_{max} \cdot f'_c (1 - 0.59 \cdot \omega_{max}) \cdot b \cdot d^2 \quad \dots \quad (3)$$

$$\omega_{max} = \rho_{max} \cdot \left(\frac{f_y}{f'_c} \right), \quad \rho_{max} \leq 0.75 \rho_b \quad \dots \quad (4)$$

$$\rho_b = \beta_1 \cdot 0.85 \cdot \left(\frac{f'_c}{f_y} \right) \cdot \left(\frac{6000}{6000 + f_y} \right), \quad 0.65 \leq \beta_1 \leq 0.85 \quad \dots \quad (5)$$

Dónde:

Mur: Momento último resistente.

ϕ : Factor de reducción por flexión (0.90)

ω_{max} : índice de refuerzo máximo.

B: Ancho de la losa (100 cm)

D: Peralte efectivo del elemento.

f'_c : Esfuerzo máximo del concreto.

f_y : Esfuerzo de fluencia del acero.

ρ_{max} : Cuantía máxima.

ρ_b : Cuantía balanceada.

β_1 : Coeficiente que relaciona parámetros de equilibrio interno.

El factor β_1 deberá tomarse como 0.85 para resistencias de concreto f_c de 280 kg/cm² y para resistencias mayores se disminuirá a razón de 0.05 por cada 70 kg/cm² de aumento, debiendo tomarse un valor mínimo de $\beta_1 = 0.65$.

Diseño de Acero por Flexión; se utilizaron las siguientes fórmulas:

$$A_s = \frac{M_u}{\phi \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)} \quad \dots\dots\dots (6)$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} \quad \dots\dots\dots (7)$$

Dónde:

A_s : Área de acero.

M_u : Momento actuante en la sección en la sección considerada

ϕ : Factor de reducción por flexión (0.90)

d : Peralte efectivo del elemento.

a : Profundidad del bloque comprimido rectangular equivalente.

b : Ancho analizado de la losa (100 cm).

F_c : Esfuerzo máximo del concreto.

F_y : Esfuerzo de fluencia del acero.

Refuerzo por contracción y Temperatura. En las losas armadas en una dirección, el esfuerzo principal por flexión hace las veces de refuerzo de temperatura en la dirección en la que está colocado. Sin embargo, en la dirección perpendicular, es necesario disponer acero exclusivamente con ese fin. El esfuerzo debe tener una cuantía mínima de por lo menos 0.0014, además la armadura principal mínima, tiene la misma cuantía que el esfuerzo de temperatura.

El refuerzo de temperatura recomendado por el código ACI es igual a:

Para acero liso	0.0025 bh.	(8)
Para acero con f_y entre 2800 kg/cm ² y 3500 kg/cm ²	0.0020 bh	(9)
Para acero con $f_y = 4200$ kg/cm ²	0.0018 bh	(10)
Para acero de $f_y > 4200$ kg/cm ²	$0.0018 \times 4200 \times bh / f_y$	(11)

Espaciamiento del Refuerzo (S). Está dado por la siguiente fórmula:

$$S = \frac{A_v \cdot 100}{A_s} \quad \text{..... (12)}$$

Dónde:

A_v : Área de la varilla (cm²)

A_s : Área calculada de acero por metro (cm²)

B. DISEÑO POR CORTANTE

Chequeo por Corte. $\phi \cdot V_c > V_u$

$$\phi \cdot V_c = \phi \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d \quad \text{..... (13)}$$

Dónde:

ϕ : Factor de reducción por cortante (0.85)

V_c : Fuerza cortante que absorbe el concreto.

V_u : Fuerza cortante a la distancia "d" de la cara del apoyo (KG).

b: Ancho analizado de la losa (100 cm)

d: Peralte efectivo del elemento

f_c : Esfuerzo máximo del concreto (Kg / cm²).

2.2.3.2. VIGAS

A. DISEÑO POR FLEXIÓN

Todos los elementos que son sometidos a flexión son las vigas, los techos o pisos en una o dos direcciones y en general todas aquellas que están sometidas a cargas perpendiculares a su plano, las cuales ocasionan esfuerzos de flexión y cortante.

Para elementos sometidos a flexión debemos tener en cuenta las ecuaciones, Anteriormente descritas:

$$M_{ur} = \phi \cdot \omega_{max} \cdot f'_c (1 - 0.59 \cdot \omega_{max}) \cdot b \cdot d^2 \quad \dots\dots\dots (3)$$

$$\omega_{max} = \rho_{max} \cdot \left(\frac{f_y}{f'_c}\right), \quad \rho_{max} \leq 0.75 \rho_b \quad \dots\dots\dots (4)$$

$$\rho_b = \beta_1 \cdot 0.85 \cdot \left(\frac{f'_c}{f_y}\right) \cdot \left(\frac{6000}{6000 + f_y}\right), \quad 0.65 \leq \beta_1 \leq 0.85 \quad \dots\dots\dots (5)$$

Refuerzo mínimo en tracción (A_{smín}). En caso de secciones rectangulares se indica que el área de refuerzo mínimo podrá calcularse con:

$$A_{min} = \frac{0.7 \sqrt{f'_c}}{f_y} \cdot b_w \cdot d \quad \dots\dots\dots (14)$$

Cálculo del acero longitud (A_s). Se lo calcula mediante un proceso de iteración con las ecuaciones, anteriormente descritas:

$$A_s = \frac{M_u}{\phi \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)} \quad \dots\dots\dots (6)$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} \dots\dots\dots (7)$$

B. DISEÑO POR CORTANTE

El diseño de las secciones transversales de los elementos sujetos a fuerza cortante deberá basarse según lo indicado en la norma E.060:

$$V_u < \Phi V_n \dots\dots\dots (15)$$

$$V_n < V_e + V_s \dots\dots\dots (16)$$

$$V_u \leq \Phi (V_e + V_s) \dots\dots\dots (17)$$

Dónde:

- V_u : Resistencia requerida por corte en la sección analizada.
- V_n : Resistencia nominal.
- V_e : Fuerza de corte que toma el concreto.
- V_s : Fuerza de corte que toma el acero.
- Φ : Factor de reducción por cortante (0.85)

Para elementos conectados monolíticamente con otros, la fuerza de corte V_u se puede tomar a una distancia “d” de la cara de apoyo. La sección crítica para el diseño por tracción diagonal se encuentra a una distancia “d” de la cara de los apoyos.

Contribución del concreto en la resistencia al corte (V_c). Según la norma E.060 para miembros sujetos únicamente a corte y flexión:

$$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d \dots\dots\dots (18)$$

Dónde:

- Vc : Fuerza cortante que absorbe el concreto
- b : Ancho de la sección rectangular
- d : Peralte efectivo del elemento
- Fs : Esfuerzo Máximo del concreto

Contribución del refuerzo en la resistencia al corte. Cuando la fuerza cortante última Vu exceda la resistencia al corte del concreto (ϕV_c) deberá proporcionarse refuerzo de manera que se cumpla:

Si $V_u > \phi V_c$, se diseñarán estribos

$$V_s = V_u - \frac{V_c}{\phi} \quad \dots\dots\dots (19)$$

Cuando se utilice estribos perpendiculares al eje del elemento:

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{S} \quad \dots\dots\dots (20)$$

Dónde:

- Vs : Fuerza cortante que toma el acero
- Av : Área de la varilla (cm²)
- Fy : Esfuerzo de fluencia del acero
- d : Peralte efectivo del elemento
- S : Espaciamiento

Por consiguiente las ecuaciones de diseño serán las siguientes:

$$V_u \leq \frac{\phi V_c + \phi A_v \cdot f_y \cdot d}{S} \quad \dots\dots\dots (21)$$

$$S = \frac{\phi \cdot A_v \cdot f_y \cdot d}{V_u - \phi \cdot V_c} \quad \dots\dots\dots (22)$$

La Resistencia cortante no deberá ser mayor que:

$$V_s \leq 2.1 \sqrt{f'_c} b d \quad \dots\dots\dots (23)$$

El espaciamiento máximo del refuerzo por corte será de 0.5d o 60 cm el que sea menor; debiéndose reducir a la mitad, si:

$$V_s \geq 1.1\sqrt{f'_c}bd, \quad S_{max} = d/4 \quad \dots\dots\dots (24)$$

La siguiente ecuación proporciona un área mínima de refuerzo por corte:

$$A_s = \frac{3.5 \cdot b \cdot S}{f_y} \quad \dots\dots\dots (25)$$

El refuerzo transversal cumplirá con las condiciones siguientes al menos que las exigencias por diseño de refuerzo sean mayores:

Estará constituida por estribos cerrados de diámetro mínimo de 3/8"

Deberán colocarse estribos en ambos extremos del elemento, en una longitud (medida desde la cara del nudo hacia el centro de la luz), igual a dos veces el peralte del elemento (zona de confinamiento), con un espaciamiento S_o que no exceda el menor de los siguientes valores:

- 0.25d
- 8 veces el diámetro de la barra longitudinal del menor diámetro.
- 30 cm
- El primer estribo deberá ubicarse a la mitad del espaciamiento S_o pero en ningún caso mayor a 5 cm.
- El espaciamiento de los estribos fuera de la zona confinamiento no excederá la relación 0.5d.

En el caso de que las vigas sean sismo resistentes la fuerza cortante última (V_u) se deberá determinar como la suma de las fuerzas cortantes asociadas con el desarrollo de las resistencias nominales en flexión en los extremos de la luz libre del elemento y la fuerza isostática calculada para las cargas permanentes, como se muestra en la ecuación 26.

$$V_u = V_{u \text{ isostático}} + \left(\frac{M_{ni} + M_{nd}}{L_n} \right) \quad \dots\dots\dots (26)$$

Donde:

V_u : Fuerza cortante última

V_u isostático: Fuerza isostática de cargas permanentes

M_{ni} : Momento nominal real en el extremo izquierdo

M_{nd} : Momento nominal real en el extremo derecho

L_n : luz libre de la viga

2.2.3.3. COLUMNAS

Las columnas son elementos estructurales que trabajan en compresión, pero debido a su ubicación en el sistema estructural deberá soportar, también solicitaciones de flexión, corte y torsión.

En la práctica muchas columnas están sujetas a flexión alrededor de ambos ejes principales simultáneamente, es difícil realizar el análisis y diseño de columnas con flexión biaxial, debido a que se necesita usar tanteos para encontrar y ubicar la profundidad del eje neutro. En columnas sometida a flexión biaxial, su carga axial tiene excentricidad respecto al eje X y al eje Y.

La verificación del diseño se ha realizado por un análisis de flexocompresión sobre la base de las mismas hipótesis del diseño en flexión.

A. FLEXO COMPRESIÓN

Se determina un diagrama de interacción para una determinada distribución de acero, el cual se obtiene de los pares de carga axial y momento resistente conforme se varíe la posición del eje neutro.

La carga axial máxima se puede hallar utilizando la ecuación 27.

$$\phi P_o = \phi(0.85f'_c(A_g - A_s) + A_s \cdot f_y) \quad \dots\dots\dots (27)$$

Donde:

Po : Resistencia nominal en compresión pura

ϕ : Factor de reducción de resistencia ($\phi = 0.70$)

Ag : Área bruta de la sección transversal del elemento

As : Área del refuerzo de acero longitudinal

Adicionalmente a este análisis, la Norma establece ciertas disposiciones para columnas que resistan fuerzas de sismo, estas son:

- La resistencia especificada del concreto (f'_c) no será menor que 210 kg/cm²
- La calidad del acero de refuerzo no excederá de lo especificado para acero grado 60
- La cuantía de refuerzo longitudinal (ρ) no será menor que 0.01 ni mayor que 0.04.

C. CORTANTE

Según la norma E.060 debe proporcionarse refuerzo transversal en la columna para asegurar que la capacidad cortante del elemento sea por lo menos igual a los cortantes aplicados en la formación de articulaciones plásticas en el pórtico a causa de la combinación de desplazamiento lateral y cargas verticales de diseño.

Se indica a continuación las ecuaciones que permita evaluar la contribución del concreto para distintos esfuerzos según la norma E.060.

El diseño por fuerza cortante se determina tomando el mayor valor de V_u de las 5 combinaciones de diseño, ecuaciones 35 a la 37, o el obtenido con la ecuación 28.

$$V_u = \frac{M_{ni} + M_{ns}}{h_n} \quad \dots\dots\dots (28)$$

Donde :

M_{ni} : Momento nominal inferior

M_{ns} : Momento nominal superior

h_n : Luz libre de la columna

Además se debe cumplir:

$$V_u \leq \phi V_n \quad \dots\dots\dots (29)$$

$$V_n \leq V_c + V_s \quad \dots\dots\dots (30)$$

$$V_s = A_v f_y d / s \quad \dots\dots\dots (20)$$

V_n : Resistencia nominal

V_c : Resistencia nominal del concreto a la fuerza cortante

V_s : Resistencia nominal del refuerzo a la fuerza cortante

Cortante resistido por el concreto (V_c). Está dado por la siguiente ecuación:

$$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d \cdot \left(1 + \frac{N_u}{140A_g} \right) \quad \dots\dots\dots (31)$$

Dónde:

- b_w : Ancho de la sección de la columna en la sección analizada.
- d : peralte efectivo.
- N_u : carga axial (obtenido del análisis estructural)
- A_g : Área de la sección llena.

Cortante admisible proporcionado por el concreto (ΦV_c)

Si: $\Phi V_c = V_u$, el concreto absorbe el cortante (peralte suficiente)

Si: $V_c < V_u$, el concreto no absorbe el cortante (se diseña estribos)

Separación de estribos (S). Se utiliza la ecuación 24 anteriormente detallada.

$$S = \frac{\phi \cdot A_v \cdot f_y \cdot d}{V_u - \phi \cdot V_c} \quad \dots\dots\dots (32)$$

Dónde:

- S : Espaciamiento entre estribos.
- A_v : Área del refuerzo por cortante.
- d : Peralte efectivo del elemento.
- F_y : Esfuerzo de fluencia del refuerzo.

V_c : Fuerza cortante que absorbe el concreto.

V_u : Fuerza cortante actuante.

2.2.3.4. ALBAÑILERÍA

A. ESFUERZO AXIAL MAXIMO

El esfuerzo axial máximo (f_a) producido por la carga axial máxima incluyendo el 100% de la sobrecarga se será inferior a las fuerzas dadas en la fórmula 34.

$$f_a = \frac{P_m}{Lt} \dots\dots\dots (33)$$

$$F_a = 0.2 \cdot f'_m \cdot \left[1 - \left(\frac{h}{35t} \right)^2 \right]; \quad \text{ó} \quad 0.15 \cdot f'_m \dots\dots\dots (34)$$

2.2.4. PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS

2.2.4.1. DESCRIPCIÓN

La presente memoria comprende los cálculos para el reforzamiento del colegio José Carlos Mariátegui.

El colegio José Carlos Mariátegui, comprende un total de 4 pabellones de uno y dos pisos; se tomará para el análisis el pabellón 1 correspondiente a una estructura de

dos niveles con pórticos de concreto armado en una dirección y albañilería confinada en la otra dirección.

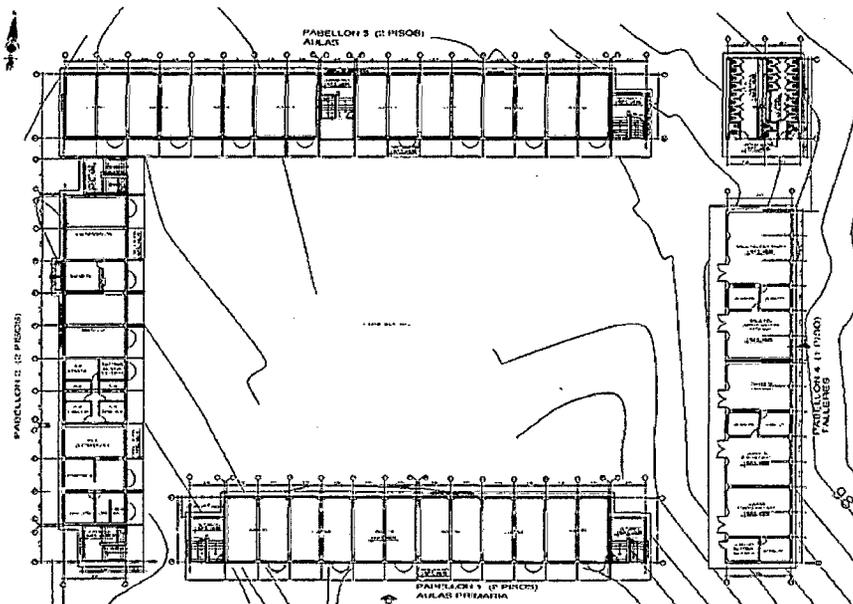


Figura 8: Distribución del Colegio José Carlos Mariátegui, Pisco – Perú

2.2.4.2. NORMAS EMPLEADAS

Las cargas de gravedad y de sismo que se utilizarán para el análisis estructural del edificio y en el diseño de los diferentes elementos estructurales, deberán cumplir con lo señalado en el Reglamento Nacional de Edificaciones (R.N.E.)

NORMA E020	CARGAS
NORMA E030	DISEÑO SISMORESISTENTE
NORMA E050	SUELOS Y CIMENTACIONES
NORMA E060	CONCRETO ARMADO
NORMA E070	ALBAÑILERIA

2.2.4.3. ESPECIFICACIONES DE LOS MATERIALES

A. ACERO DE REFUERZO

Se usó barras de acero corrugado y/o barras de acero liso del tipo grado 60. Las principales propiedades de estas barras son las siguientes:

Límite de Fluencia: $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$

Módulo de Elasticidad: $E_s = 2' 000,000 \text{ kg/cm}^2$

B. CONCRETO ARMADO

Llamado así porque dentro del concreto se tiene acero corrugado de refuerzo para que ambos sean un solo material, puedan resistir los esfuerzos aplicados a los elementos estructurales. Sus propiedades varían de acuerdo al tipo de concreto y acero:

Resistencia a la compresión: $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$

Módulo de Poisson: $\nu = 0.15$

Módulo de Elasticidad: $E_c = 15,000 \sqrt{f_c} = 217,000 \text{ kg/cm}^2$.

C. ALBAÑILERÍA

Material estructural conformado por unidades de albañilería de características definidas asentadas con morteros especificados.

Resistencia a la compresión: $f_m = 65 \text{ kg/cm}^2$

King Kong industrial

Módulo de Poisson: $\nu = 0.25$

Módulo de Elasticidad: $E_m = 500 \text{ fm} = 32500 \text{ kg/cm}^2$.

2.2.4.4. CARACTERÍSTICAS DEL TERRENO DE FUNDACIÓN

El estudio de Mecánica de Suelos se ha realizado a pedido del Ministerio de Educación para el programa Nacional de Infraestructura Educativa.

Los trabajos de Campo correspondieron la realización de 4 calicatas (C-1, C-2, C-3, C-4), con una profundidad de 3.00 m, obteniéndose los siguientes resultados.

A. PROFUNDIDAD MINIMA DE CIMENTACIÓN

$$H_z = 1.50 \text{ m}$$

B. CAPACIDAD PORTANTE DEL TERRENO

$$Q_{ad} = 1.20 \text{ kg/cm}^2$$

C. PARÁMETROS PARA EL DISEÑO SISMORRESISTENTE

Para el análisis sísmico el EMS presenta los siguientes resultados.

$$Z = 0.4 \text{ g}$$

$$U = 1$$

$$C = 2.5 \times (T_s/T)^{1.25} \leq 2.5$$

$$S = 1.4$$

$$T_s = 0.9$$

2.2.4.5. ESTRUCTURACIÓN DE LOS MODULOS

El pabellón N° 1 corresponde a un sistema estructural combinado en una dirección presenta pórticos de concreto armado y en su dirección perpendicular corresponde a una albañilería confinada con muros asentados de cabeza.

El sistema de techos está conformado por losas aligeradas de H= 0.20 m unidireccional.

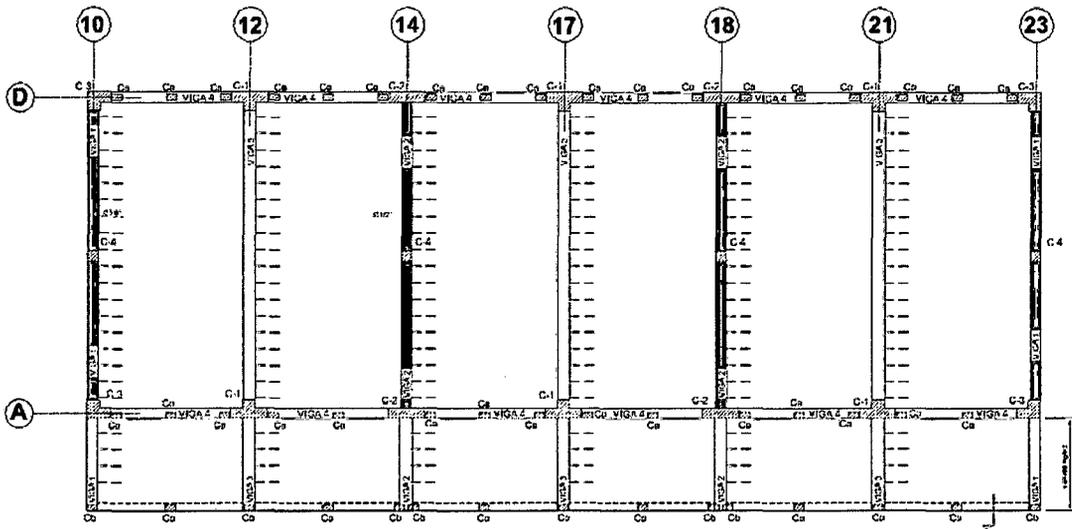


Figura 9: Esquema estructural de la planta primer piso del Colegio José Carlos Mariátegui

2.2.4.6. CARGAS

La Norma E.020 recomienda valores mínimos que se deben considerar en el diseño de una estructura dependiendo del uso al cual está diseñada la misma.

Las cargas a considerar son Carga Muerta, Carga Viva y Carga de Sismo.

		kg/m ²		
CM	ACABADOS	100		
	PISOS	30		
	PUERTAS Y			
	VENTANAS	20		
CV	S/C	250	AULAS	NORMA E.020
	S/C	400	CORREDORES	NORMA E.020
	S/C	400	ESCALERAS	NORMA E.020
	S/C	100	TECHO	NORMA E.020

En el presente trabajo se utilizará los registros de aceleración del Sismo de Pisco del 15 de Agosto del 2007, el cual se muestra en la figura.

CS

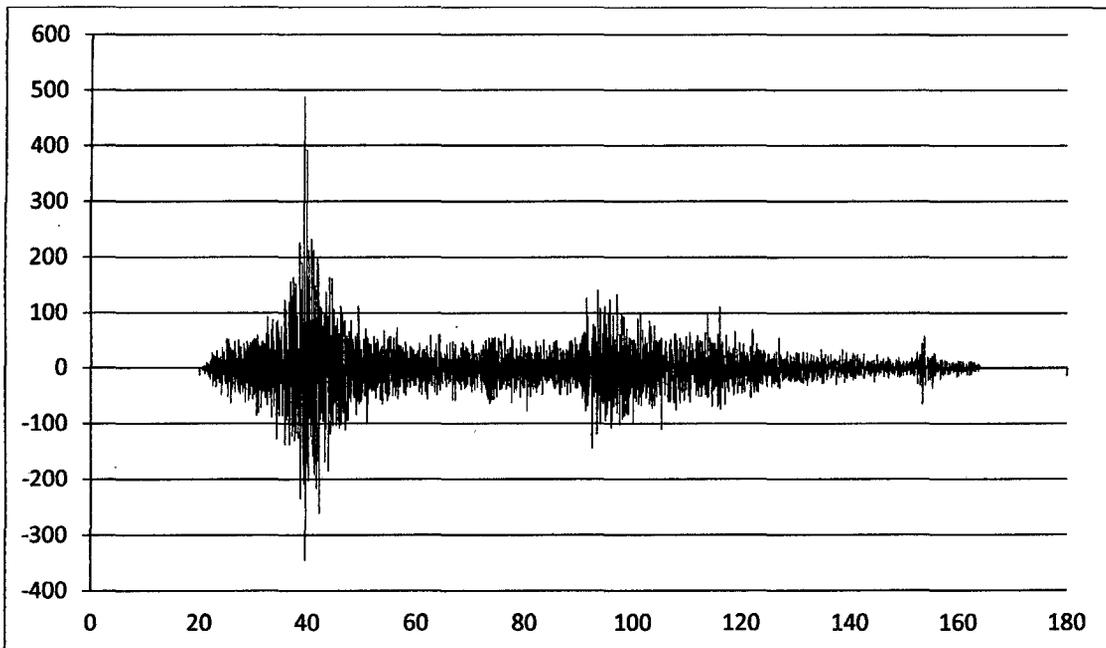


Figura 10: Registro acelerográfico, sismo de Pisco del 15 de Agosto del 2007, estación de Parcona. Fuente: IGP

2.2.4.7. COMBINACIONES DE CARGA

A. CONCRETO ARMADO

El R.N.E norma E.060 "Concreto Armado", establece los siguientes requisitos de resistencia y servicio:

$$U = 1.4 CM + 1.7 CV \quad \dots\dots\dots (35)$$

$$U = 1.25 (CM + CV) \pm CS \quad \dots\dots\dots (36)$$

$$U = 0.9 CM \pm CS \quad \dots\dots\dots (37)$$

Además el RNE establece los siguientes factores de reducción de resistencia:

Tabla 6: Solicitaciones y factor de reducción

Solicitud	ϕ
Flexión	0.90
Tracción y Tracción + Flexión	0.90
Cortante	0.85
Torsión	0.85
Cortante y Torsión	0.85
Compresión y Flexo compresión	
Elementos con espirales	0.75
Elementos con estribos	0.70

Fuente: Norma E.060 de Concreto Armado

Por lo cual, el diseño de los elementos de concreto armado debe cumplir:

$$\phi R_n \geq R_u \quad \dots\dots\dots (38)$$

B. ALBAÑILERÍA

Para el cálculo de los esfuerzos en la albañilería se utilizó la suma de carga muerta más el 100% de la carga viva.

$$U = C.M + C.V \quad \dots\dots\dots (39)$$

2.2.4.8. PESO DE LA ESTRUCTURA

El peso de la estructura se calculará como:

$$P = C.M. + 50\% C.V \quad \dots\dots\dots (40)$$

2.2.4.9. MODELO ESTRUCTURAL

La estructura analizar representa la estructura de un módulo I del colegio José Carlos Mariátegui de la ciudad de Pisco ante el evento sísmico registrado en esta ciudad el 15 de agosto del 2007.

La estructura cuenta con dos niveles constituida por pórticos de concreto armado en la dirección x y muros de albañilería en la dirección y como se puede apreciar en la Figura 4.04. Además se ha utilizado columnas rectangulares de 25 x 45 en el encuentro con la albañilería y columnas T de 45 x60 donde forman pórticos.

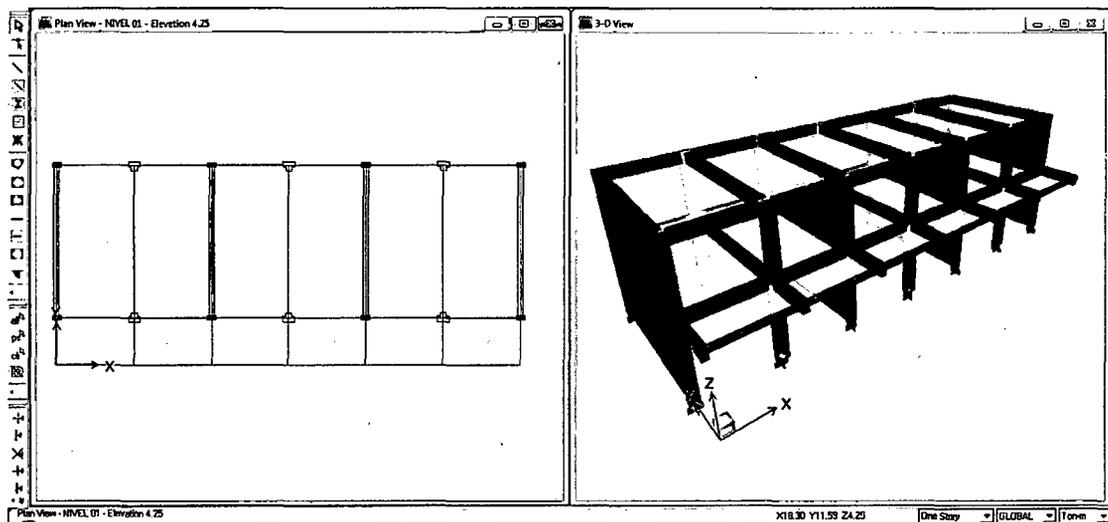


Figura 11: Modelo estructural idealizado del colegio José Carlos Mariátegui para el análisis sísmico.

CAPITULO III

METODOLOGÍA

3.1. TIPO DE ESTUDIO

El tipo de estudio que se realizó es *Descriptivo*, porque se describe el comportamiento de una estructura aporticada en una dirección y de albañilería confina en la otra, de dos niveles de uso educativo; sometida al sismo del 15 de Agosto del 2007 ocurrido en las costas del Perú frente a la ciudad de Pisco. *Analtico*, pues se analizó las respuestas alcanzadas en cuanto a desplazamientos de la estructura y comportamiento de los elementos estructurales que la componen.

3.2. LOCALIZACIÓN

El colegio José Carlos Mariátegui se encuentra localizado en:

UBICACIÓN

DEPARTAMENTO:	ICA
PROVINCIA:	PISCO
DISTRITO :	SAN CLEMENTE
AVENIDA :	AV. LOS LIBERTADORES

COORDENADAS

ESTE	:	375302.97 E
------	---	-------------

NORTE : 8487451.20 N
COTA : 98.89 m.s.n.m

3.3. POBLACIÓN

Se considera como *Población* todos los centros educativos de la ciudad de Pisco.

La *Muestra* es elegida por conveniencia; por lo que se ha elegido un módulo escolar de dos niveles.

3.4. TÉCNICAS DE RECOLECCIÓN DE DATOS

La técnica de recolección que se utilizó fue la observación directa. El instrumento utilizado para recoger y almacenar la información fue mediante la elaboración de fichas, revisión del expediente técnico, planos de arquitectura y estructuras los que permitieron determinar y establecer las características físicas, geométricas y estructurales con las que ha sido diseñada esta edificación.

3.4.1. PROCEDIMIENTO PARA RECOLECCIÓN DE DATOS

Para obtener los expedientes técnicos con el que se ha ejecutado la construcción y reforzamiento del pabellón I del Colegio José Carlos Mariátegui, se coordinó con la

oficina de Oinfe (Oficina de Infraestructura Educativa) perteneciente al Ministerio de Educación, quienes brindaron la información correspondiente a este Centro Educativo.

3.5. PROCESAMIENTO DE DATOS

El procesamiento de datos se realizó con la ayuda de software como el Etabs V9.3.7 educacional, CSICol V8.2 educacional, Microsoft Office (Word, Excel).

3.6. PRESENTACIÓN Y ANÁLISIS DE RESULTADOS

La presentación de los resultados es a través de gráficos y tablas, las cuales fueron contrastadas con el los parámetros de diseño de la edificación y el R.N.E.

El análisis se realizó utilizando las bases teóricas enunciadas en este estudio, y con el que se determinó el comportamiento ante el sismo de Pisco del 15 de Agosto del 2007.

CAPITULO IV

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1. PRESENTACIÓN DE RESULTADOS

De acuerdo con los objetivos de la investigación, se ha evaluado los desplazamientos en la estructura y las fuerzas internas en sus componentes estructurales, los cuales se detallan a continuación:

4.1.1. DESPLAZAMIENTOS

El sistema de piso es un diafragma rígido ya que presenta continuidad; por lo que los desplazamientos en el centro de gravedad son los mismos en la esquinas de la estructura.

4.1.1.1. DESPLAZAMIENTOS EN EL MÓDULO ANTES DEL REFORZAMIENTO

Para el análisis tomaremos como puntos de control a los Nudos 13 y 14 como se muestra en la figura 12, de los cuales se ha medido el desplazamiento producido por el sismo de Pisco del 15 de agosto del 2007.

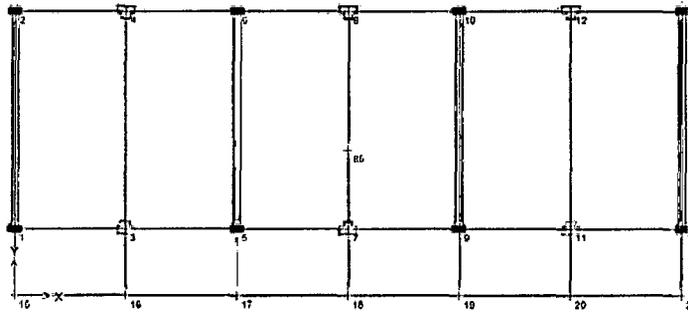


Figura 12: Puntos de control en planta del modelo estructural antes de su reforzamiento

Los desplazamientos obtenidos en los nudos extremos 13 y 14 para el primer y segundo nivel se muestran las figuras 13 a la 20.

PRIMER NIVEL EN X 13

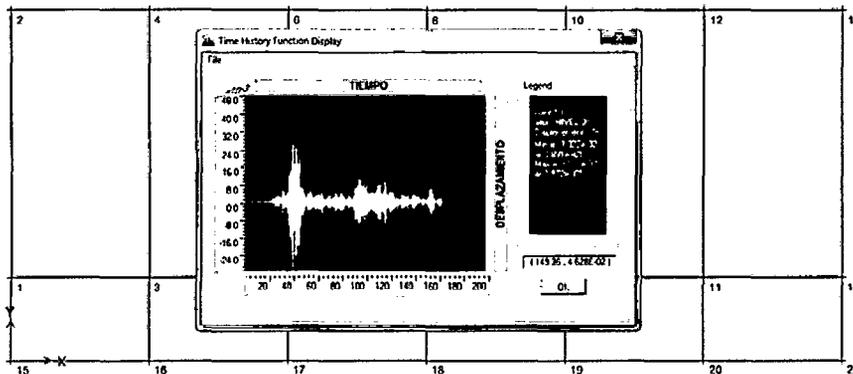


Figura 13: Desplazamiento del nudo 13 en el primer nivel, dirección X

SEGUNDO NIVEL EN X 13

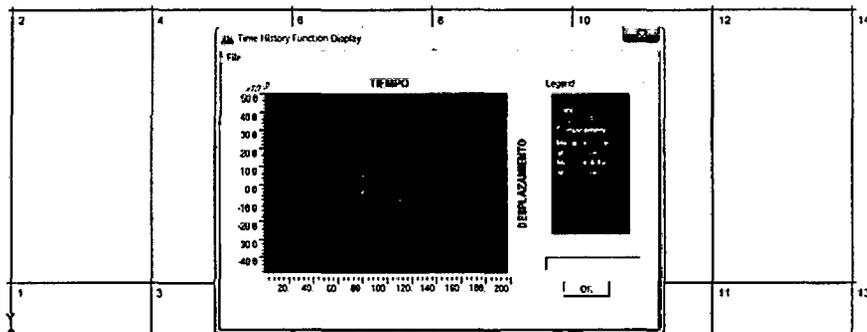


Figura 14: Desplazamiento del nudo 13 en el segundo nivel, dirección X

PRIMER NIVEL EN Y 13

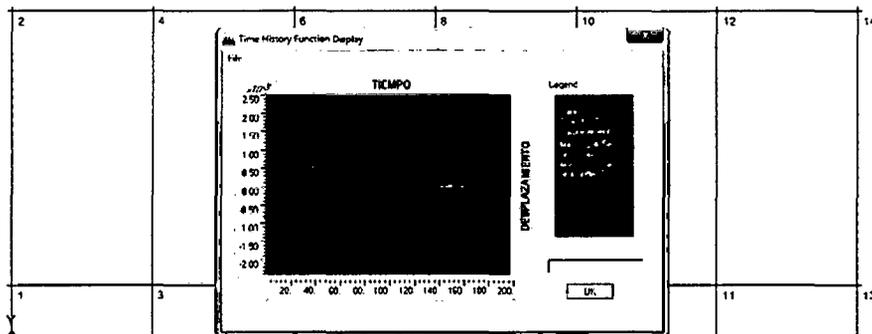


Figura 15: Desplazamiento del nudo 13 en el primer nivel, dirección Y

SEGUNDO NIVEL EN Y 13

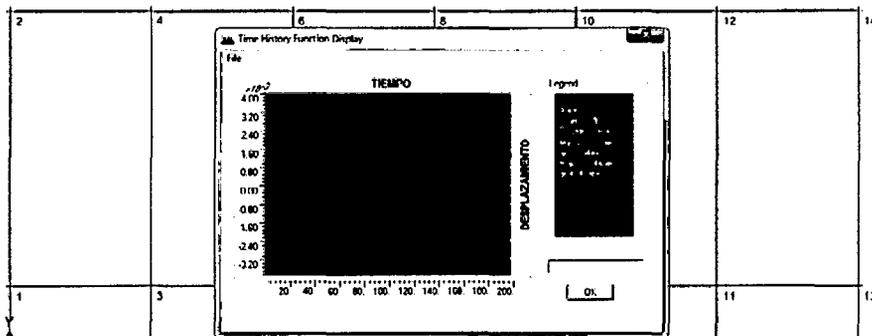


Figura 16: Desplazamiento del nudo 13 en el segundo nivel, dirección Y

PRIMER NIVEL EN X 14

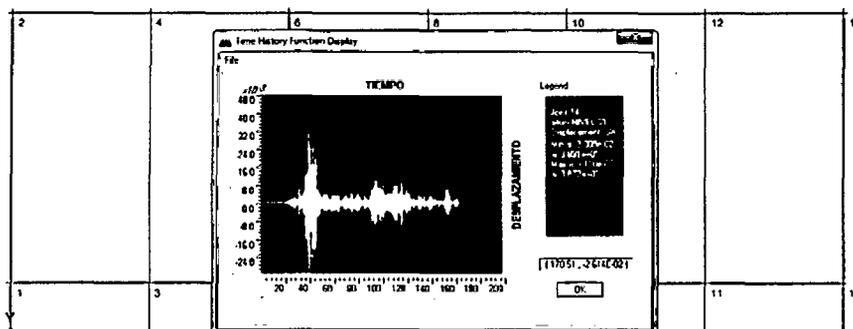


Figura 17: Desplazamiento del nudo 14 en el primer nivel, dirección X

SEGUNDO NIVEL EN X 14

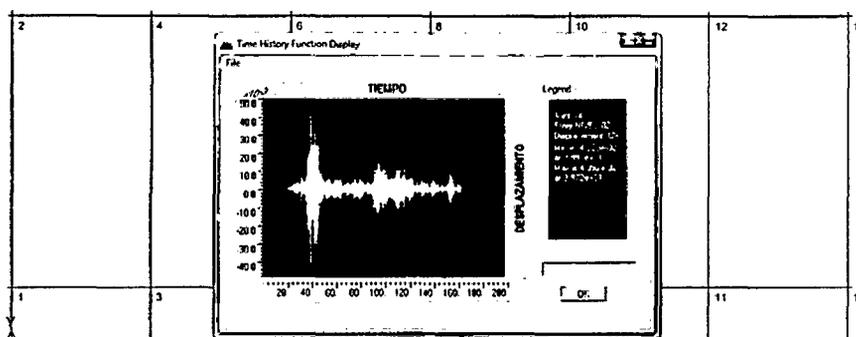


Figura 18: Desplazamiento del nudo 14 en el segundo nivel, dirección X

PRIMER NIVEL EN Y 14

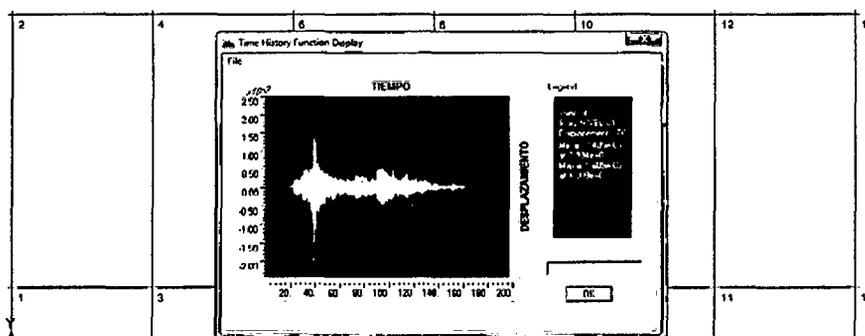


Figura 19: Desplazamiento del nudo 14 en el primer nivel, dirección Y

SEGUNDO NIVEL EN Y 14

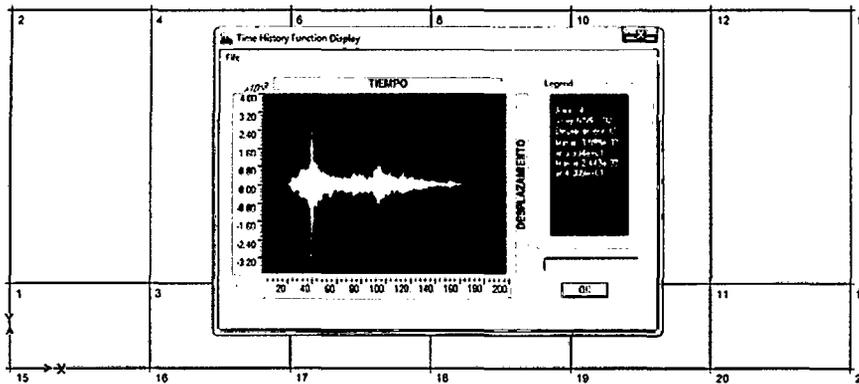


Figura 20: Desplazamiento del nudo 14 en el segundo nivel, dirección Y

Por ser un diafragma rígido el desplazamiento es el mismo en el centro de gravedad para el primer nivel y techo.

4.1.1.2. DESPLAZAMIENTOS EN EL MÓDULO DESPUÉS DEL REFORZAMIENTO

Para el análisis tomaremos como puntos de control a los Nudos 197 y 198 como se muestra en la figura 21, de los cuales se ha medido el desplazamiento producido por el sismo de Pisco del 15 de agosto del 2007.

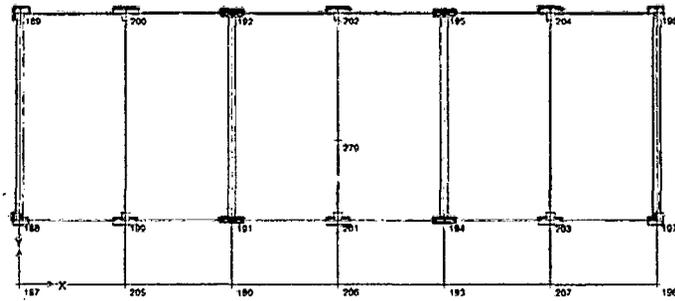


Figura 21: Puntos de control en planta del modelo estructural después de su reforzamiento

Los desplazamientos obtenidos en los nudos extremos 13 y 14 para el primer y segundo nivel se muestran las figuras 22 a la 29.

PRIMER NIVEL EN X 197

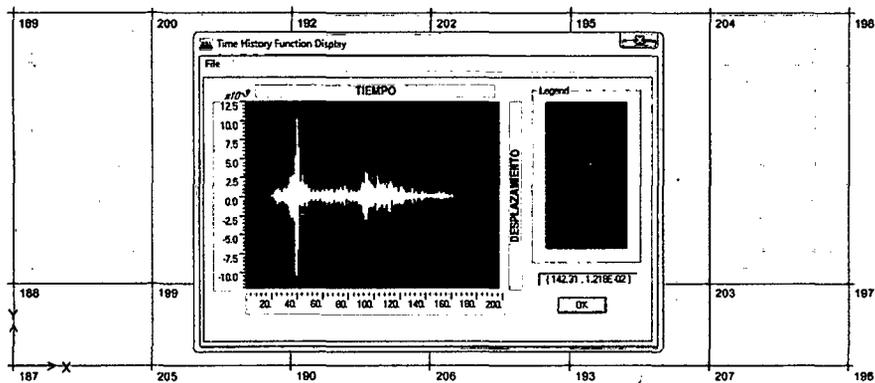


Figura 22: Desplazamiento del nudo 197 en el primer nivel, dirección X

SEGUNDO NIVEL EN X 197

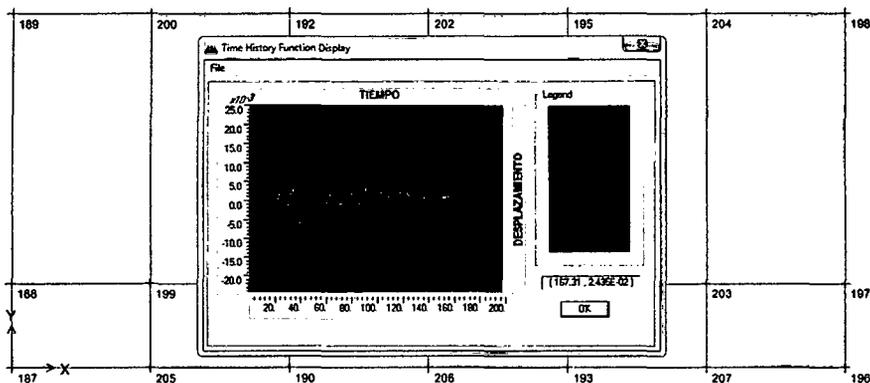


Figura 23: Desplazamiento del nudo 197 en el segundo nivel, dirección X

PRIMER NIVEL EN Y 197

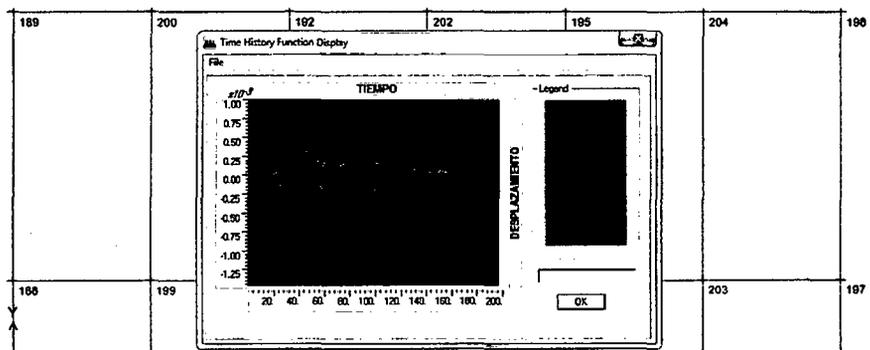


Figura 24: Desplazamiento del nudo 197 en el primer nivel, dirección Y

SEGUNDO NIVEL EN Y 197

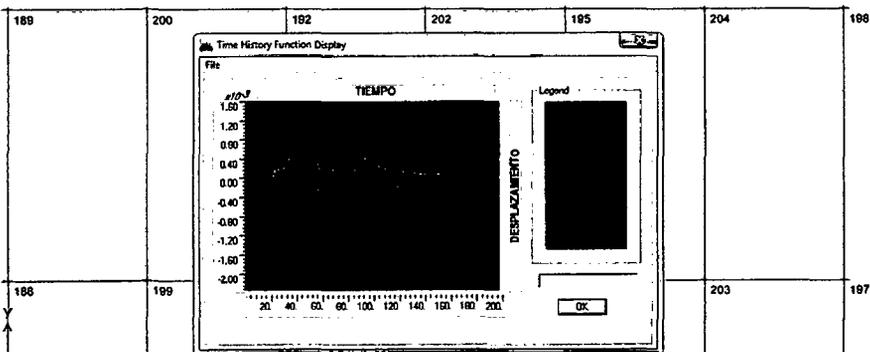


Figura 25: Desplazamiento del nudo 197 en el segundo nivel, dirección Y

PRIMER NIVEL EN X 198

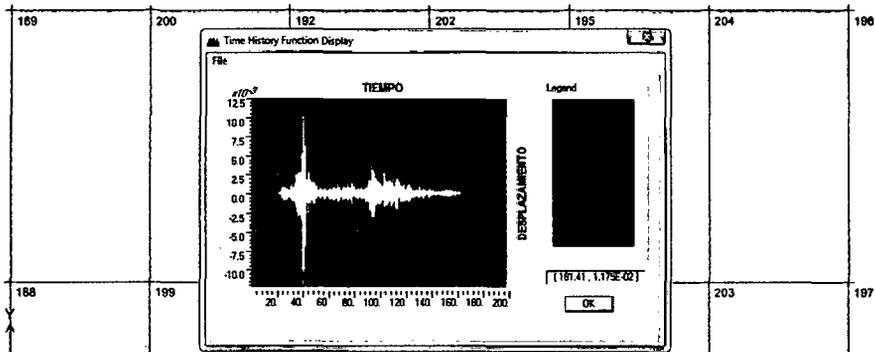


Figura 26: Desplazamiento del nudo 198 en el primer nivel, dirección X

SEGUNDO NIVEL EN X 198

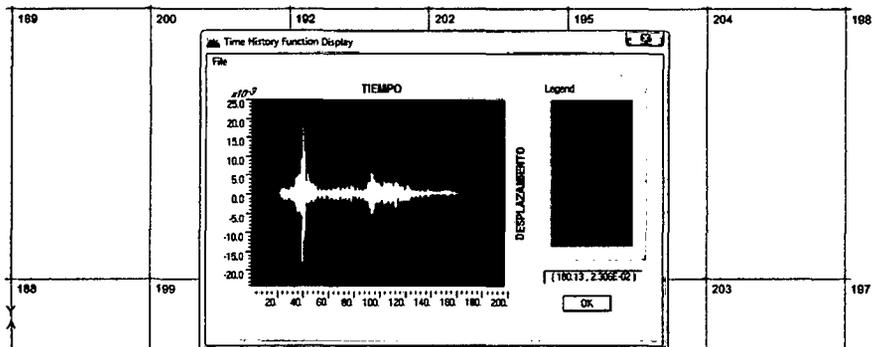


Figura 27: Desplazamiento del nudo 198 en el segundo nivel, dirección X

PRIMER NIVEL EN Y 198

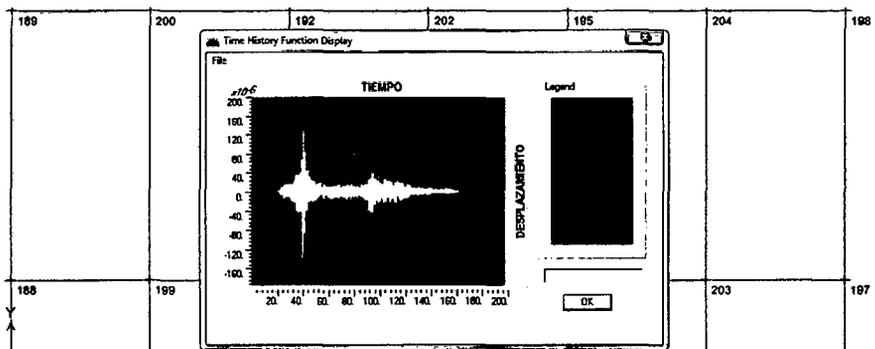


Figura 28: Desplazamiento del nudo 198 en el primer nivel, dirección Y

SEGUNDO NIVEL EN Y 198

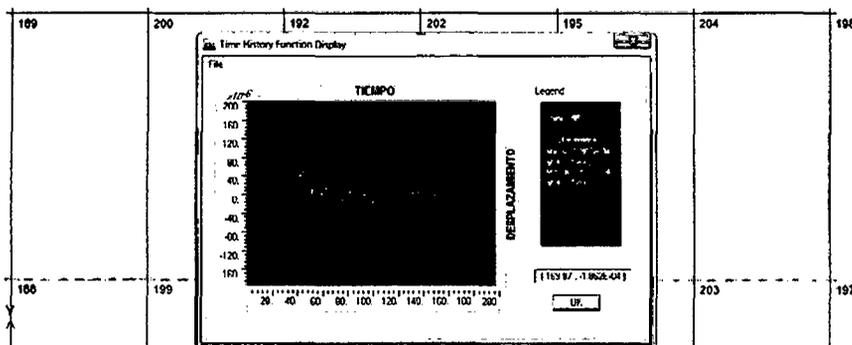


Figura 29: Desplazamiento del nudo 198 en el segundo nivel, dirección Y

4.1.1.3. RESUMEN DE DESPLAZAMIENTOS

Las siguientes tablas muestran el resumen de los desplazamientos máximos encontrados en los modelos tridimensionales del edificio antes y después de su reforzamiento, bajo la acción del sismo de Pisco del 15 de agosto del 2007.

Tabla 7: Comparación de desplazamientos de entrepiso antes de reforzamiento, con los límites máximos establecidos por la Norma sísmica E.030.

	Nivel	Altura H (m)	Desp. Relativo al suelo	Desp. Entrepiso Δ (cm)	Distorsión Δ/H	Permitido Δ/H
SISMO X	1er Nivel	4.25	3.122E+00	3.122	0.0073	0.007
	2do Nivel	7.55	4.406E+00	1.284	0.0039	0.007
SISMO Y	1er Nivel	4.25	2.405E-01	0.2405	0.0006	0.005
	2do Nivel	7.55	3.599E-01	0.1194	0.0004	0.005

Fuente: Elaboración propia

Tabla 8: Comparación de desplazamientos de entrepiso después de reforzamiento, con los límites máximos establecidos por la Norma sísmica E.030.

	Nivel	Altura H (m)	Desp. Relativo al suelo	Desp. Entrepiso Δ (cm)	Distorsión Δ/H	Permitido Δ/H
SISMO X	1er Nivel	4.25	1.224E+00	1.224	0.0029	0.007
	2do Nivel	7.55	2.103E+00	0.879	0.0027	0.007
SISMO Y	1er Nivel	4.25	1.389E-01	0.1389	0.0003	0.005
	2do Nivel	7.55	2.053E-01	0.0664	0.0002	0.005

Fuente: Elaboración propia

4.1.2. FUERZAS EN LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES ANTES DEL REFORZAMIENTO

Las fuerzas y esfuerzos internos en los elementos estructurales se muestran a continuación.

4.1.2.1. LOSAS

Las losas son elementos rígidos que separan un piso de otro; se muestran los momentos debido a la carga muerta y carga viva que actúa en ella.

En estas losas no debe haber cambios ya que en su diseño actúan solo cargas de gravedad las mismas que se han considerado en el diseño por el método modal espectral y con la combinación de diseño de 1.4 CM + 1.7 C.V.

Diagrama de Momentos Flectores en las losas:

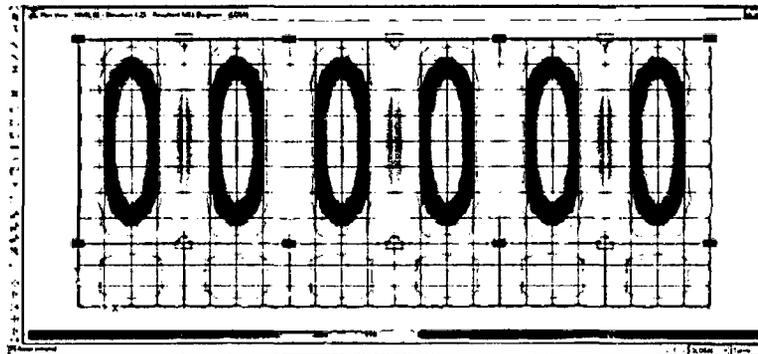


Figura 30: Distribución de momentos en el aligerado primer nivel, dirección X antes del reforzamiento

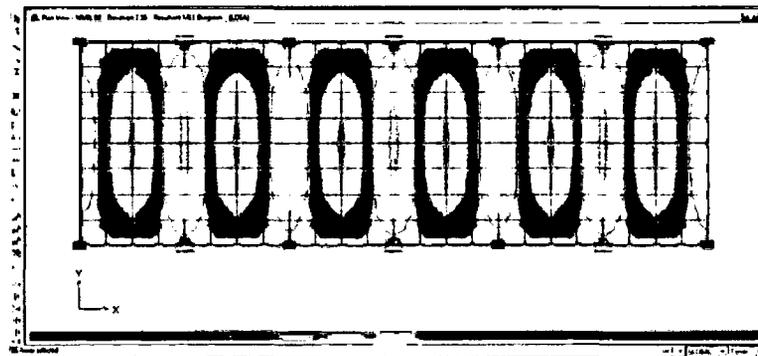


Figura 31: Distribución de momentos en el aligerado del techo, dirección X antes del reforzamiento

Se obtuvieron los siguientes resultados:

El momento negativo máximo es de: 0.87 T.

El momento positivo máximo es de: 0.61 T.

Diagrama de fuerzas cortantes en las losas:

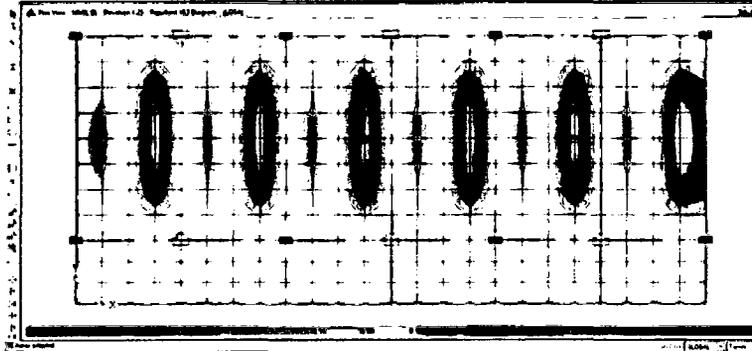


Figura 32: Fuerza cortante en el aligerado del primer nivel, antes del reforzamiento

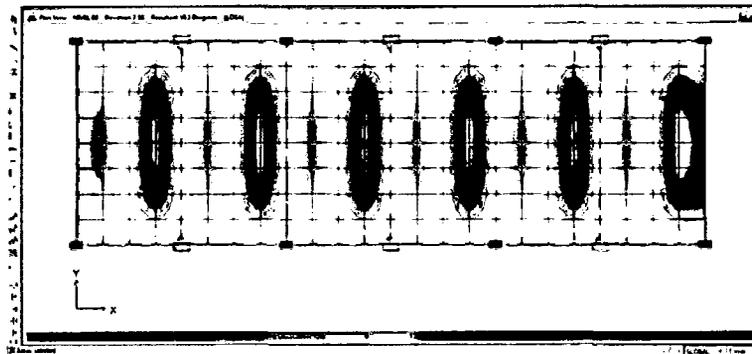


Figura 33: Fuerza cortante en el aligerado del techo, antes del reforzamiento

Se obtuvieron los siguientes resultados:

El cortante negativo máximo es de: 0.78 T.

El cortante positivo máximo es de: 0.78 T.

4.1.2.2. VIGAS

La norma NTE E-060 establece que momento último y la cortante última (M_u , V_u), para cargas muertas (CM), vivas (CV) y de sismo (CS) se obtendrá de la combinación más crítica, las cuales se establecen en las ecuaciones 35 a la 37; los resultados de M_u y V_u se muestran en las figuras 34, 35, 36 y 37.

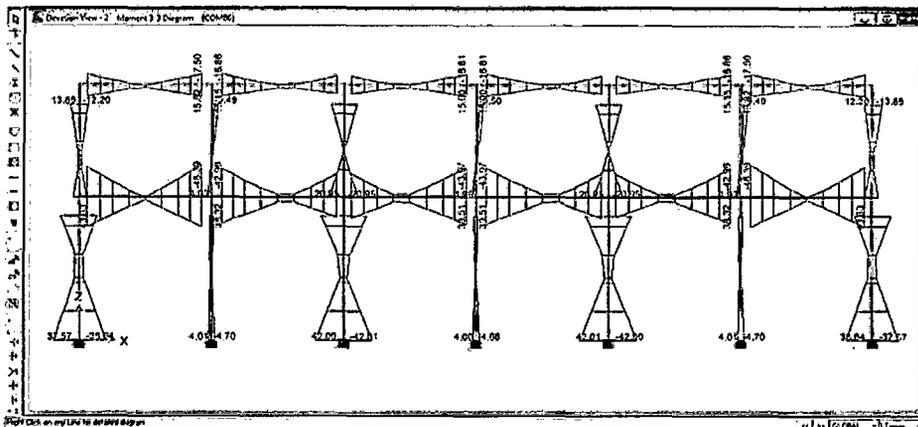


Figura 34: Envolvente de diagrama de momentos flectores, vista frontal

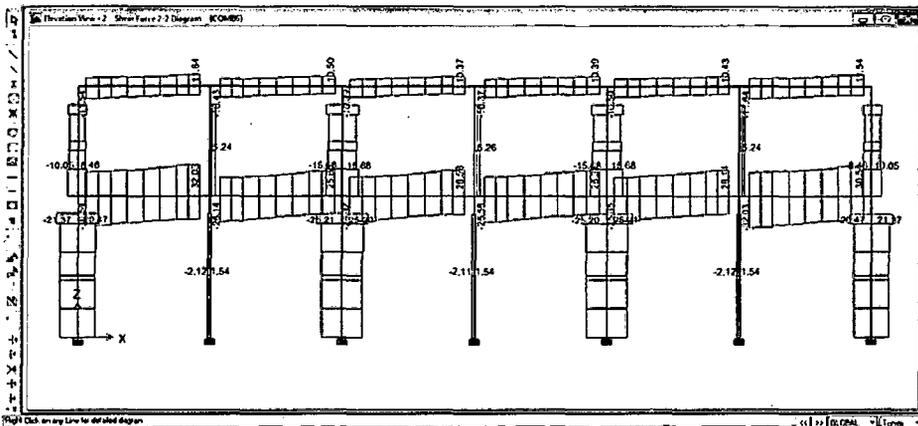


Figura 35: Envolvente del diagrama de fuerza cortante, vista frontal

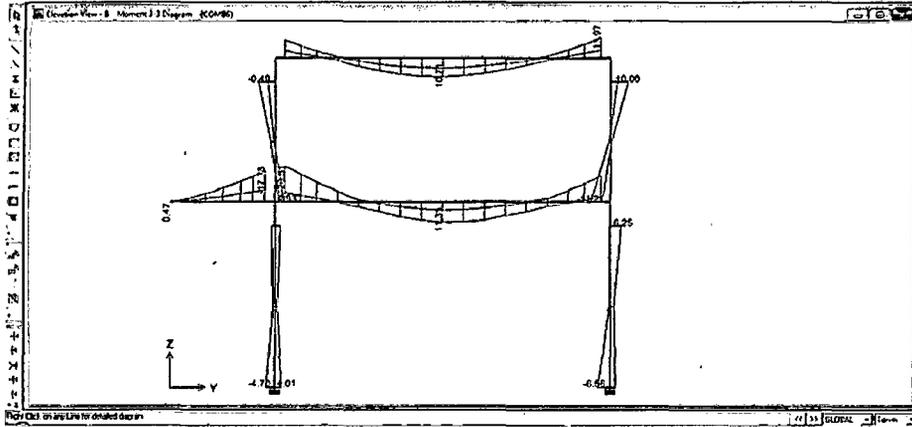


Figura 36: Envolvente del diagrama de momentos flectores, vista lateral

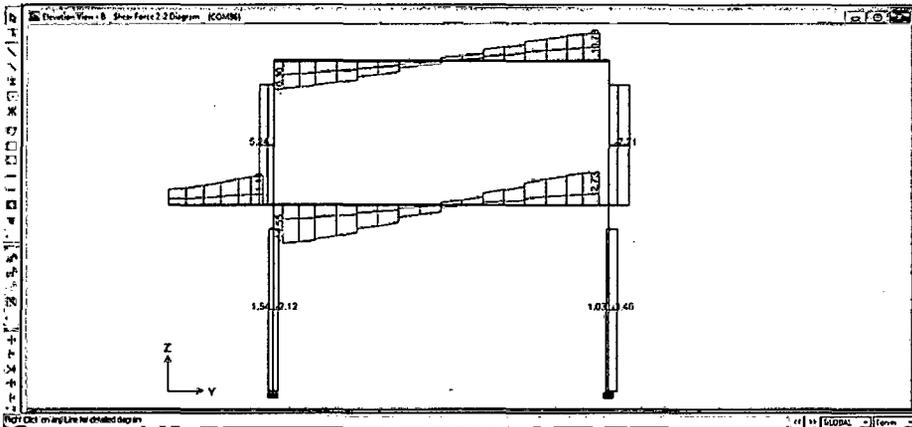


Figura 37: Envolvente del diagrama de fuerza cortante, vista lateral

4.1.2.3. COLUMNAS

Las fuerzas en las columnas debido a la carga axial y momento correspondientes a la carga axial muerta CM, carga axial viva CV, carga axial sísmica TH y momento sísmico; se muestran en las figuras 38 a la 42.

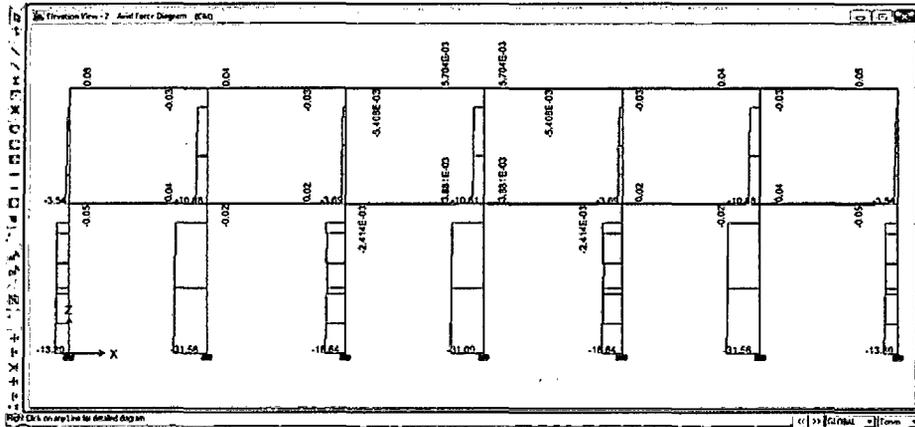


Figura 38: Fuerzas axiales debido a la carga muerta, modelo I

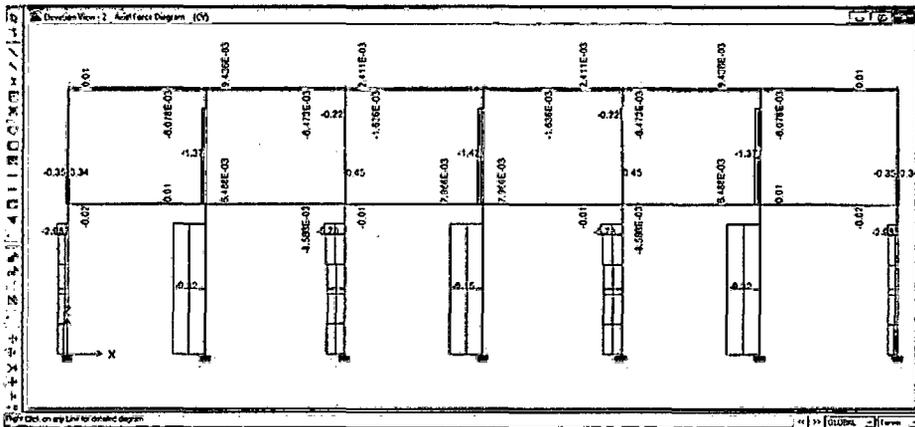


Figura 39: Fuerzas axiales debido a la carga viva

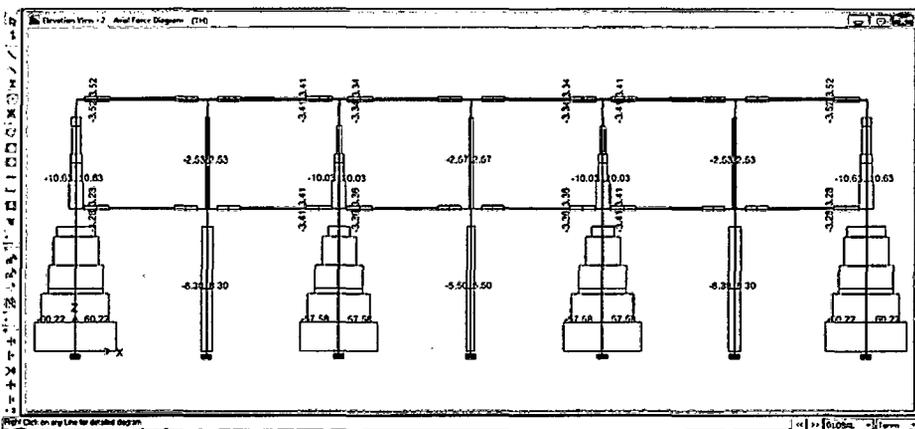


Figura 40: Fuerzas axiales debido al sismo

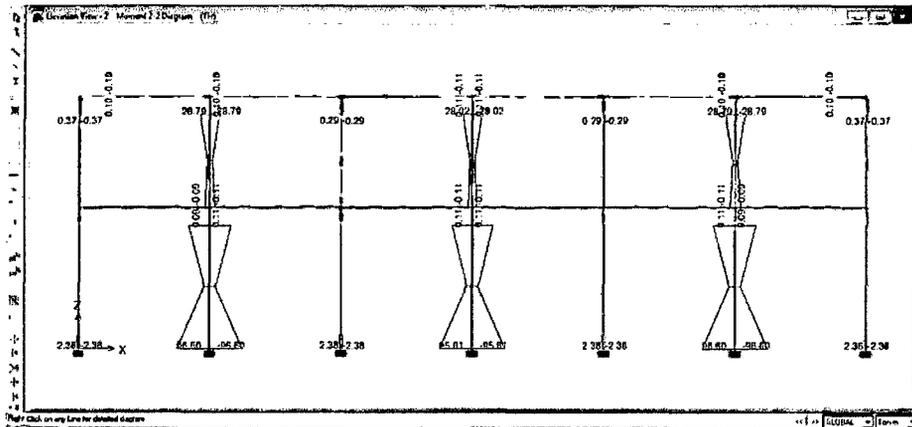


Figura 41: Momentos flectores debido al sismo en la dirección 2-2, modelo I

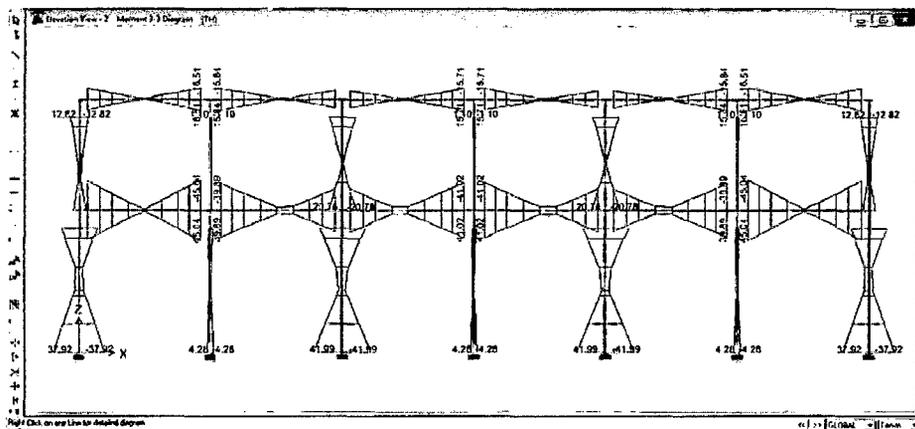


Figura 42: Momentos flectores debido al sismo en la dirección 3-3

4.1.2.4. ALBAÑILERÍA

El esfuerzo axial máximo encontrado, producido por la carga axial máxima de servicio P_m incluyendo el 100% de la sobrecarga; se muestra en la figura 43.

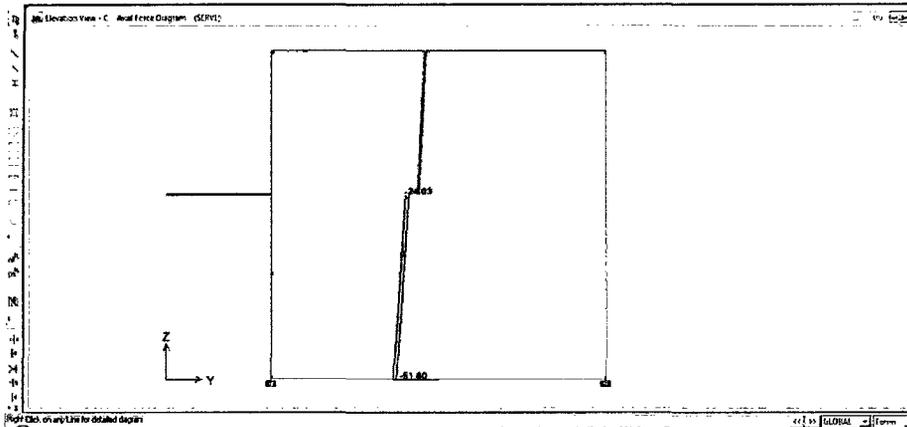


Figura 43: Fuerza axial en el muro central de albañilería

4.1.3. FUERZAS EN LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES DESPUÉS DEL REFORZAMIENTO

4.1.3.1. LOSAS

Las losas son elementos rígidos que separan un piso de otro; se muestran en las figuras 45 y 45 los momentos y fuerza cortante debido a la carga muerta y carga viva que actúa en ella, por la combinación de cargas $1.4 CM + 1.7 C.V.$

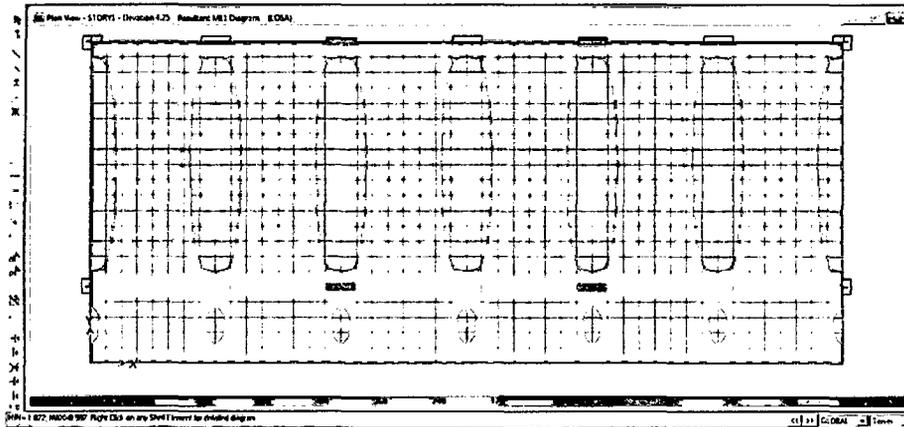


Figura 44: Distribución de momentos en el aligerado primer nivel, dirección X después del reforzamiento

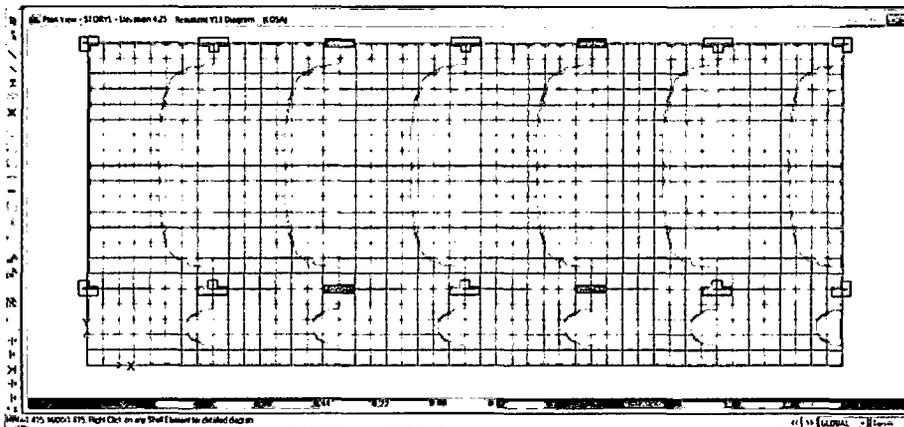


Figura 45: Fuerza cortante en el aligerado primer nivel, después del reforzamiento

4.1.3.2. VIGAS

La norma NTE E-060 establece que momento último y la cortante última (M_u , V_u), para cargas muertas (CM), vivas (CV) y de sismo (CS) se obtendrá de la combinación más crítica, las cuales se establecen en las ecuaciones 35 a la 37; los resultados de M_u y V_u se muestran en las figuras 46 a la 49.

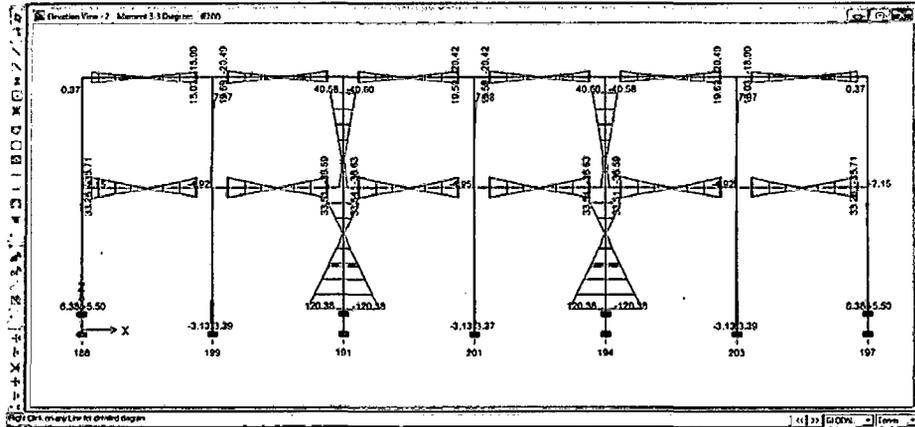


Figura 46: Envolvente de diagrama de momentos flectores, vista frontal

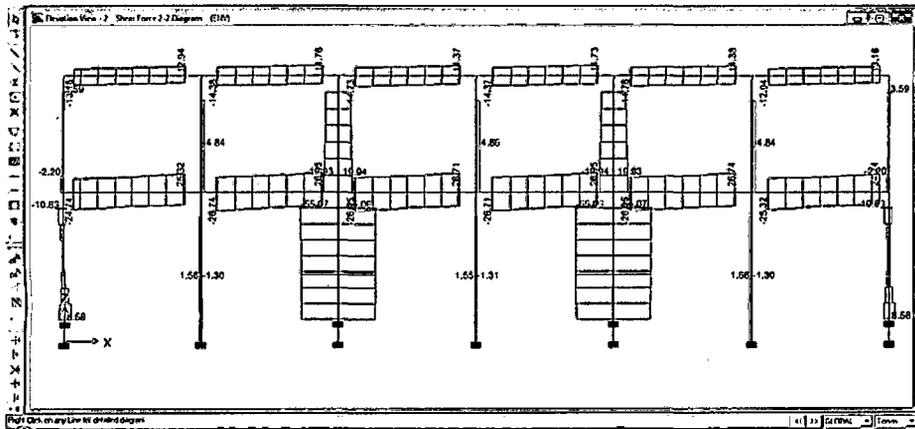


Figura 47: Envolvente del diagrama de fuerza cortante, vista frontal

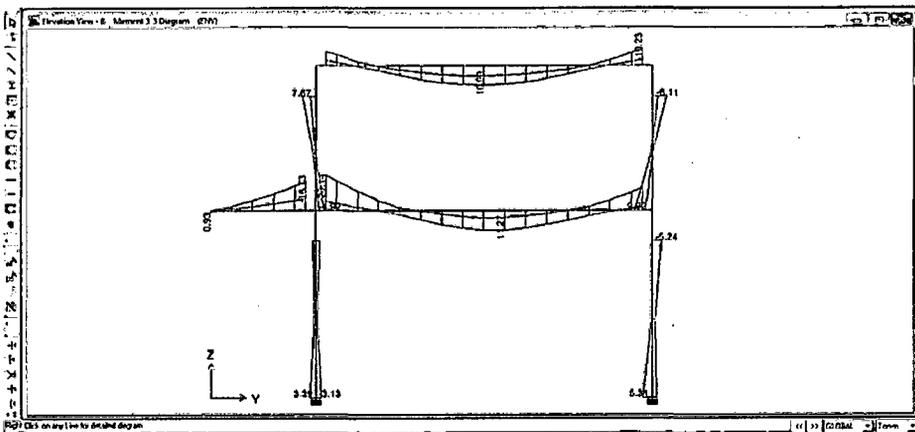


Figura 48: Envolvente de diagrama de momentos flectores, vista lateral

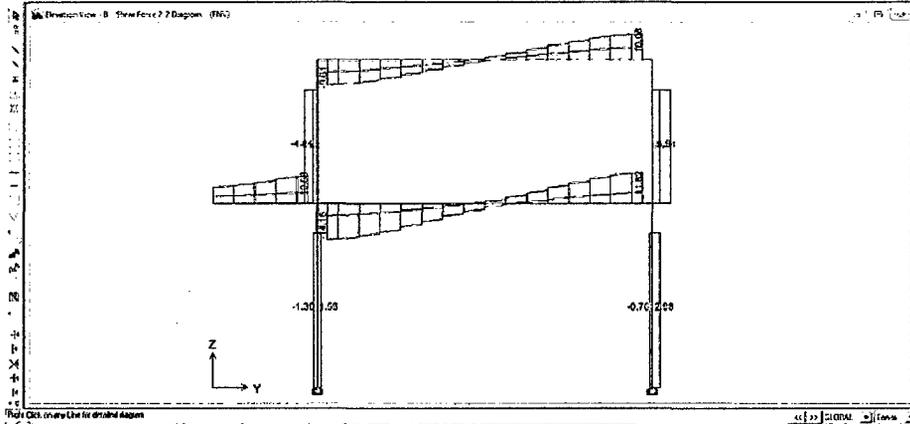


Figura 49: Envolvente del diagrama de fuerza cortante, vista lateral

4.1.3.3. COLUMNAS

Las fuerzas en las columnas debido a la carga axial y momento correspondientes a la carga axial muerta CM, carga axial viva CV, carga axial sísmica TH y momento sísmico; se muestran en las figuras 50 a la 54.

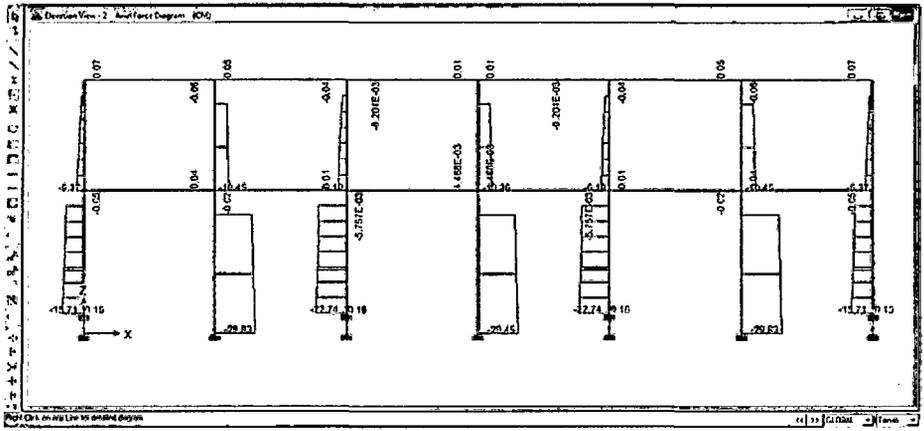


Figura 50: Fuerzas axiales debido a la carga muerta, modelo II

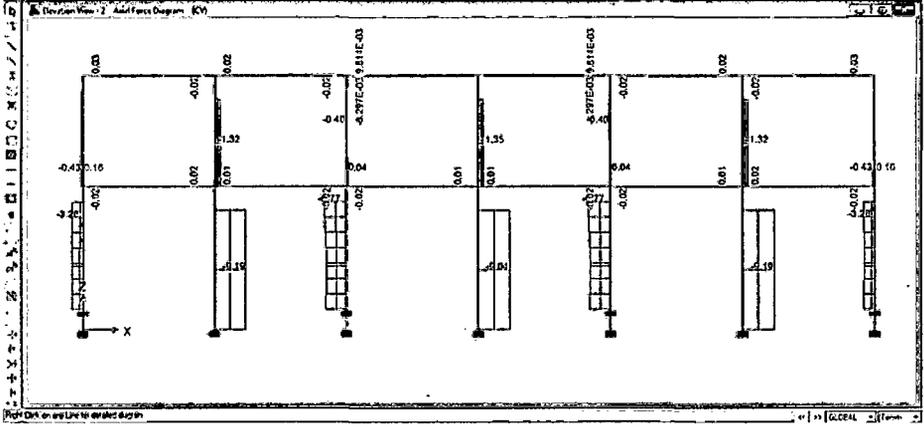


Figura 51: Fuerzas axiales debido a la carga viva, modelo II

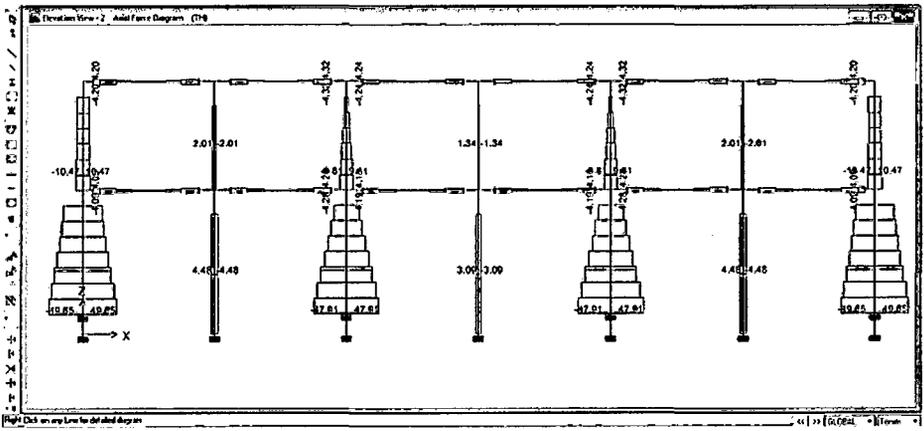


Figura 52: Fuerzas axiales debido al sismo, modelo II

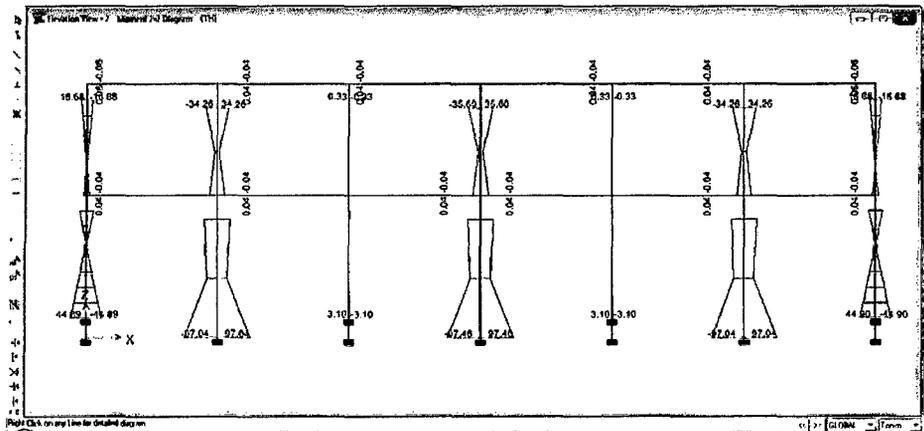


Figura 53: Momentos flectores debido al sismo en la dirección 2-2, modelo II

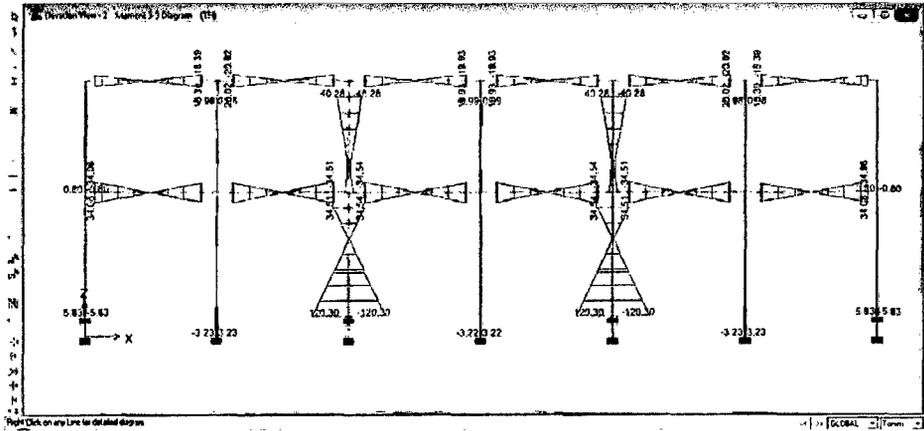


Figura 54: Momentos flectores debido al sismo en la dirección 3-3, modelo II

4.1.3.4. ALBAÑILERÍA

El esfuerzo axial máximo encontrado, producido por la carga axial máxima de servicio P_m incluyendo el 100% de la sobrecarga; es el mismo que se muestra para el modelo I en la figura 43.

4.1.4. VERIFICACIÓN DEL DISEÑO EN LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

4.1.4.1. VERIFICACIÓN DEL DISEÑO DE LAS LOSA

Los aligerados no han sufrido cambios en el reforzamiento por lo que se analizó y verifico solo el tramo interno del mismo.

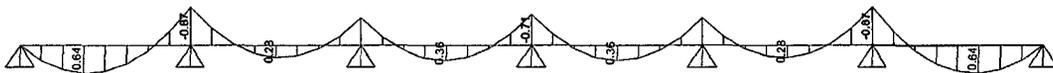


Figura 55: Diagrama de momentos flectores en el aligerado del primer nivel

Como se muestra en la figura 55, el momento flector positivo máximo es de 0.64 tn-m, el momento flector negativo máximo es de 0.87 tn-m y 0.36 momento flector positivo en el tramo interno.

El cálculo del acero correspondiente se realizó con las fórmulas 6 y 7 presentadas en el capítulo II de esta investigación, y se muestran en la tabla 9.

Tabla 9: Verificación del diseño por flexión del aligerado.

	Mu	b	d	f _c	f _y	As	As max	As min
positivo	0.64	10	17	210	4200	1.08	9.21	0.411
negativo	0.87	10	17	210	4200	1.51	9.21	0.411
positivo	0.36	10	17	210	4200	0.58	9.21	0.411

Fuente: Elaboración propia

Acero positivo primer tramo: $1 \phi 1/2''$

Acero negativo tramo interno: $1 \phi 1/2'' + 1 \phi 3/8''$

Acero positivo tramos internos: $1 \phi 3/8''$

El acero en los aligerados corresponde con los planos estructurales presentados en el anexo II.

En los aligerados la resistencia al corte debe ser asumida íntegramente por el concreto ya que está no lleva estribos y debe ser mayor al cortante máximo que se muestra en la figura 56, $V_u \text{ max} = 1.28 \text{ tn}$. La resistencia al corte se calculó con la fórmula 13.

$$\phi V_c = 1.11 T_n < V_u = 1.28 T_n$$

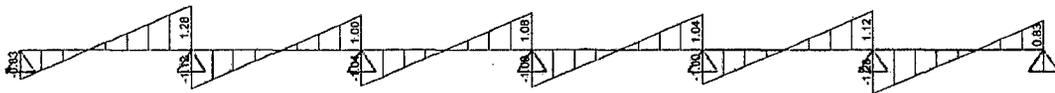


Figura 56: Diagrama de fuerzas cortantes en el aligerado del primer nivel

4.1.4.2. VERIFICACIÓN DEL DISEÑO DE LAS VIGAS

La verificación de vigas V3 y V4 que se muestran en la figura se realizó en base a los momentos flectores y fuerzas cortantes que se muestran en las figuras 46 a la 49. En ambos casos el sismo es quien controla el diseño:

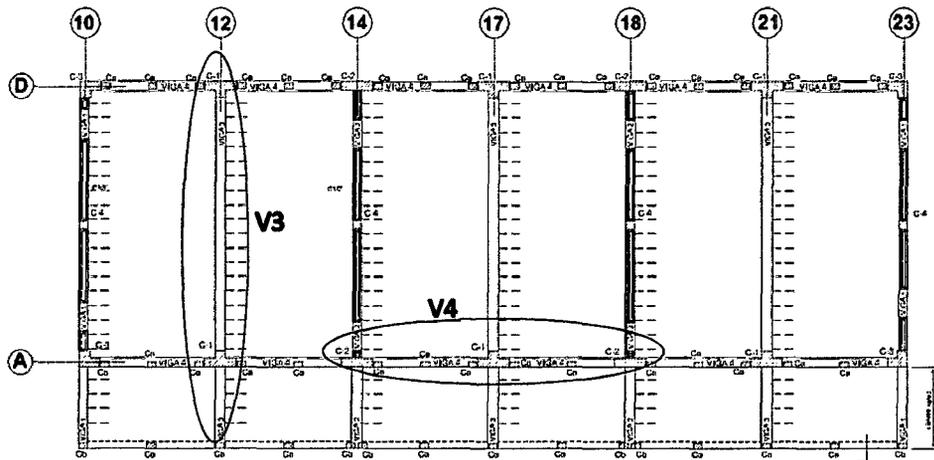


Figura 57: Verificación del diseño de las vigas V3 y V4

Verificación de la Viga V3 por flexión: (B =30 cm, H= 70 cm)

Considerando los momentos de diseño en el orden: extremo, centro, extremo, se calculó el acero necesario por flexión mediante las fórmulas 6 y 7, obteniendo:

Tabla 10: Verificación del diseño por flexión de la viga V3.

Mu (Tn-m)	b	d	f _c	f _y	As	As max	As min
20.12	25	70	210	4200	8.74	94.83	4.23
11.27	25	70	210	4200	4.75	94.83	4.23
12.97	25	70	210	4200	5.50	94.83	4.23

Fuente: Elaboración propia

El acero colocado para cada caso es:

$$1\emptyset 3/4'' + 4\emptyset 5/8'' = 11.22 \text{ cm}^2$$

$$2\emptyset 3/4'' + 2\emptyset 5/8'' = 9.66 \text{ cm}^2$$

$$1\emptyset 3/4'' + 4\emptyset 5/8'' = 11.22 \text{ cm}^2$$

Mayor a la cuantía solicitada, por lo que se concluye que el diseño es correcto (ver anexo II – planos estructurales).

Verificación de la Viga V4 por flexión: (B =25 cm, H= 55 cm)

Considerando los momentos de diseño en los extremos donde se presentan mayor requerimiento, se tiene:

Tabla 11: Verificación del diseño por flexión de la viga V4.

Mu (Tn-m)	b	d	f'c	fy	As	As max	As min
36.63	25	50	210	4200	25.38	67.73	3.019
34.80	25	50	210	4200	23.63	67.73	3.019

Fuente: Elaboración propia

El acero longitudinal requerido en los extremos es de $5 \phi 1"$, mayor al colocado actualmente; el diseño no es el adecuado (ver anexo II – planos estructurales).

Verificación de la Viga V3 por corte: (B =30 cm, H= 70 cm)

$$V_u = 14.16 \quad \phi V_c = 10.61$$

$$V_s = 4.18 \quad S = 92.8 \text{ cm}$$

Verificación de la Viga V4 por corte: (B =25 cm, H= 55 cm)

$$V_u = 26.95 \quad \phi V_c = 8.16$$

$$V_s = 22.11 \quad S = 17.50 \text{ cm}$$

Las exigencias de la norma E.060 para vigas sismo resistente, teniendo:

$$S \leq d/4 = 65/4 = 16.25 \text{ cm}$$

$$S \leq d/4 = 50/4 = 12.50 \text{ cm}$$

$$S \leq 8db = 8 \times 1.91 = 15.2 \text{ cm}$$

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

Para ambas vigas el espaciamiento colocado cumple con los requisitos de diseño.

4.1.4.3. VERIFICACIÓN DEL DISEÑO DE LAS COLUMNAS

De las figuras se muestran el resumen de cargas en las tablas 12, 14 y 16, para las columnas tipo T, L y rectangulares; con los que se realizará la verificación del diseño mediante sus diagramas de iteración y combinaciones de carga establecidas en la Norma de Concreto Armado E.060, como se muestran en las figuras 59, 61 y 63.

A. Análisis de la Columna T

Tabla 12: Fuerzas axiales y momentos flectores para la columna T, por cargas de gravedad y el análisis tiempo – historia, después del reforzamiento.

Tipo de Carga	P	M22	M33
Muerta	29.83	0.10	0.15
Viva	9.19	0.10	0.07
Sismo	4.48	97.04	3.23

Fuente: Elaboración propia con datos de Etabs V9.7.3. V.P.

Tabla 13: Combinaciones de carga para la columna T.

Combinaciones de carga	P	Mx	My
comb1: 1.4 C.M + 1.7 C.V	57.39	0.31	0.33
comb2: 1.25 (CM + CV) + S	14.24	97.09	3.29
comb3: 1.25 (CM + CV) - S	5.28	-96.99	-3.18
comb4: 0.9 CM + S	31.33	97.13	3.37
comb5: 0.9 CM - S	22.37	-96.95	-3.10

Fuente: Elaboración propia con los datos de la tabla 12.

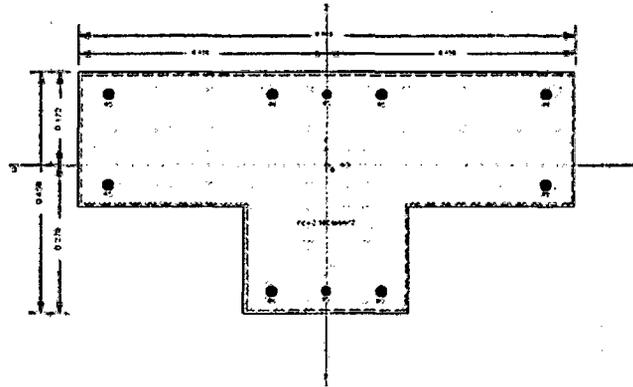


Figura 58: Dimensiones y distribución del Acero de refuerzo de la columna T

Como se muestra en la figura del diagrama de iteración para la columna T, existen combinaciones de carga P-M mayores a los que puede asumir dicho elemento estructural en la dirección X, el diseño no es el adecuado.

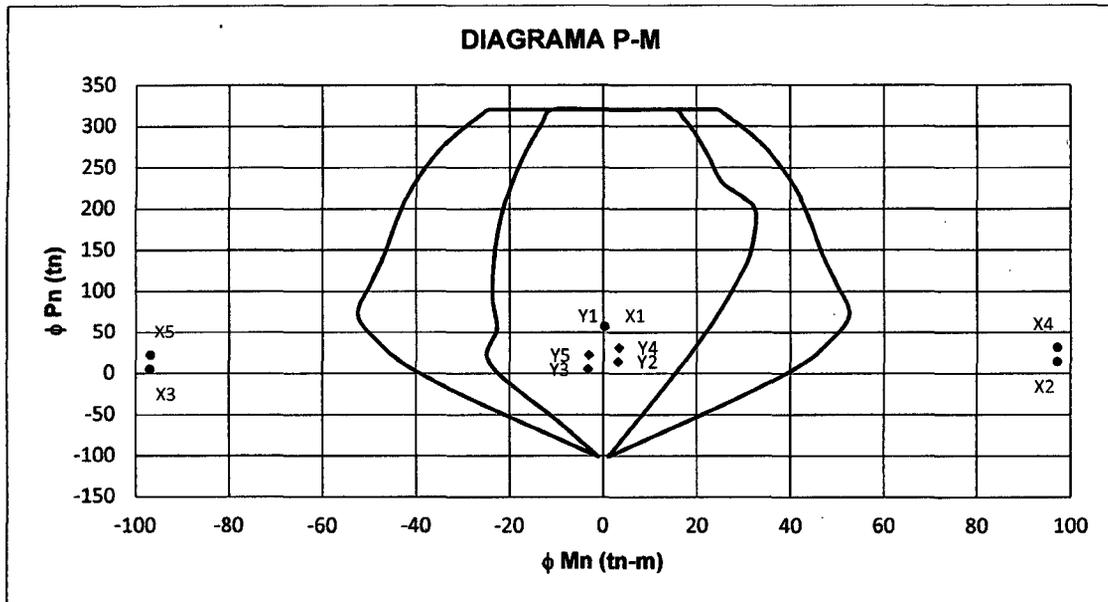


Figura 59: Diagrama de iteración P-M, para la columna T

B. Análisis de la Columna Rectangular

Tabla 14: Fuerzas axiales y momentos flectores para la columna rectangular, por cargas de gravedad y el análisis tiempo – historia, después del reforzamiento.

Tipo de Carga	P	M22	M33
Muerta	22.74	0.10	0.00
Viva	6.77	0.47	0.09
Sismo	47.91	120.30	3.10

Fuente: Elaboración propia con datos del Etabs 9.7.3 V.P.

Tabla 15: Combinaciones de carga para la columna T.

Combinaciones de carga	P	Mx	My
comb1: 1.4 C.M + 1.7 C.V	43.35	0.94	0.15
comb2: 1.25 (CM + CV) + S	55.29	120.44	3.12
comb3: 1.25 (CM + CV) - S	-40.53	-120.16	-3.08
comb4: 0.9 CM + S	68.38	120.39	3.10
comb5: 0.9 CM - S	-27.44	-120.21	-3.10

Fuente: Elaboración propia con los datos de la tabla 14.

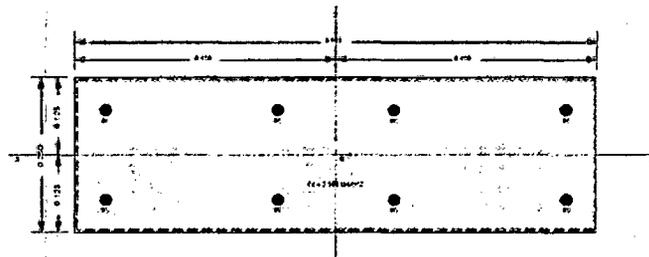


Figura 60: Dimensiones y distribución de la columna rectangular

Como se muestra en la figura del diagrama de iteración para la columna rectangular, existen combinaciones de carga P-M mayores a los que puede asumir dicho elemento estructural en la dirección X, el diseño no es el adecuado.

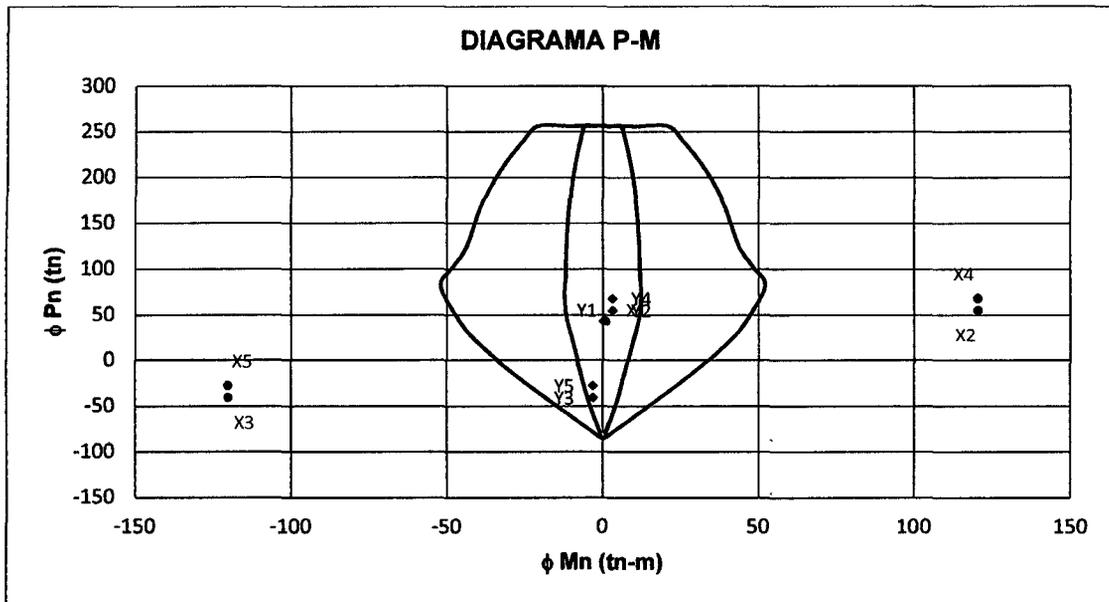


Figura 61: Diagrama de iteración P-M para la columna rectangular

C. Análisis de la Columna L

Tabla 16: Fuerzas axiales y momentos flectores para la columna L, por cargas de gravedad y el análisis tiempo – historia, después del reforzamiento.

Tipo de Carga	P	M22	M33
Muerta	15.71	0.53	0.82
Viva	3.25	0.32	0.43
Sismo	49.65	44.89	5.83

Fuente: Elaboración propia con datos del Etabs 9.7.3 V.P.

Tabla 17: Combinaciones de carga para la columna T.

Combinaciones de carga	P	Mx	My
comb1: 1.4 C.M + 1.7 C.V	27.52	1.29	1.88
comb2: 1.25 (CM + CV) + S	54.39	45.10	6.14
comb3: 1.25 (CM + CV) - S	-44.91	-44.68	-5.52
comb4: 0.9 CM + S	63.79	45.37	6.57
comb5: 0.9 CM - S	-35.51	-44.41	-5.09

Fuente: Elaboración propia con los datos de la tabla 16.

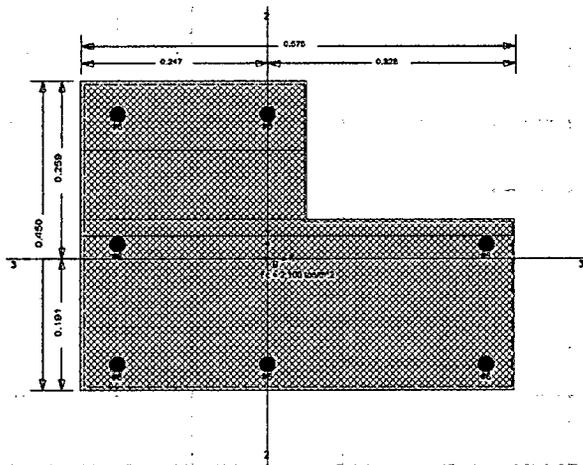


Figura 62: Dimensiones y distribución del acero de refuerzo de la columna L.

Como se muestra en la figura del diagrama de iteración para la columna L, existen combinaciones de carga P-M mayores a los que puede asumir dicho elemento estructural en la dirección X, el diseño no es el adecuado.

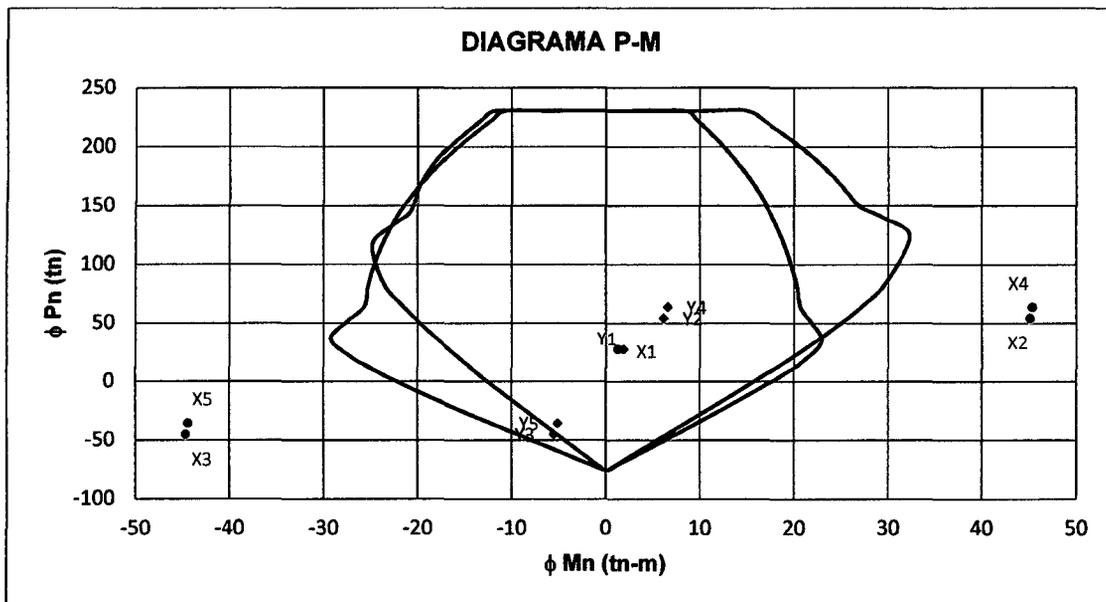


Figura 63: Diagrama de Iteración P-M de la Columna L

4.1.4.4. VERIFICACIÓN DE LA ALBAÑILERÍA

El esfuerzo axial máximo f_a , considerando la suma de la carga muerta CM y el 100% de la carga viva y los esfuerzos producidos por estos se muestran en la figura 64, además deberá ser menor que las ecuaciones 33 y 34, para cumplir con los requisitos de resistencia de la Norma de Albañilería E.070.

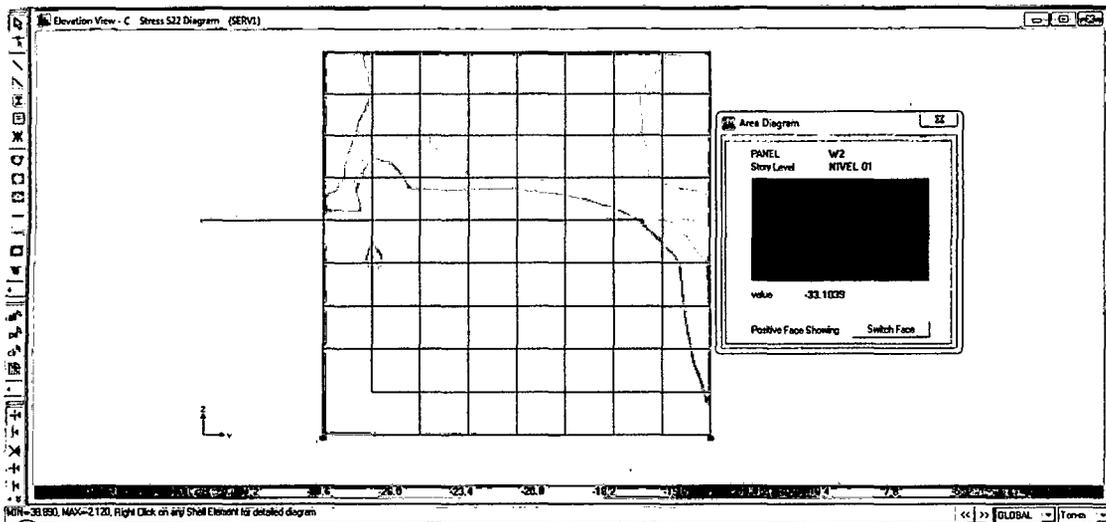


Figura 64: Distribución de esfuerzos en los muros de albañilería debido a la carga muerta y carga viva

$$fa = 33.1 \text{ tn/m}^2$$

$$Fa = 93.76 \text{ tn/m}^2$$

$$0.15 \text{ fm} = 97.5 \text{ tn/m}^2$$

Por lo que: $fa < Fa < 0.15 \text{ fm}$; se espera que la albañilería no sufra daños debido a las cargas de gravedad.

4.1.4.5. VERIFICACIÓN DE LA ESTRUCTURA PARA EL DISEÑO SÍSMICO

Se realizó el análisis modal espectral para su comparación con el análisis tiempo historia realizada para esta edificación y mostrar la diferencia en resistencia de sus

elementos estructurales y el cumplimiento con las disposiciones especiales para el diseño sísmico mostradas en el capítulo 21 de la Norma E.060 de concreto armado.

Los resultados se muestran para el caso después de su reforzamiento, ya que es el estado actual en el que se encuentra el colegio y el cual ha sufrido daños ante el sismo que se ha tomado de diseño para esta tesis.

Como se puede apreciar en la figura 65, las secciones son capaces de resistir las fuerzas de gravedad y sísmicas provenientes del análisis modal espectral, por lo que el diseño de sus elementos estructurales que resulta de este cálculo sísmico es satisfactorio para la combinación de cargas máximas establecidas en las fórmulas 35 a la 37.

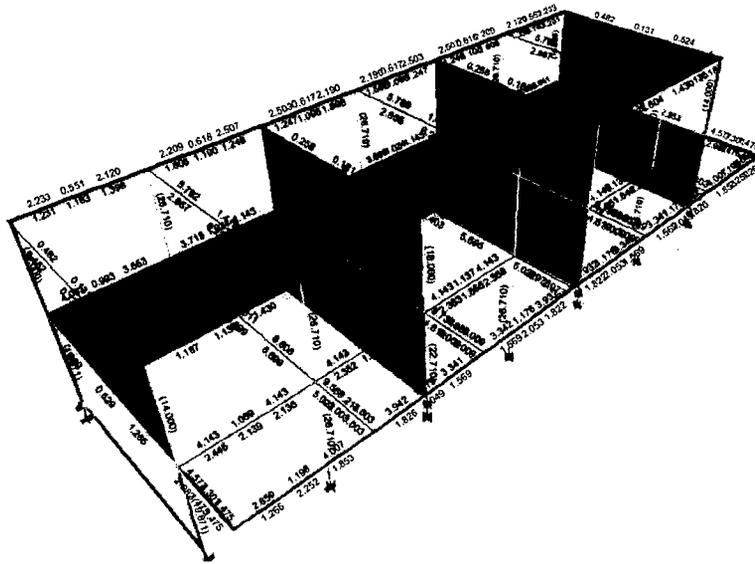


Figura 65: Diseño de los elementos estructurales provenientes del cálculo modal-espectral

Además la Norma E.060 de concreto armado dentro del capítulo 21, de disposiciones especiales para el diseño sísmico y en su artículo 21.6.2 recomienda verificar que la sumatoria de momentos en las columnas sea mayor o igual a 1.2 veces la sumatoria de momentos de la vigas que concurren en un nudo ($\sum M_{nc} \geq$

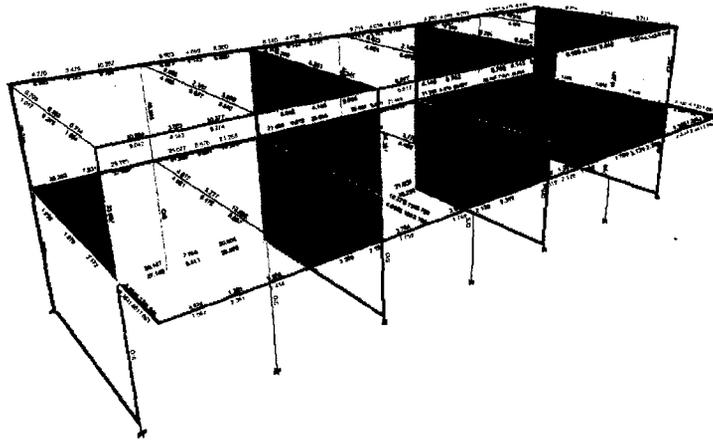


Figura 67: Diseño de los elementos estructurales por análisis dinámico tiempo – historia antes del reforzamiento

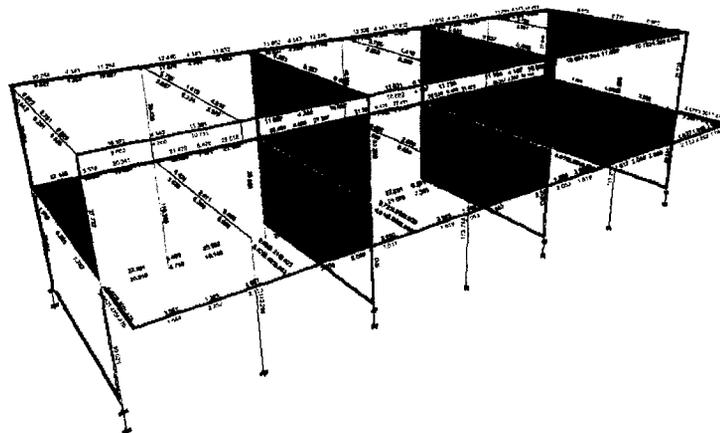


Figura 68: Diseño de los elementos estructurales por análisis dinámico tiempo - historia después del reforzamiento

Las secciones tampoco cumplen con las disposiciones especiales para el diseño sísmico de la Norma E.060 de concreto armado como se muestra en la figura 69.

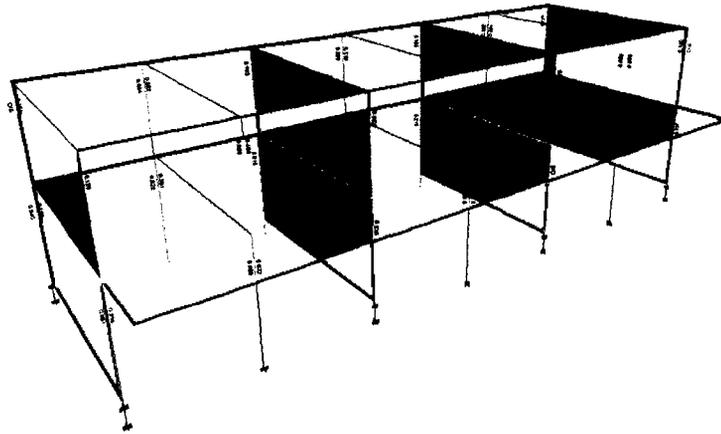


Figura 69: Relación de momentos viga columna provenientes del análisis dinámico tiempo - historia

4.2. DISCUSIÓN DE RESULTADOS

4.2.1. DESPLAZAMIENTOS

Los desplazamientos de entre piso se han hallado de los desplazamientos que se muestran en las figuras 13 a la 20 para la edificación antes del reforzamiento; encontrándose que el desplazamiento de entre piso en el primer nivel fue superior al máximo establecido en la norma Sísmica E.030 para la dirección X aportada, cómo se puede apreciar en la tabla N°7.

Los desplazamientos de entre piso se han hallado de los desplazamientos que se muestran en las figuras 22 a la 29 para la edificación después del reforzamiento; encontrándose que los desplazamientos han sido controlados y son menores a los

máximos establecidos la norma Sísmica E.030 para ambas direcciones, cómo se puede apreciar en la tabla N°8.

4.2.2. DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Del análisis de fuerzas y esfuerzos en los elementos estructurales para la verificación del diseño; y que los mismos cumplan con las disposiciones de las Normas de Concreto Armado E.060 y de Albañilería E.070, se ha encontrado.

4.2.2.1. ALIGERADOS

Como se aprecia en la tabla N°9 el acero necesario para el aligerado corresponde con el acero colocado y que se muestran en el anexo II (Planos estructurales).

En este aligerado también se encontró que el cortante para el primer nivel no puede ser asumido íntegramente por el concreto por lo que es recomendable haber utilizada un ensanche alternado por cortante.

4.2.2.2. VIGAS

En las tablas N°10 y N°11, se muestra el acero necesario en las vigas para el máximo valor de las combinaciones presentadas en las fórmulas 35 a la 37, bajo las acciones de flexión y cortante.

Contrastando con los planos estructurales presentes en el anexo II; el acero requerido bajo esta acción de fuerzas (cargas de gravedad y sismo de Pisco 15

agosto 2007), el acero necesario es inferior al encontrado, por lo que para esta combinación de fuerzas las vigas no cumplen los requisitos de resistencia mínima establecida en la Norma E.060 de concreto armado.

4.2.2.3. COLUMNAS

La estructura muestra tres tipos de columnas para solicitaciones de flexocompresión, dadas por la combinación de fuerzas máximas dadas en las fórmulas 35 a la 37, las que se muestran en las tablas N°13, 15 y 17.

De los diagramas de iteración mostrados en las figuras 59, 61 y 63 las columnas no cumplen con los requisitos mínimos de resistencia para las acciones de carga establecidas en las tablas N° 13, 15 y 17. Las cuales presentan fallas por flexión para la dirección X donde se encuentra el sistema aporticado.

4.2.2.4. ALBAÑILERÍA

Los esfuerzos presentes en la albañilería (f_a) son menores a la resistencia mínima requerida y dadas por la fórmula 34, siendo $f_a < F_a$, por lo que se estableció que el comportamiento de la albañilería es el adecuado para la acción de cargas establecidas.

4.2.2.5. DISEÑO SÍSMICO DE LA ESTRUCTURA

Como se puede apreciar en las figuras 65 a la 69, las cuales muestran el comportamiento de la estructura bajo el análisis dinámico modal espectral y tiempo historia.

En el que se encontró; el diseño realizado por el análisis dinámico modal espectral establecido en la norma sísmica E.030, es adecuado pues se muestra que los desplazamientos de entrepiso son menores a los máximos establecidos en la Norma sísmica E.030 siendo estos menores a 0.007 y sus elementos estructurales cumplen con la resistencia requerida por norma E.060 de concreto armado ($\phi R_n > R_u$) y las disposiciones especiales para el diseño sísmico presenten en esta misma norma.

Mientras que el diseño bajo las acciones de fuerza sísmica reales la que se tomó para el análisis tiempo historia (sismo de Pisco del 15 de agosto del 2007), muestran un comportamiento inadecuado; se controlaron los desplazamientos laterales pero sus elementos estructurales presentan una resistencia ($\phi R_n < R_u$) no cumpliendo estas con las disposiciones de resistencia la norma E.060 de concreto armado y en la que tampoco se cumplen las disposiciones especiales para el diseño sísmico presentes en esta misma norma.

CAPITULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. CONCLUSIONES

El módulo de dos niveles del Colegio José Carlos Mariátegui se comporta inadecuadamente ante el sismo de Pisco del 15 de agosto del 2007.

En el primer caso antes de que se realice el reforzamiento de la estructura los desplazamientos son mayores a los máximos establecidos en la norma sísmica E.030 y la capacidad de sus elementos estructurales no satisfacen las condiciones de diseño de la Norma E.060 de Concreto Armado.

En el segundo caso cuando se ha realizado el reforzamiento de la estructura se ha logrado controlar los desplazamientos siendo menores a los máximos dispuestos en la norma sísmica E.030, pero los elementos estructurales como vigas y columnas no satisfacen las condiciones de diseño de la Norma E.060 de Concreto Armado.

Los desplazamientos máximos encontrados antes de realizar el reforzamiento de la estructura en la esquina más aleja y en el centro de gravedad se muestran en la Tabla 7, teniendo un valor en la dirección X de 3.122 cm para el primer nivel y 4.406 cm para el segundo nivel con desplazamientos de entre piso de 0.0073 y 0.0039 para el primer y segundo nivel, en el caso del primer nivel es mayor al 0.007 que tiene como límite la Norma Sísmica E.030.

Los desplazamientos máximos encontrados después de realizar el reforzamiento de la estructura en la esquina más aleja y en el centro de gravedad se muestran en la Tabla 8, teniendo un valor en la dirección X de 1.224 cm para el primer nivel y 2.103

cm para el segundo nivel con desplazamientos de entre piso de 0.003 y 0.003 para el primer y segundo nivel, los cuales son menores a los 0.007 que tiene como límite la Norma Sísmica E.030.

Los elementos estructurales tienen capacidades de resistencia menores ante la ocurrencia de este sismo $\phi R_n < R_u$; como apreciar ítem 4.1.4.

Al realizar el análisis espectral en ambos casos antes y después del reforzamiento de la estructura se ha encontrado que se cumple con los límites de desplazamiento dispuestos por la Norma Sísmica E.030 llegando hacer de 0.007 antes del reforzamiento y de 0.0027 después del reforzamiento menores o iguales al 0.007 dispuesto en la Norma Sísmica E.030; además sus elementos estructurales satisfacen las condiciones de diseño de la Norma E.060 de Concreto Armado, con lo que se ha cumplido con las bases de diseño dispuestas en las Normas.

Por lo anterior se concluye que aun respetando las normas y códigos de diseño, la ocurrencia de sismos severos puede comprometer el comportamiento de una estructura y con esto su desempeño.

5.2. RECOMENDACIONES

Actualmente una solución ante este tipo de problemas es el aislamiento de las estructuras en su base con amortiguadores o aisladores sísmicos, con lo que se consigue tener estructuras menos robustas y con periodos de vibración más grandes, lo cual disminuye significativamente los esfuerzos internos en los elementos estructurales y se consigue un buen comportamiento de las estructuras ante sismos severos.

Otra solución es la utilización de disipadores de energía los que absorben la carga sísmica liberando de estos esfuerzos al sistema estructural principal.

Finalmente las personas encargadas de la supervisión y construcción de estas estructuras esenciales, lleven con responsabilidad y cumplimiento de las normas y especificaciones técnicas dispuestas para su ejecución; ya que las estructuras se comportarán como se construyen y no como se diseñan.

BIBLIOGRAFIA

- Blanco B. Antonio. "Estructura y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado". Libro 2. Lima – Perú 1994.
- Chopra K. A. Dynamics and Structures, 4th Edition, E.E.U.U. 2011.
- Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres. "Análisis dinámico y técnicas de reforzamiento en estructuras de infraestructura educativa". Lima - Perú. 2000.
- Gálvez Villacorta, A. "Análisis tiempo historia no lineal en la norma NTE E.030". Reporte Técnico. Lima - Perú. 2000.
- Javier Piqué del Pozo, Hugo Scaletti Farina "ANALISIS SÍSMICO DE EDIFICIOS". Edición Capitulo de Ingeniería Civil
- Kuroiwa Horiuchi, J. "Los sismos de Ancash (1970) Pisco (2007), Haiti y Chile (2010) y el desarrollo sostenible del Perú. Reporte Técnico. Lima. Perú - 2011.
- Muñoz, A. "Ingeniería Sismoresistente" Pontificia Universidad Católica del Perú - Lima. 2008.
- Muñoz, A y otros. "Desempeño sismoresistente de los colegios peruanos modernos. Congreso Chileno de sismología e ingeniería antisísmica". Lima - Perú. 2005.
- Nilson, A. H. y otros. "Design of Concrete Structures", 14th Edition, E.E.U.U. 2010.
- Morales, M. Roberto. "Diseño en Concreto Armado". Lima – Perú. 2000.
- Navarro, J. O. y López D. "Sismicidad y peligrosidad sísmica en la región sur-occidental del Perú", Lima - Perú. 2011.
- Wilson, Edward L. "Three-Dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures A Physical Approach With Emphasis on Earthquake Engineering", Berkeley – California.

- Reglamento Nacional de Edificaciones 2009, Norma Técnica E.020 "Cargas", E.030 "Diseño Sismoresistente", E.060 "Concreto Armado", E.070 "albañilería".
- Manual electrónico Etabs V.9.3.7.

ANEXOS

**ANEXO 01: DESARROLLO DEL PROCESO DE ANALISIS DEL PABELLON 1 DE
COLEGIO JOSE CARLOS MARIATEGUI ANTE EL SISMO DE PISCO DEL 2007**

**ANEXO 02: EXPEDIENTE TECNICO PARA LA CONSTRUCCIÓN DEL COLEGIO
JOSE CARLOS MARIATEGUI**

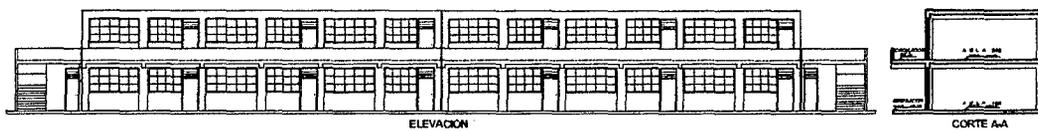
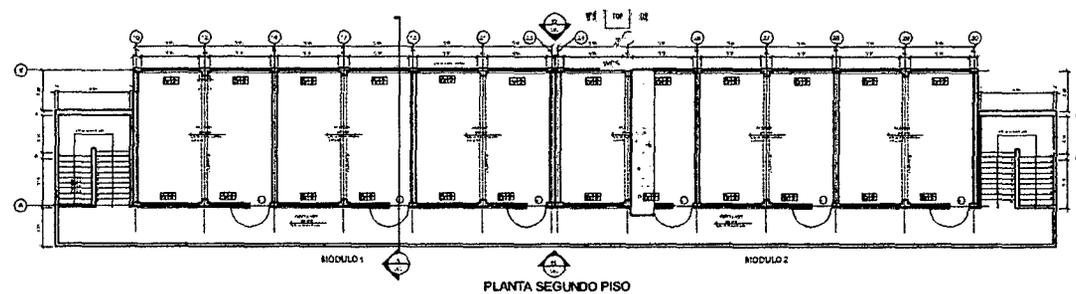
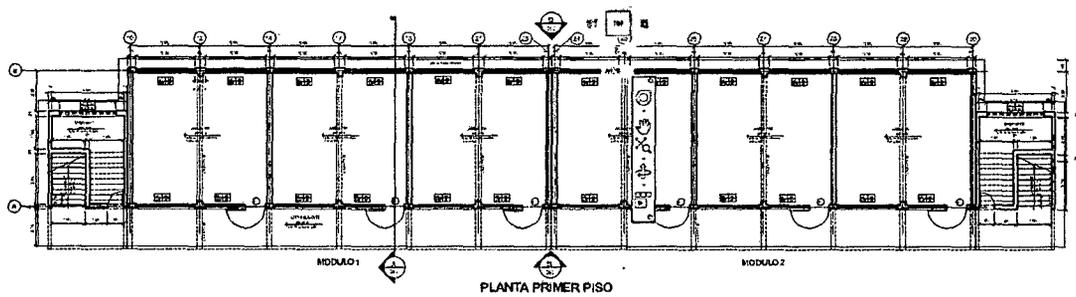
ANEXO 03: FOTOGRAFIAS

**ANEXO 01: DESARROLLO DEL PROCESO DE ANALISIS DEL PABELLON
1 DE COLEGIO JOSE CARLOS MARIATEGUI ANTE EL SISMO
DE PISCO DEL 2007**

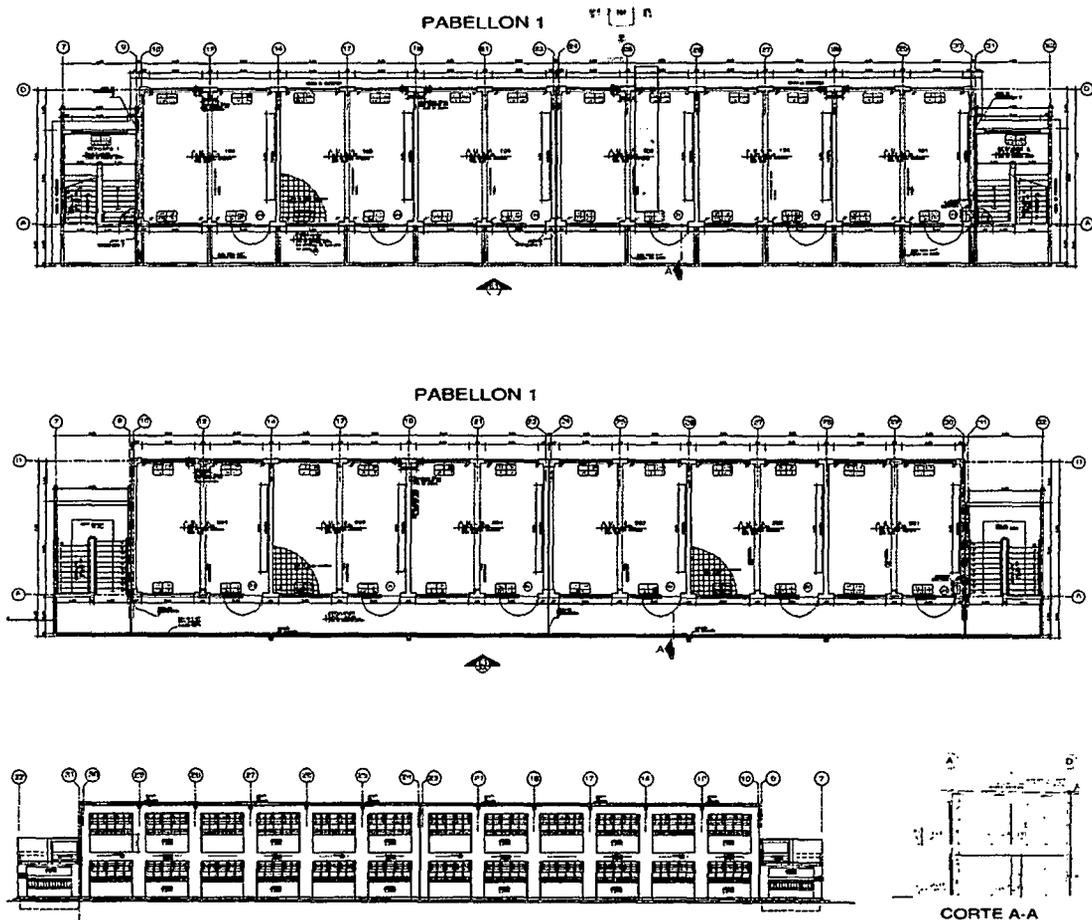
Desarrollado según NTE Diseño Sismoresistente E.030 del Perú

1. Plantas arquitectónicas.

Plantas del colegio José Carlos Mariátegui antes de su reforzamiento.

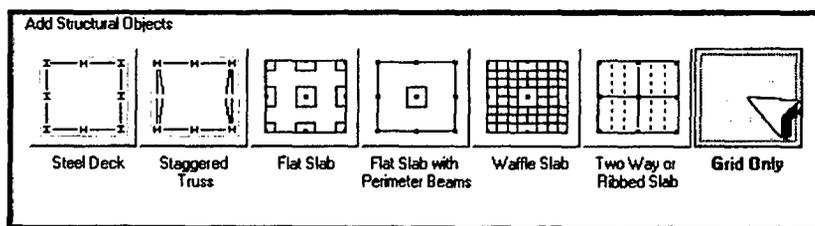


Plantas del colegio José Carlos Mariátegui después de su reforzamiento.

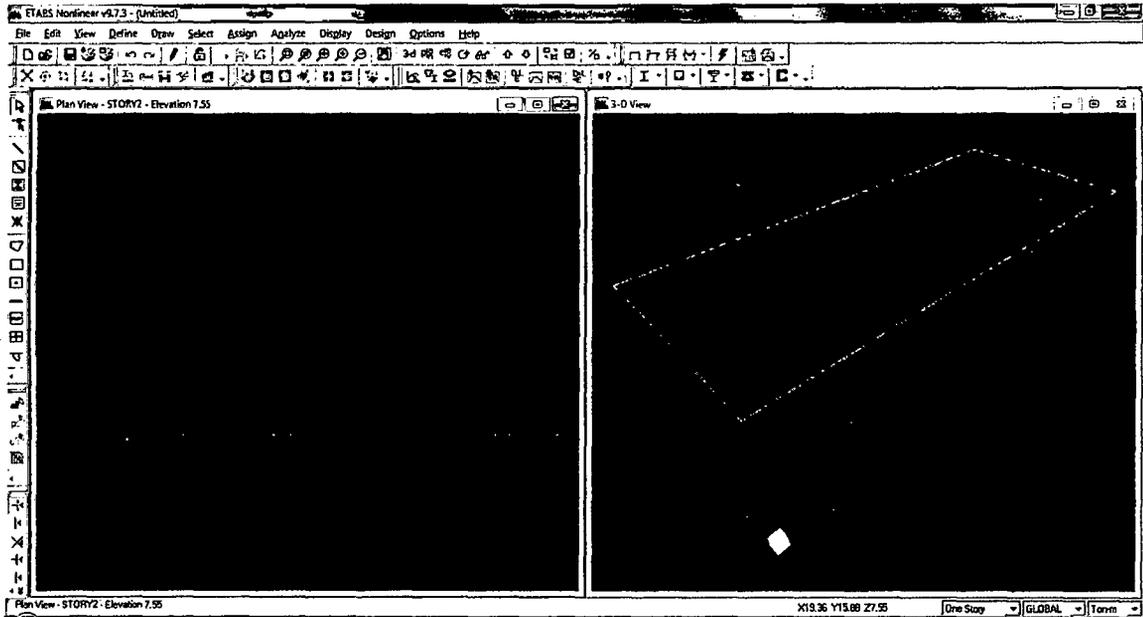


2. Creación de la estructura en Etabs V9.7.3 Educacional, para el análisis.

En el cuadro de diálogo "Building Plan Grid System and Story Data Definition" marcamos "Grid Only"

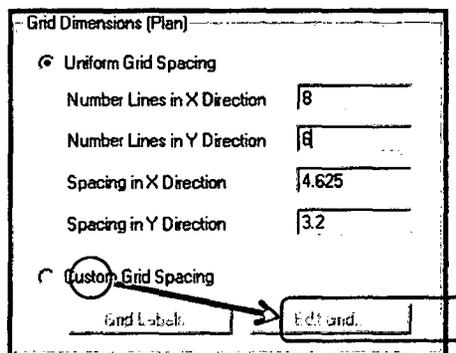


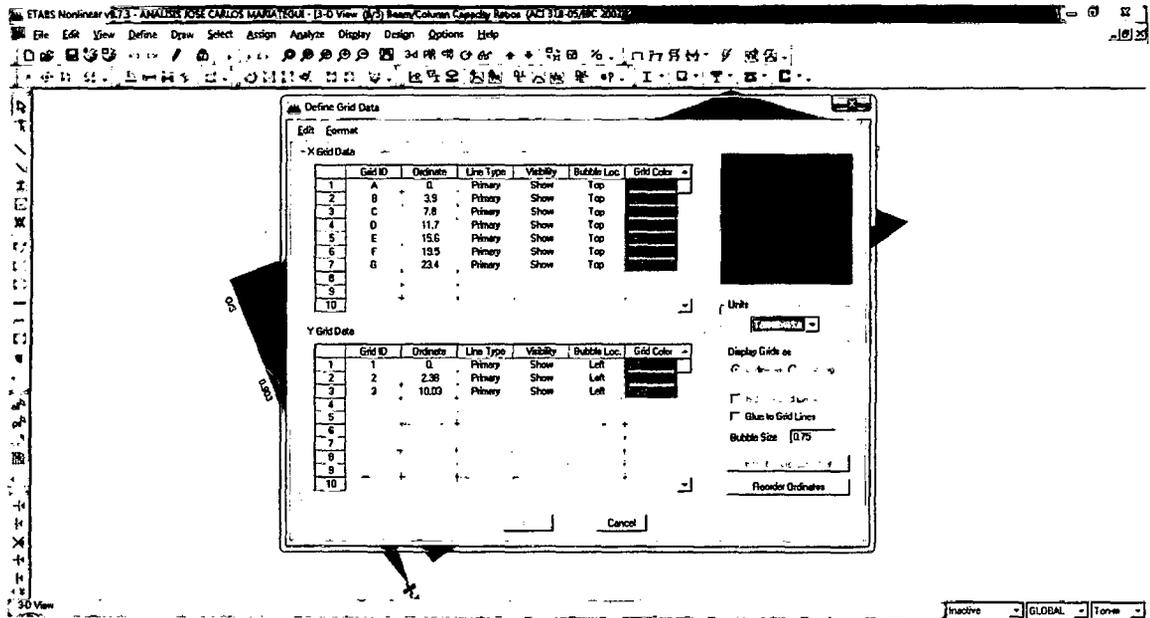
lo que nos conduce a la pantalla de la interfaz del programa en donde visualizamos los ejes en las 3 coordenadas:



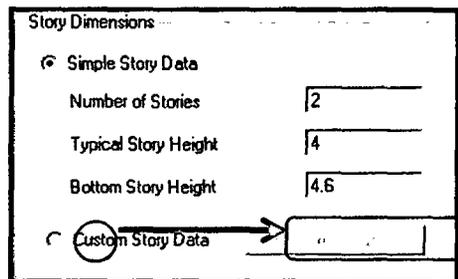
Procedemos a guardar el modelo para continuar con el desarrollo. Click en el ícono, o por el menú File/Save

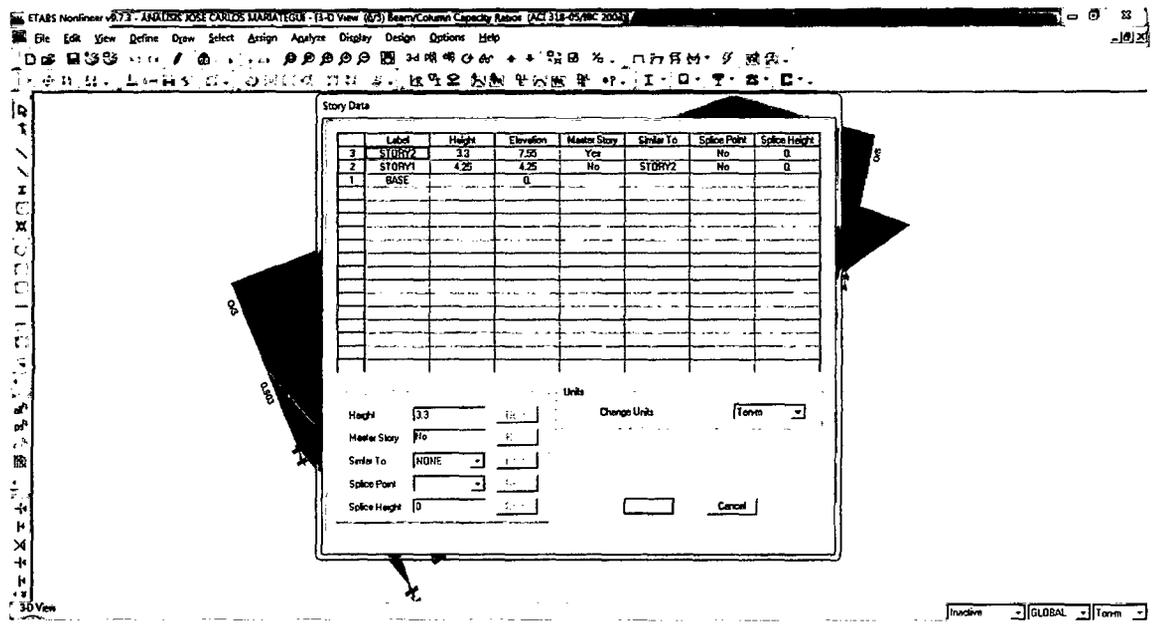
En el "Grid Dimensions (Plan)", tenemos la opción de generar cuántos ejes en el sentido "X" e "Y" queremos para nuestro modelo, en el sentido "X" tenemos 7 ejes principales, en el sentido "Y" 3 principales, introducimos el espaciamiento entre ejes para ambos sentidos.



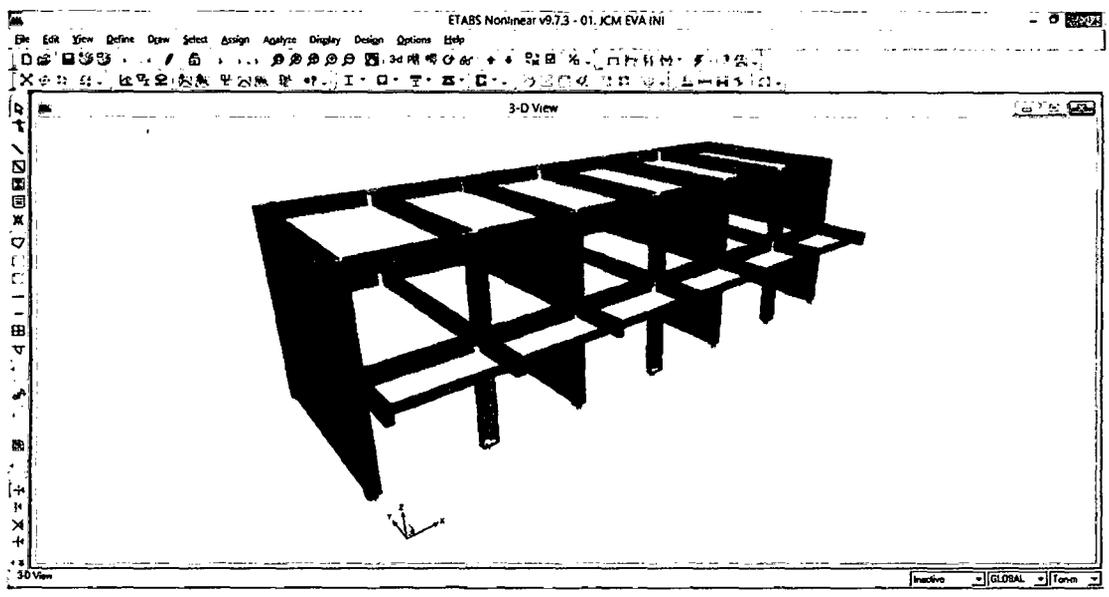


En la sección "Story Dimensions", introducimos el número de niveles o pisos con los que trabajaremos, la altura del primer nivel en "Bottom Story Height" y la altura de los pisos superior es en "Typical Story Height. De no ser nuestros niveles superiores de similar altura, podemos editar los marcando la opción "Custom Story Data". Que nos llevará al siguiente cuadro de diálogo "Story Data":

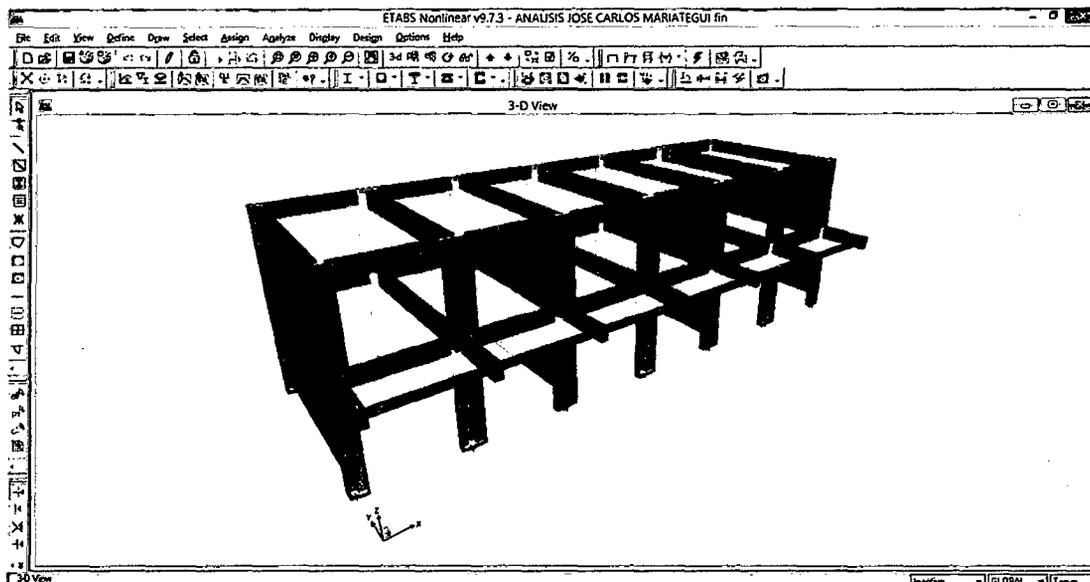




Finalmente el modelo estructural antes del reforzamiento fue:



Finalmente el modelo estructural después del reforzamiento fue:



3. Definición de los materiales a usar.

Se usará concreto armado como único material conformante de los elementos estructurales para este modelo además de albañilería en la dirección Y, tendrá las siguientes propiedades.

Acero de refuerzo:

Límite de Fluencia: $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$

Módulo de Elasticidad: $E_s = 2' 000,000 \text{ kg/cm}^2$

Concreto $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$:

Resistencia a la compresión: $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$

Módulo de Poisson: $\nu = 0.15$

Módulo de Elasticidad: $E_c = 15,000 \sqrt{f_c} = 217,000 \text{ kg/cm}^2$.

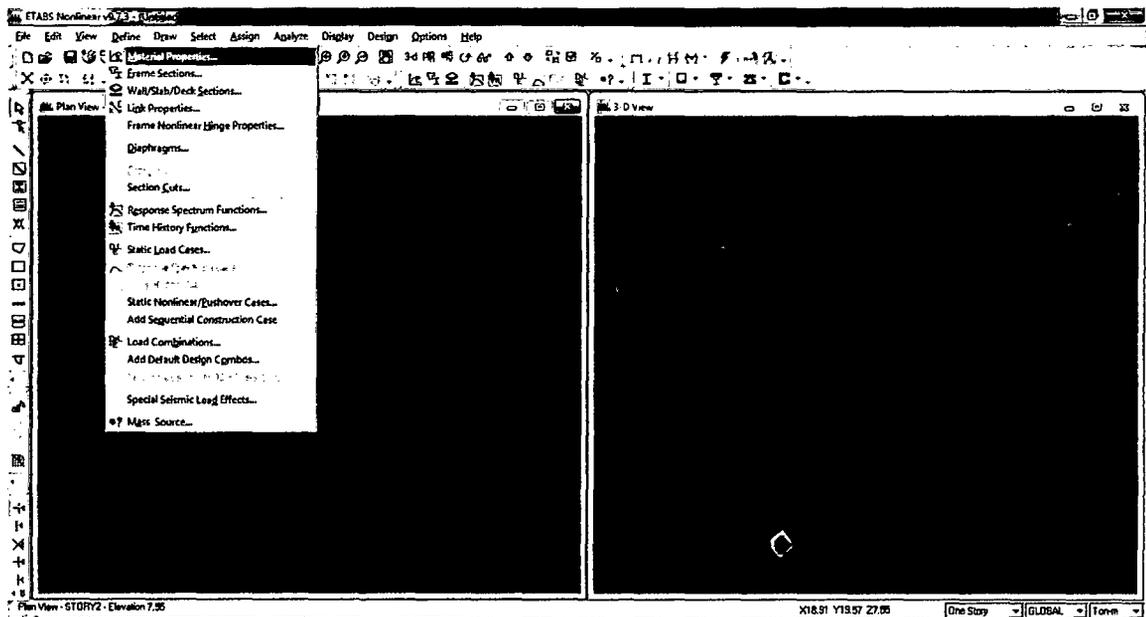
Albañilería:

Resistencia a la compresión: $f_m = 65 \text{ kg/cm}^2$

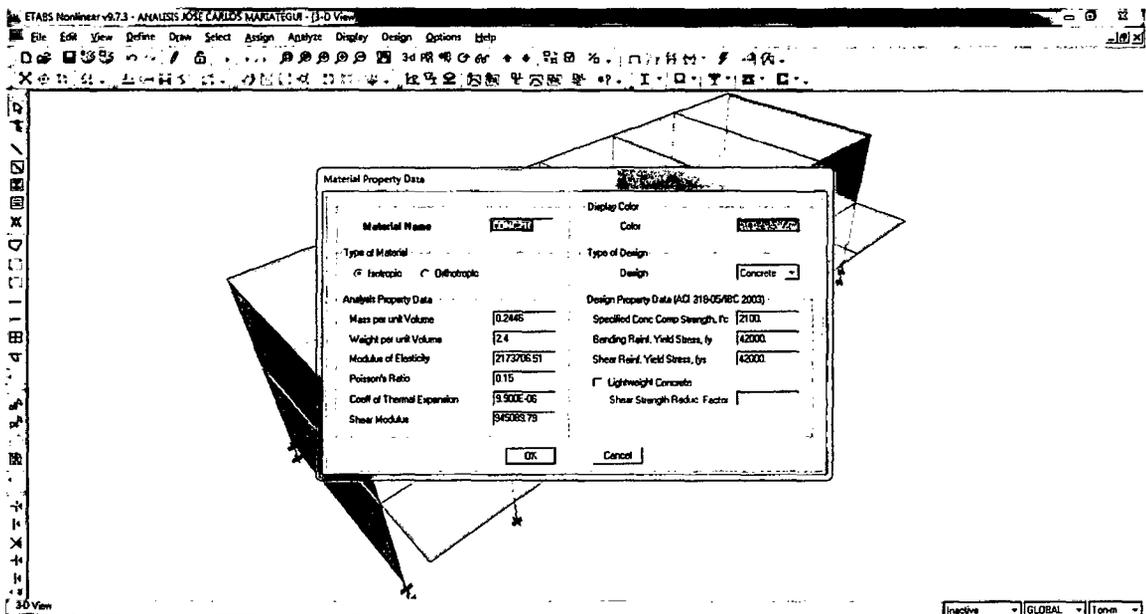
King Kong industrial

Módulo de Poisson: $\nu = 0.25$
Módulo de Elasticidad: $E_m = 500 \text{ fm} = 32500 \text{ kg/cm}^2$.

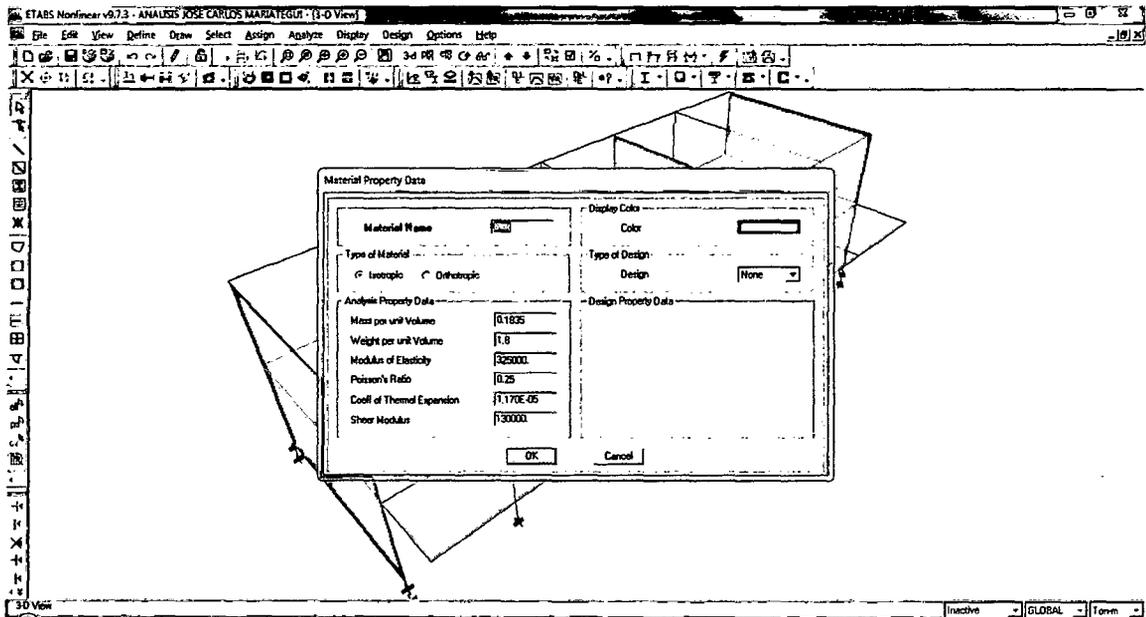
Para definir este material se accede por el menú Define/Material Properties, o por el ícono .



Definición del material para concreto armado:



Definición del material para la albañilería:

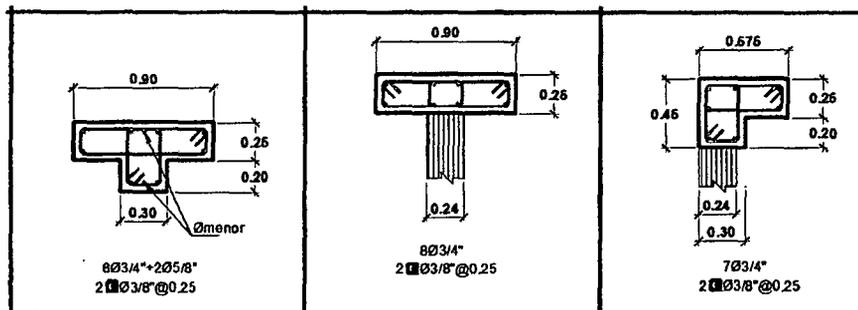


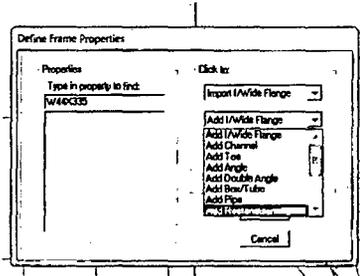
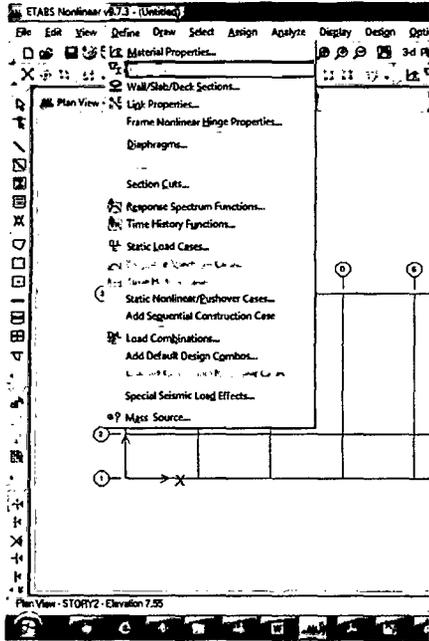
4. Definición de secciones y elementos shell.

Secciones Frame: Vigas y columnas

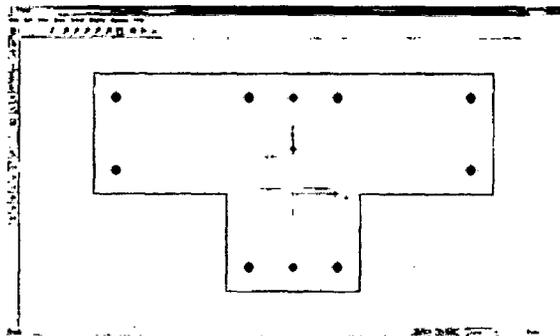
Definiremos las secciones de columnas para el inicio del modelamiento y las secciones de vigas de las que se muestran en la figura siguiente.

Secciones de las columnas:

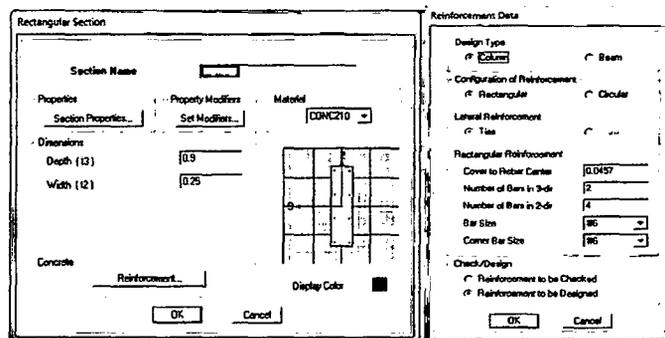




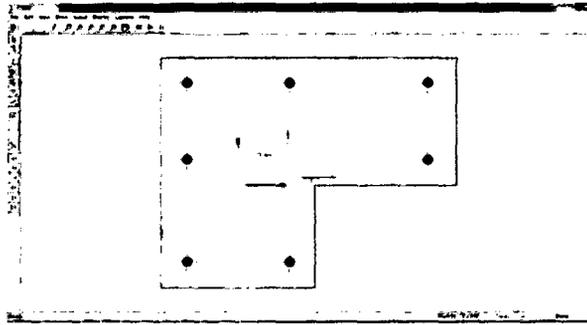
Column T:



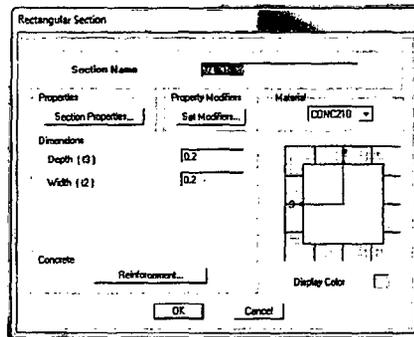
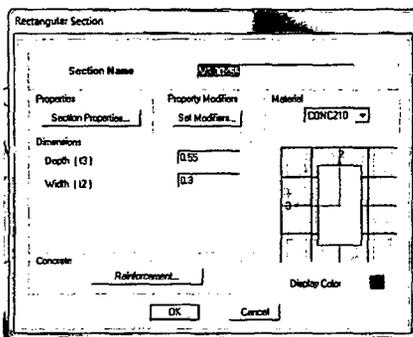
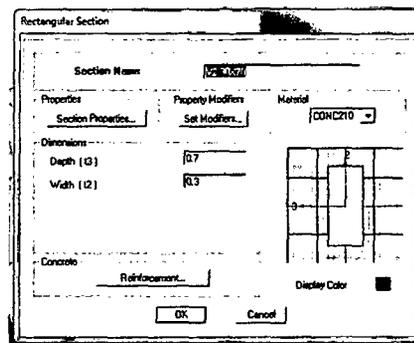
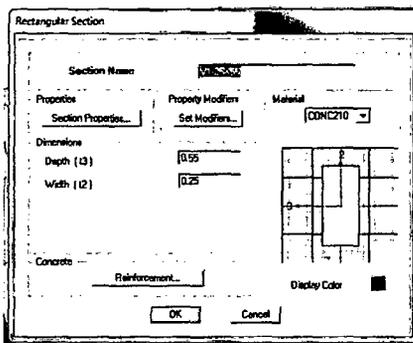
Column Rectangular 90x25:



Columna L para esquinas:

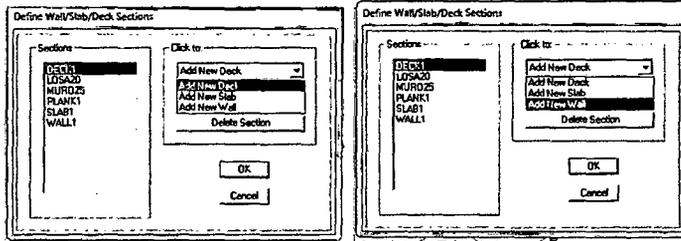
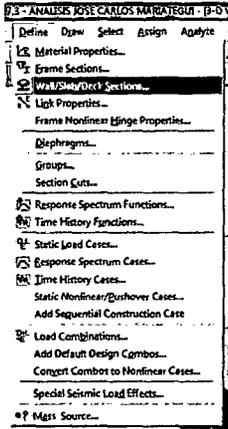


Secciones de las vigas:

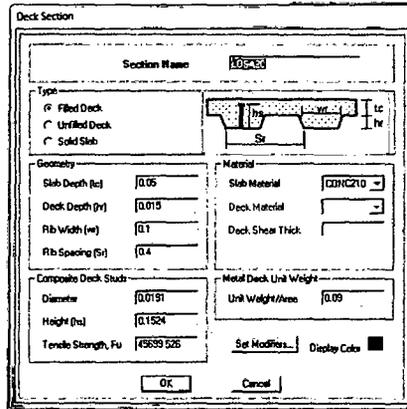


Elementos Shell: Muros y losas

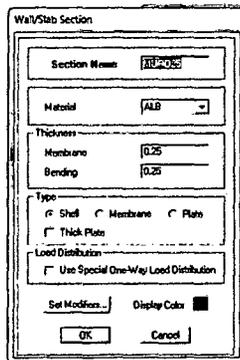
Definiremos la albañilería y los aligerados del primer piso y techo como se muestran en las figuras siguientes:



Seleccionamos Deck para crear la losa:



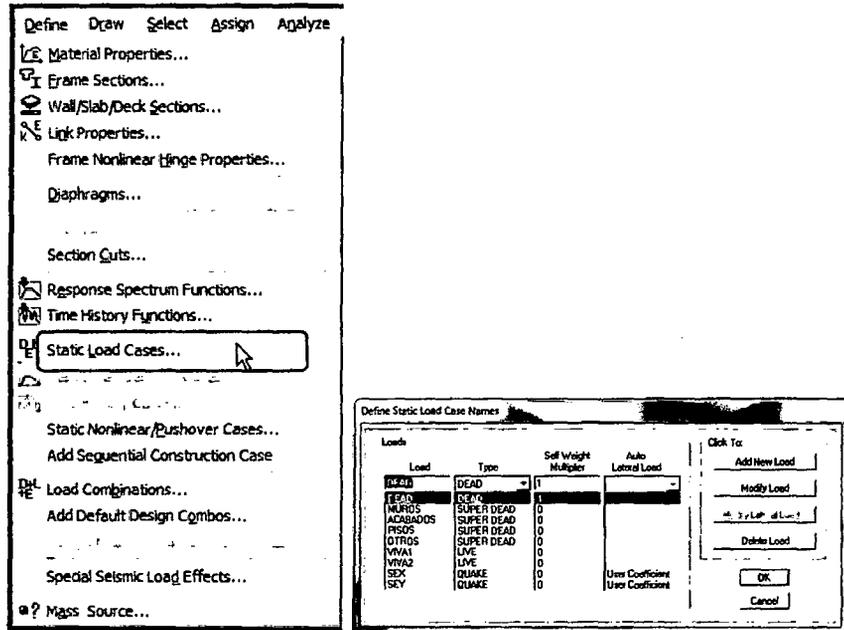
Seleccionamos Wall para crear los muros de albañilería:



5. Definición de casos de carga estática.

Para definir los tipos de solicitaciones a las que estará sometido el modelo, definiremos cargas por peso propio (DEAD), cargas vivas (LIVE), cargas vivas

sobre techos (LIVEUP) cargas muertas (SUPERDEAD), cargas para análisis sísmico estático.



6. Definición de casos de carga dinámica.

En la presente tesis se ha establecido cargas dinámicas para análisis dinámico por el método modal espectral y para el análisis dinámico por tiempo historia, en la primera se ha establecido el espectro de respuesta según lo establece la norma de diseño sismoresistente E.030. mediante los siguientes parámetros:

A. Parámetros de Sitio

F. Zona	Z	3	0.4	T_p(s)	0.9
F. Uso	U	C	1	h_n	7.55
F. Suelo	S	S3	1.4	C_T	35
F.					
Amplificación	C		2.50	T	0.22

B. Sistema estructural

Elección del sistema estructural y factor de reducción sísmica para el análisis Modal – Espectral, Fuente: Elaboración propia.

Sistema Estructural X	Concreto Armado	R
<input checked="" type="radio"/> Pórticos(1)		8
<input type="radio"/> Dual(2)		7
<input type="radio"/> De muros estructurales(3)		6
<input type="radio"/> Muros de ductilidad limitada(4)		4
Sistema Estructural Y	Albañilería	R
<input checked="" type="radio"/> Albañilería Armada o Confinada(5)		3
<input type="radio"/>		
<input type="radio"/>		
<input type="radio"/>		
Irregularidad de la Estructura		Regular
Irregularidades estructurales en altura		
Piso Blando.		No
Irregularidad de Masa.		No
Irregularidad Geométrica Vertical.		No
Discontinuidad en los Sistemas Resistentes.		No
Irregularidades estructurales en planta		
Irregularidad Torsional.		No
Esquinas Entrantes.		No
Discontinuidad del diafragma.		No

La carga dinámica para el análisis dinámico tiempo historia se realiza directamente con el registro sísmico tomado en la estación de Parcona del IGP.

C. Coeficiente sísmico y cortante en la base.

$$\begin{array}{lcl}
 R_{xx} = & 8.00 & P = 391.64 \text{ Tn} \\
 R_{yy} = & 3.00 & \\
 \\
 V_{xx} = & 0.18 P & \Rightarrow V_{xx} = 70.49 \text{ Tn} \\
 \\
 V_{yy} = & 0.47 P & \Rightarrow V_{yy} = 184.07 \text{ Tn}
 \end{array}$$

D. Distribución del cortante en la Altura

Como indica la Norma sísmica E.030 el cortante en la base debe ser distribuido en cada nivel como se muestra en la siguiente Tabla para las direcciones X e Y.

DISTRIBUCION DEL CORTANTE EN X

Niveles	Altura (H)	Peso (P)	P*H	P*H/ Σ	Fi
2°	7.55	182.18	1375.48	0.58	42.35
1°	4.25	237.27	1008.39	0.42	31.05
Σ			2383.87	1.00	73.40

Fuente: elaboración propia.

DISTRIBUCION DEL CORTANTE EN Y

Niveles	Altura (H)	Peso (P)	P*H	P*H/ Σ	Fi
2°	7.55	182.18	1375.48	0.58	112.94
1°	4.25	237.27	1008.39	0.42	82.80
Σ			2383.87	1.00	195.74

Fuente: elaboración propia.

E. Valores del Espectro de Respuesta y Espectro de Respuesta

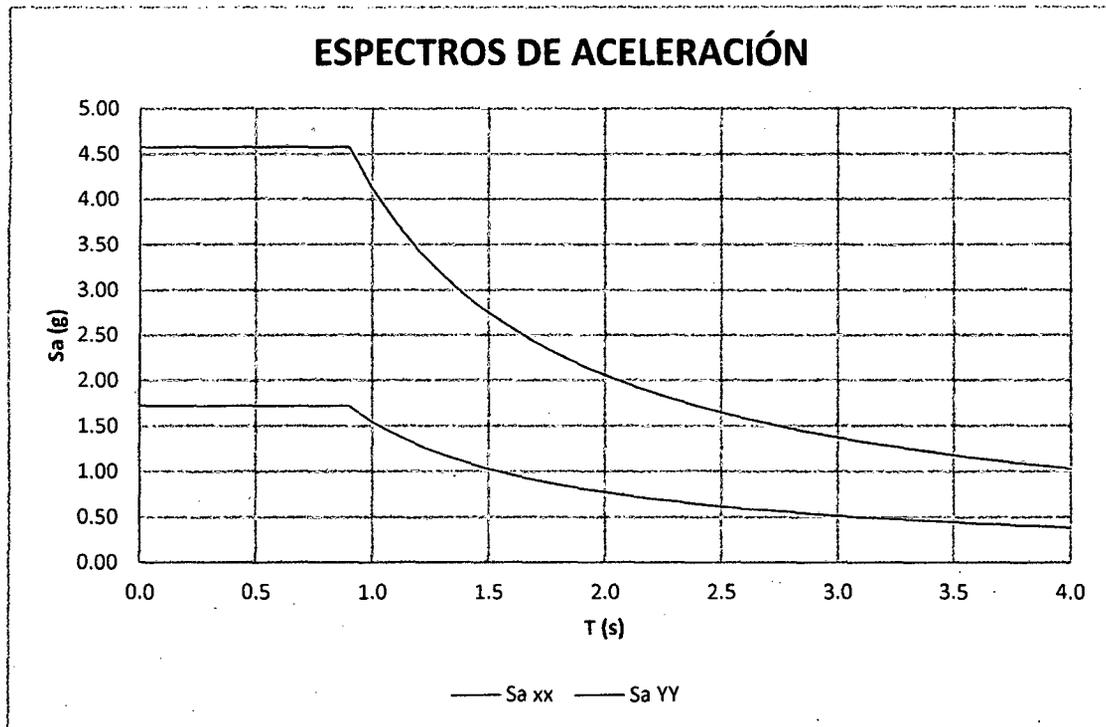
Se define mediante $S_a = ZUCS/R * g$, establecido en la Norma Sísmica E.030, los valores correspondientes se muestran en la siguiente tabla.

C				
	T	S_{ax}	T	S_{ay}
2.50	0.0	1.72	0.0	4.58
2.50	0.1	1.72	0.10	4.58
2.50	0.2	1.72	0.20	4.58
2.50	0.3	1.72	0.30	4.58

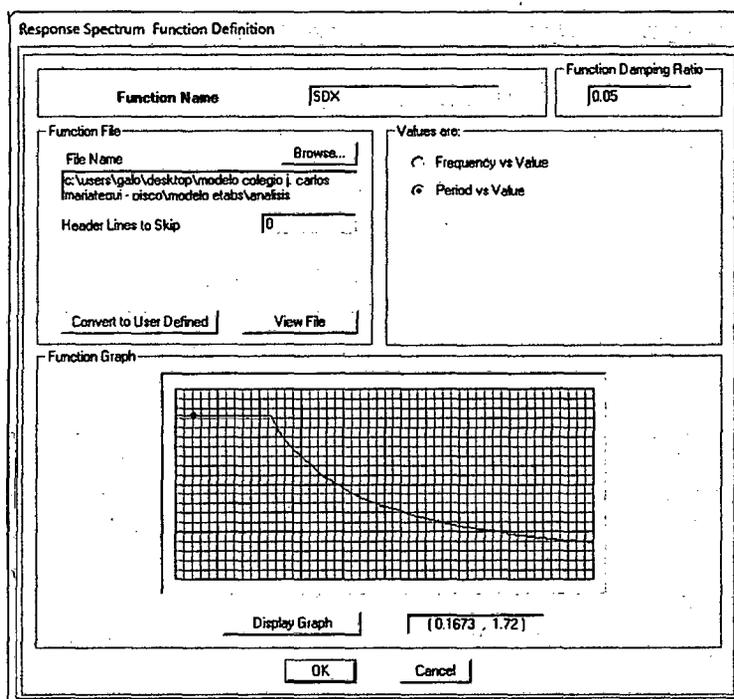
2.50	0.4	1.72	0.40	4.58
2.50	0.5	1.72	0.50	4.58
2.50	0.6	1.72	0.60	4.58
2.50	0.7	1.72	0.70	4.58
2.50	0.8	1.72	0.80	4.58
2.50	0.9	1.72	0.90	4.58
2.25	1.0	1.55	1.00	4.12
2.05	1.1	1.40	1.10	3.75
1.88	1.2	1.29	1.20	3.43
1.73	1.3	1.19	1.30	3.17
1.61	1.4	1.10	1.40	2.94
1.50	1.5	1.03	1.50	2.75
1.41	1.6	0.97	1.60	2.58
1.32	1.7	0.91	1.70	2.42
1.25	1.8	0.86	1.80	2.29
1.18	1.9	0.81	1.90	2.17
1.13	2.0	0.77	2.00	2.06
1.07	2.1	0.74	2.10	1.96
1.02	2.2	0.70	2.20	1.87
0.98	2.3	0.67	2.30	1.79
0.94	2.4	0.64	2.40	1.72
0.90	2.5	0.62	2.50	1.65
0.87	2.6	0.59	2.60	1.58
0.83	2.7	0.57	2.70	1.53
0.80	2.8	0.55	2.80	1.47
0.78	2.9	0.53	2.90	1.42
0.75	3.0	0.52	3.00	1.37
0.73	3.1	0.50	3.10	1.33
0.70	3.2	0.48	3.20	1.29
0.68	3.3	0.47	3.30	1.25
0.66	3.4	0.45	3.40	1.21
0.64	3.5	0.44	3.50	1.18
0.63	3.6	0.43	3.60	1.14
0.61	3.7	0.42	3.70	1.11
0.59	3.8	0.41	3.80	1.08
0.58	3.9	0.40	3.90	1.06
0.56	4.0	0.39	4.00	1.03

Fuente: elaboración propia

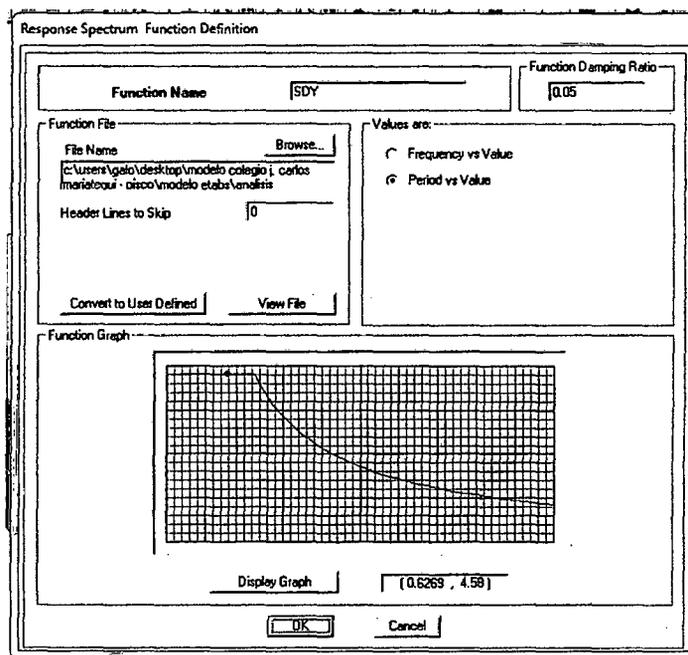
La representación gráfica del espectro de aceleración para la dirección X e Y se muestran en la siguiente figura.



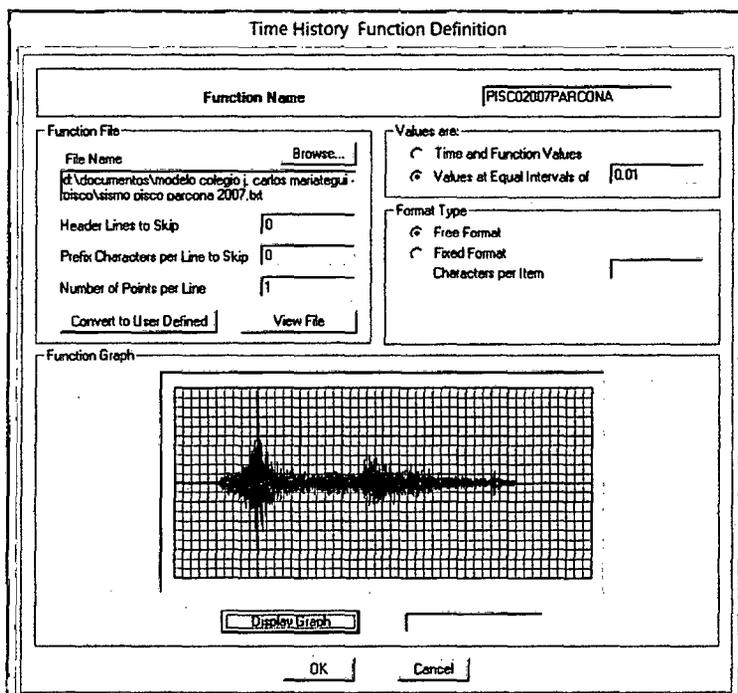
6,1 Definición del espectro de diseño en la dirección X.



6.2 Definición del espectro de diseño en la dirección Y.

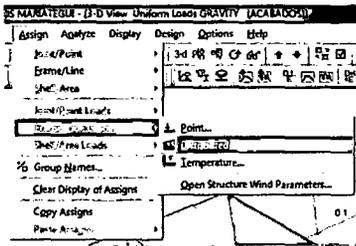


6.3 Definición del registro sísmico para el análisis Tiempo – Historia.

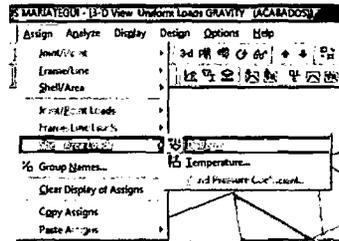


7. Asignación de carga a los elementos.

Desde el menú Assign:

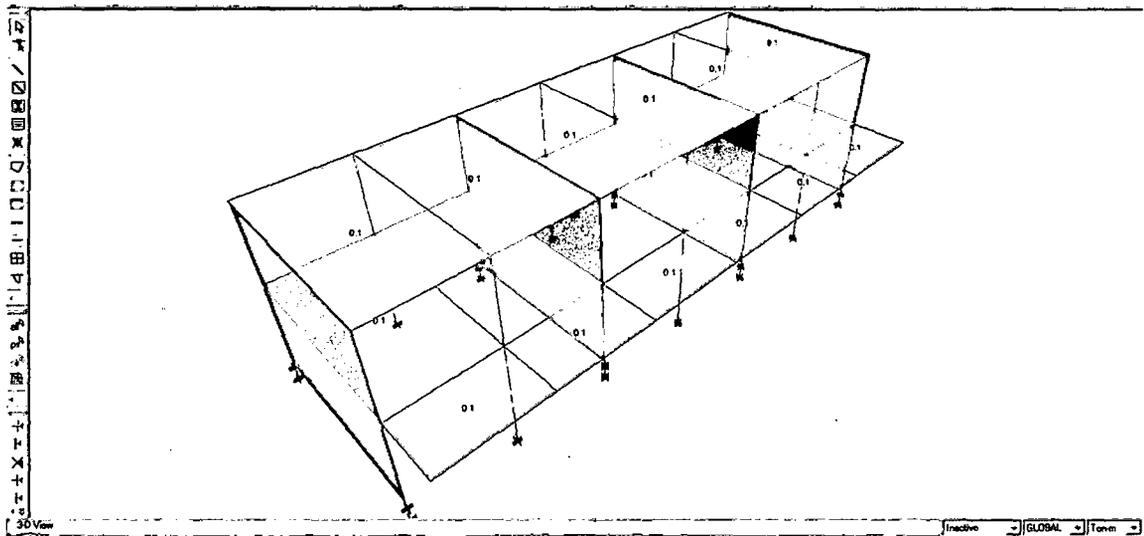


Para elementos frame

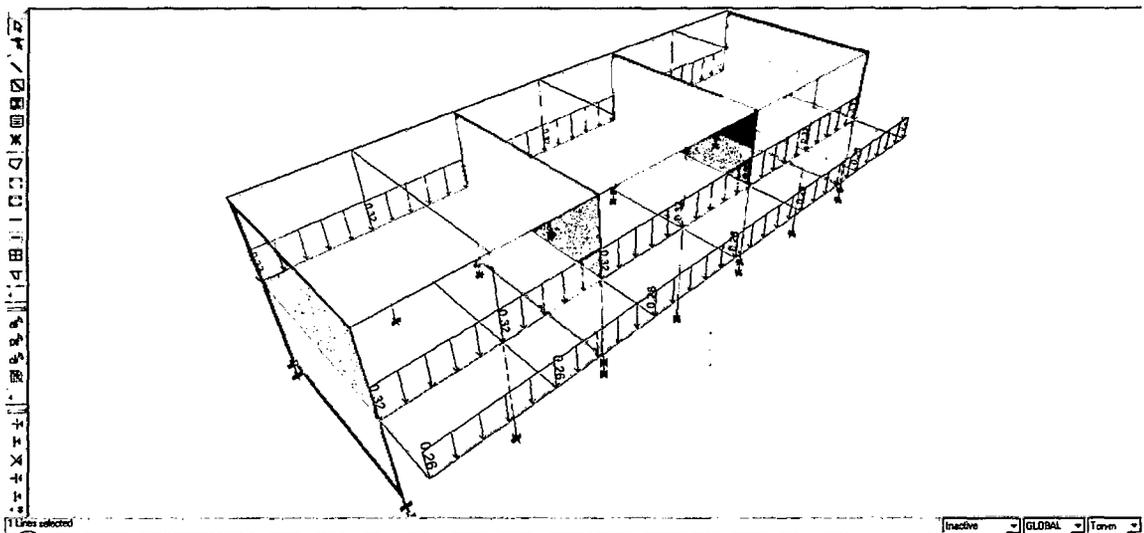


Para elementos área

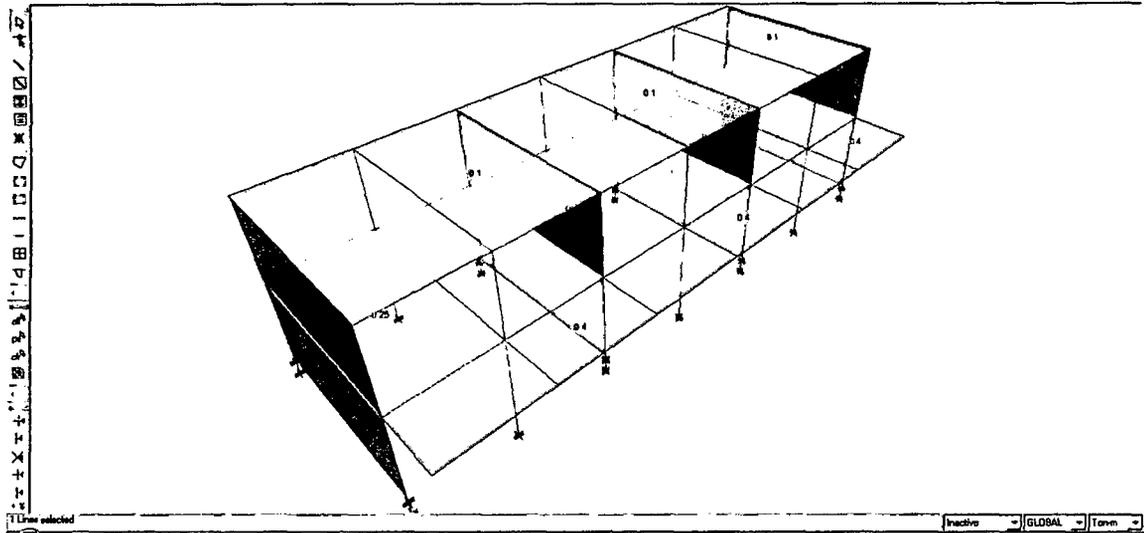
Cargas muertas en los elementos áreas:



Cargas muertas en los elementos frame:

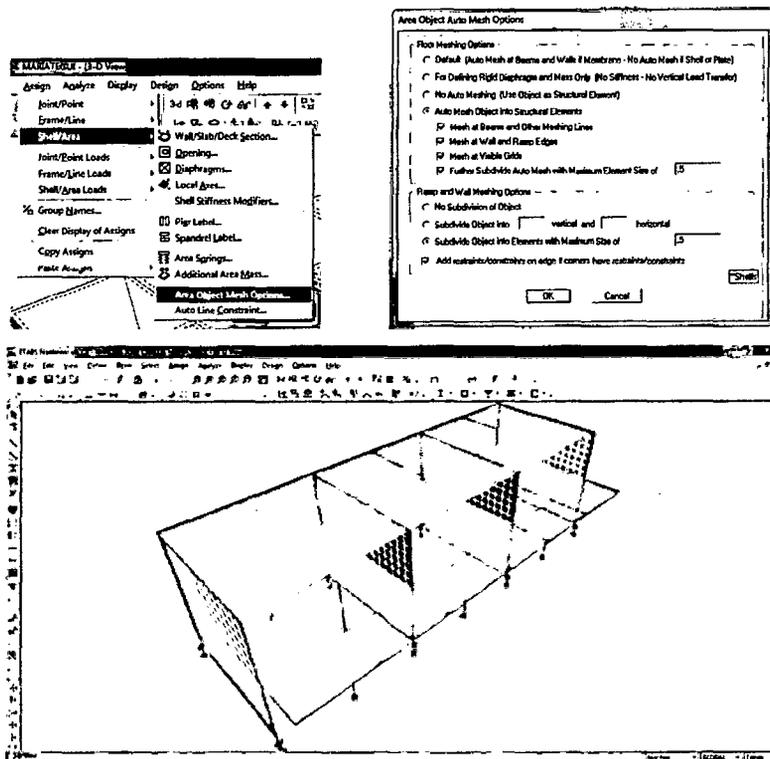


Cargas vivas:



8. Optimización de los elementos finitos.

Se debe seleccionar los elementos Shell y mediante assign/ Shell area/area object mesh options, como se muestra en las siguientes figuras.



9. Asignación de masas para el análisis sísmico.

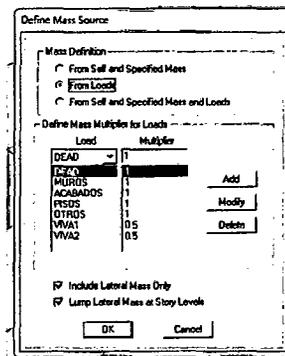
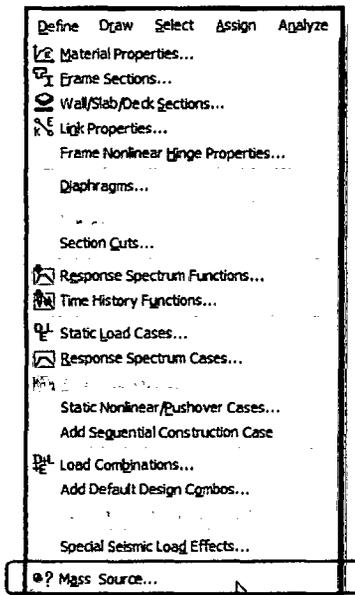
La NTE Diseño Sismo resisten te, indica cómo tomar en cuenta el peso de la edificación que intervendrá en el cálculo de la fuerza sísmica.

4.1.3 Peso de la Edificación.

El peso (P), se calculará adicionando a la carga permanente y total de la Edificación un porcentaje de la carga viva o sobrecarga que se determinará de la siguiente manera:

- En edificaciones de las categorías A y B, se tomará el 50% de la carga viva.
- En edificaciones de la categoría C, se tomará el 25% de la carga viva.
- En depósitos, el 80% del peso total que es posible almacenar.
- En azoteas y techos en general se tomará el 25% de la carga viva.
- En estructuras de tanques, silos y estructuras similares se considerará el 100% de la carga que puede contener.

Por lo tanto consideraremos el 100% del peso propio, el 100% de las cargas muertas, el 50% de las cargas vivas.



El peso de la edificación antes del reforzamiento se muestra en la siguiente tabla:

Peso de la edificación antes del reforzamiento				
Viga V1	Área	Longitud	γ_{conc}	Peso (Tn)

1° piso	0.13	32.50	2.40	10.30
2° piso	0.13	28.00	2.40	8.87
Viga V2	Área	Longitud	γ conc	Peso (Tn)
1° piso	0.17	11.25	2.40	4.46
2° piso	0.17	0.00	2.40	0.00
Viga V3	Área	Longitud	γ conc	Peso (Tn)
1° piso	0.21	21.00	2.40	10.58
2° piso	0.21	21.00	2.40	10.58
Viga V4	Área	Longitud	γ conc	Peso (Tn)
1° piso	0.14	36.00	2.40	11.88
2° piso	0.14	36.00	2.40	11.88
Viga V5	Área	Longitud	γ conc	Peso (Tn)
1° piso	0.04	23.65	2.40	2.27
2° piso	0.04	0.00	2.40	0.00
Columna C1	Área	Longitud	γ conc	Peso (Tn)
1° piso	0.14	4.25	2.40	19.28
2° piso	0.14	3.30	2.40	14.97
Aligerado	Área	N° paños	Peso Unit	Peso (Tn)
1° piso	34.30	6.00	0.30	61.75
2° piso	26.86	6.00	0.30	48.35
Acabado	Área	N° paños	Peso Unit	Peso (Tn)
1° piso	34.30	6.00	0.10	20.58
2° piso	26.86	6.00	0.10	16.12
Pisos	Área	N° paños	Peso Unit	Peso (Tn)
1° piso	34.30	6.00	0.03	6.17
2° piso	26.86	6.00	0.03	4.84
Puertas y venta	Área	N° paños	Peso Unit	Peso (Tn)
1° piso	34.30	6.00	0.02	4.12
2° piso	0.00	0.00	0.00	0.00
Albañilería	Longitud	Espesor	Altura	Peso (Tn)
1° piso	28.00	0.23	3.55	41.15
2° piso	18.00	0.13	1.25	5.27

2° piso	18.00	0.13	1.55	6.53
2° piso	23.65	0.13	0.80	4.43
2° piso	28.00	0.23	2.60	30.14
S/C	Área	s/c	Factor	Peso (Tn)
1° piso	161.17	0.25	0.50	20.15
1° piso	44.65	0.40	0.50	8.93
2° piso	161.17	0.10	0.50	8.06

Fuente: Elaboración propia

RESUMEN RATIO PESO - AREA				
Item	Piso 1	Piso 2	Total	Ratio Tn/m2
Vigas	39.49	31.33	70.82	0.17
Columnas	19.28	14.97	34.25	0.08
Aligerados	61.75	48.35	110.10	0.26
Acabados	20.58	16.12	36.70	0.09
Pisos	6.17	4.84	11.01	0.03
Puertas y vent.	4.12	0.00	4.12	0.01
Albañilería	41.15	46.36	87.51	0.21
S/C	29.08	8.06	37.13	0.09
Total	221.61	170.03	391.64	0.92
Área Techada	240.05	186.84	426.88	

Fuente: Elaboración propia

Nota: El ratio de la estructura es de $0.8 < 0.92 < 1$, la estructura es semirrígida.

El peso de la edificación antes del reforzamiento se muestra en la siguiente tabla:

Peso de la edificación después del reforzamiento				
Viga V1	Área	Longitud	γ_{conc}	Peso (Tn)

1° piso	0.13	32.50	2.40	10.30
2° piso	0.13	28.00	2.40	8.87
Viga V2	Área	Longitud	γ_{conc}	Peso (Tn)
1° piso	0.17	11.25	2.40	4.46
2° piso	0.17	0.00	2.40	0.00
Viga V3	Área	Longitud	γ_{conc}	Peso (Tn)
1° piso	0.21	21.00	2.40	10.58
2° piso	0.21	21.00	2.40	10.58
Viga V4	Área	Longitud	γ_{conc}	Peso (Tn)
1° piso	0.14	36.00	2.40	11.88
2° piso	0.14	36.00	2.40	11.88
Viga V5	Área	Longitud	γ_{conc}	Peso (Tn)
1° piso	0.04	23.65	2.40	2.27
2° piso	0.04	0.00	2.40	0.00
Columna C1	Área	Longitud	γ_{conc}	Peso (Tn)
1° piso	0.29	4.25	2.40	17.44
2° piso	0.29	3.30	2.40	13.54
Columna C2	Área	Longitud	γ_{conc}	Peso
1° piso	0.23	4.25	2.40	9.18
2° piso	0.23	3.30	2.40	7.13
Columna C3	Área	Longitud	γ_{conc}	Peso
1° piso	0.20	4.25	2.40	8.31
2° piso	0.20	3.30	2.40	6.45
Aligerado	Área	N° paños	Peso Unit	Peso (Tn)
1° piso	34.30	6.00	0.30	61.75
2° piso	26.86	6.00	0.30	48.35

Acabado	Área	N° paños	Peso Unit	Peso (Tn)
1° piso	34.30	6.00	0.10	20.58
2° piso	26.86	6.00	0.10	16.12
Pisos	Área	N° paños	Peso Unit	Peso (Tn)
1° piso	34.30	6.00	0.03	6.17
2° piso	26.86	6.00	0.03	4.84
Puertas y venta	Área	N° paños	Peso Unit	Peso (Tn)
1° piso	34.30	6.00	0.02	4.12
2° piso	0.00	0.00	0.00	0.00
Albañilería	Longitud	Espesor	Altura	Peso (Tn)
1° piso	28.00	0.23	3.55	41.15
2° piso	18.00	0.13	1.25	5.27
2° piso	18.00	0.13	1.55	6.53
2° piso	23.65	0.13	0.80	4.43
2° piso	28.00	0.23	2.60	30.14
S/C	Área	s/c	Factor	Peso (Tn)
1° piso	161.17	0.25	0.50	20.15
1° piso	44.65	0.40	0.50	8.93
2° piso	161.17	0.10	0.50	8.06

Fuente: Elaboración propia

Item	Piso 1	Piso 2	Total	Ratio Tn/m2
Vigas	39.49	31.33	70.82	0.17
Columnas	34.94	27.13	62.06	0.15
Aligerados	61.75	48.35	110.10	0.26
Acabados	20.58	16.12	36.70	0.09

Pisos	6.17	4.84	11.01	0.03
Puertas y vent.	4.12	0.00	4.12	0.01
Albañilería	41.15	46.36	87.51	0.21
S/C	29.08	8.06	37.13	0.09
Total	237.27	182.18	419.45	0.98
Área Techada	240.05	186.84	426.88	

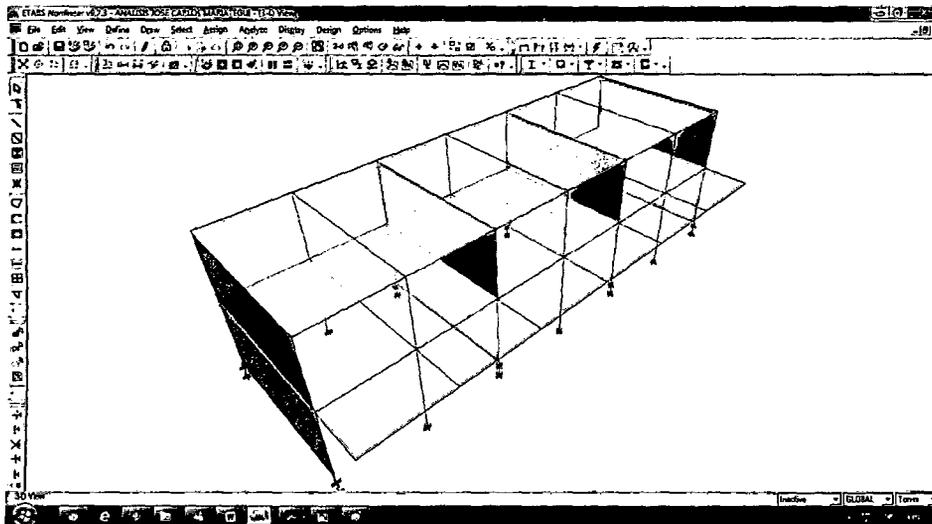
Fuente: Elaboración propia

Nota: El ratio de la estructura es de $0.8 < 0.98 < 1$, la estructura es rígida.

10. Asignación de brazos rígidos y diafragmas.

Brazos rígidos

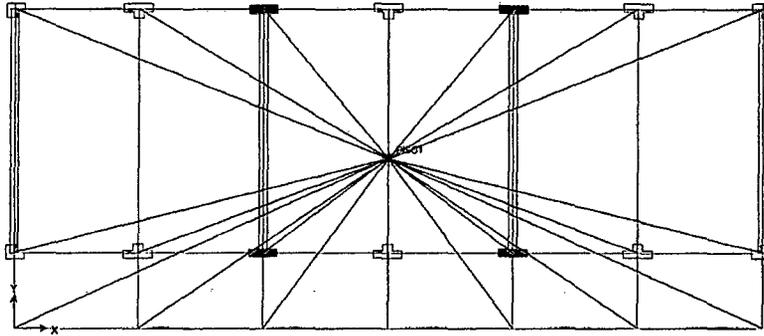
Se asignan a través de Assign/frame line/ end (length) offset.



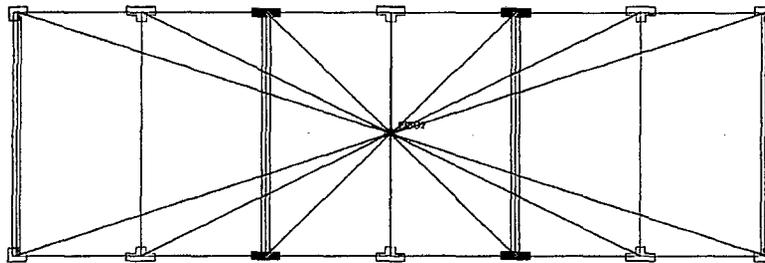
Diafragmas

Se asignan a través de Assign/Joint point/ diaphragm.

Diafragma del primer nivel:

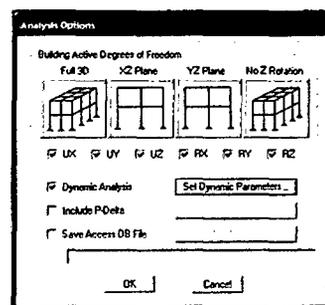
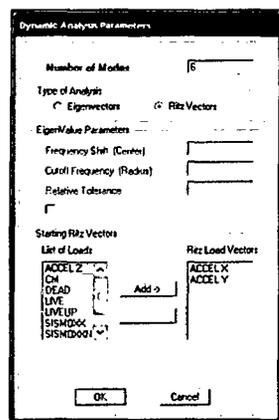


Diafragma del techo:

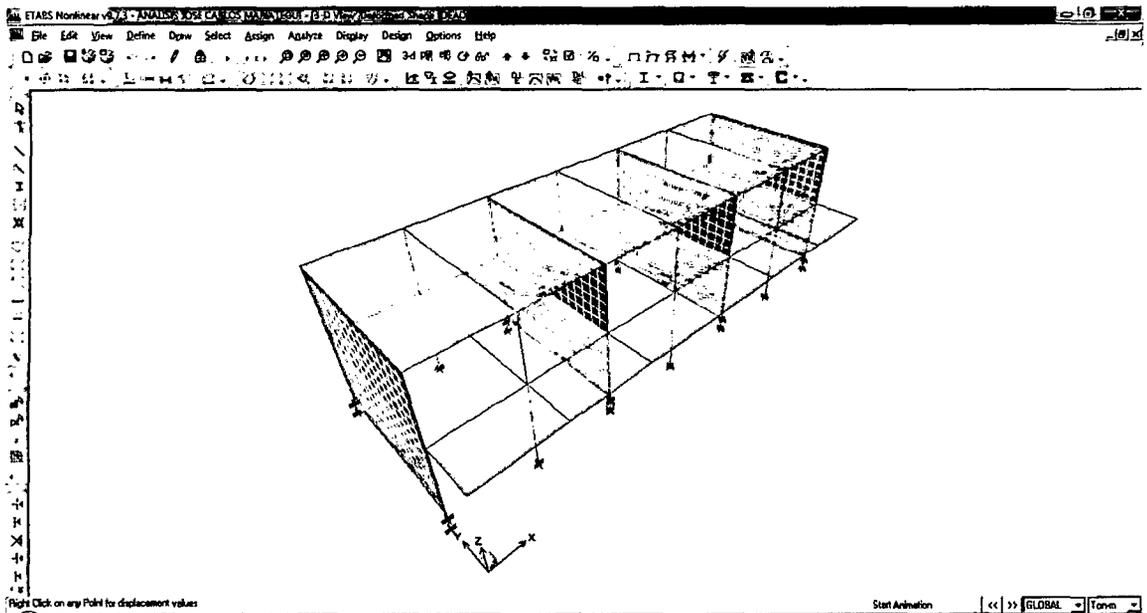
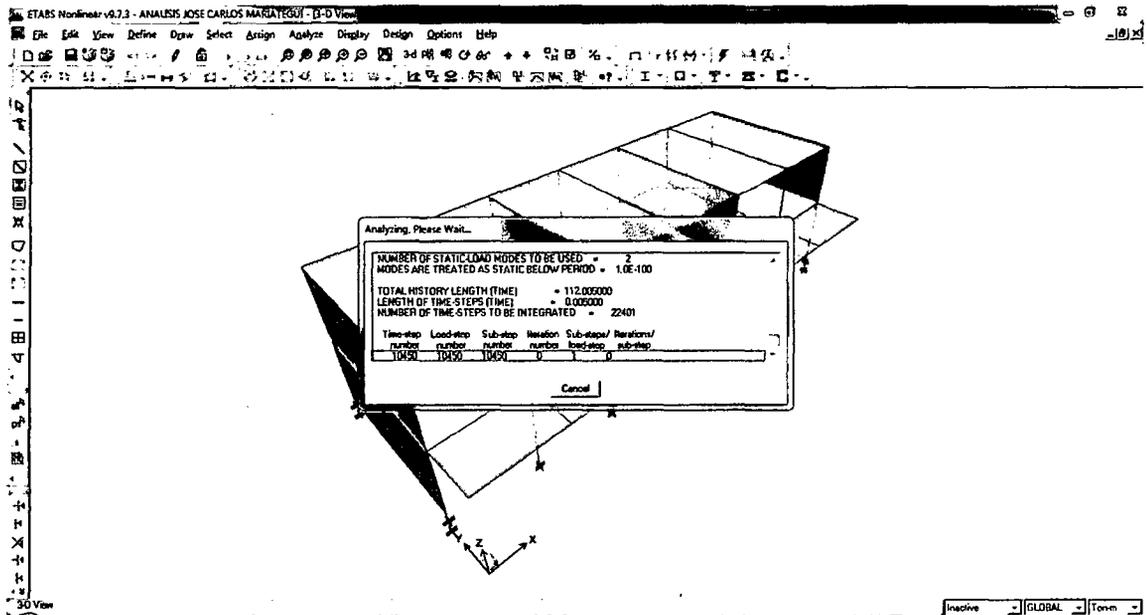


11. Análisis del modelo.

El modelo está listo para ser analizado, ahora nos tocará configurar las opciones de análisis y correr el modelo. Por el menú Analyse / Set Analysis Options, ingresamos al cuadro de diálogo para poder configurar el análisis.



Como paso siguiente nos queda el correr el modelo, hacemos click en el ícono  o mediante el menú Analyze / Run Analysis o también por medio de la tecla "F 5". Se mostrará un cuadro de diálogo donde se muestra el análisis con la opción de que se pueda cancelar el análisis. Cuando el programa finaliza el proceso de análisis mostrará en la ventana el modelo de formado.



12. Visualización de resultados.

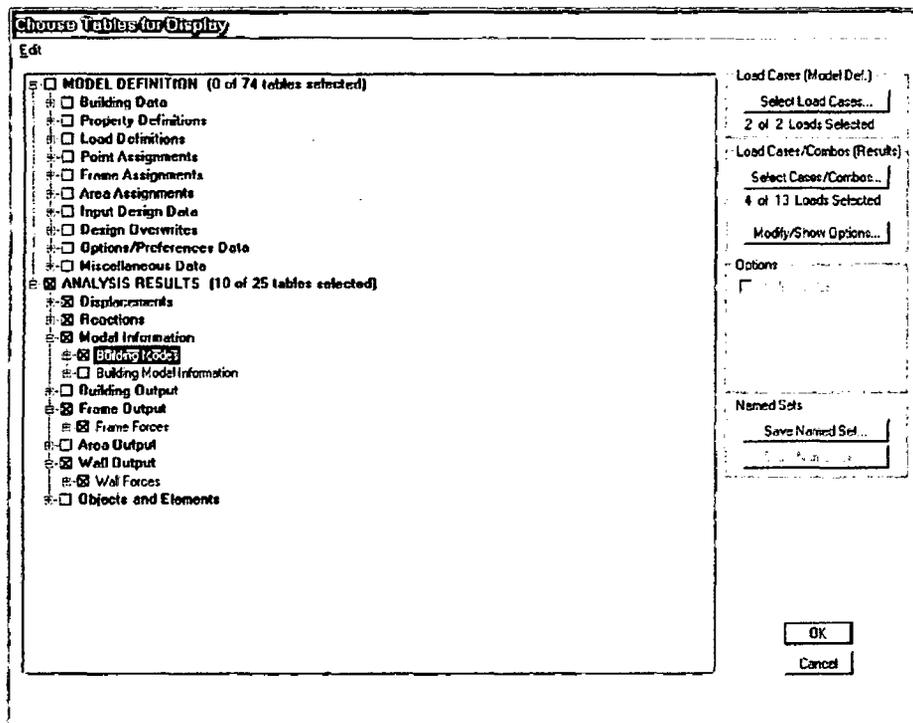
Los resultados pueden ser visualizados mediante una visualización gráfica y una visualización a través de tablas.

Visualización Gráfica

- Deformadas correspondientes a un caso de carga 
- Formas modales 
- las reacciones en la base, las fuerzas internas en los objetos de línea 
- La representación (en colores) de la distribución de fuerzas y esfuerzos en los objetos de área.

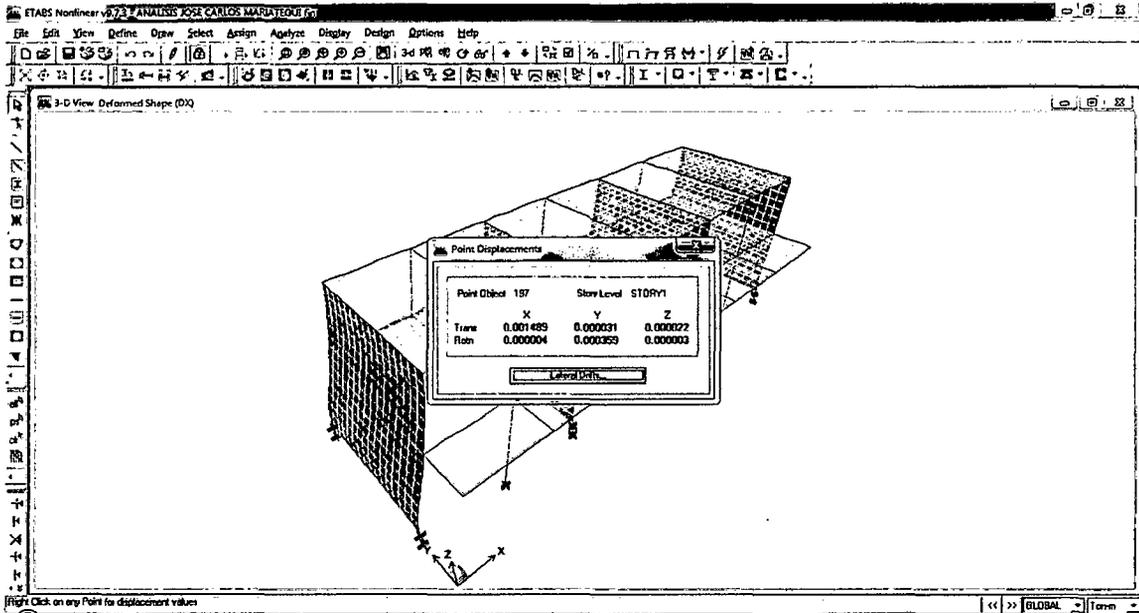
Visualización Tabular

A través de display – show tables, se puede visualizar en tablas los desplazamientos, rotaciones y reacciones en los nudos, los modos del edificio, las fuerzas internas en los elementos, etc. Las opciones de selección se muestran en la siguiente figura.



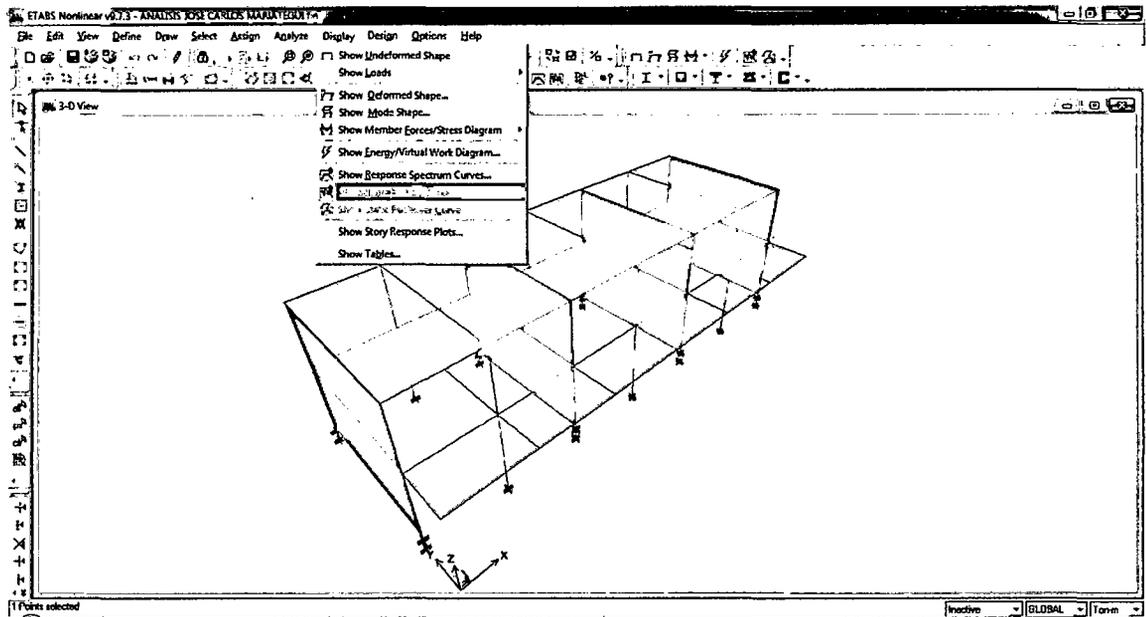
12.1. Desplazamientos por el análisis modal espectral.

Primero se halla la deformada debido al sismo a través de , luego se selecciona el nudo y con un anti clic se muestran los desplazamientos en dicho nudo.

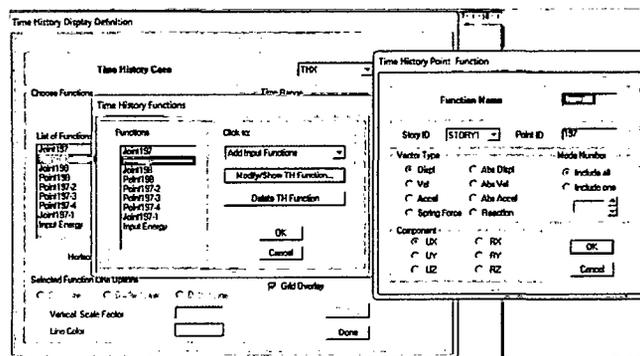


12.2. Desplazamientos por el análisis tiempo historia.

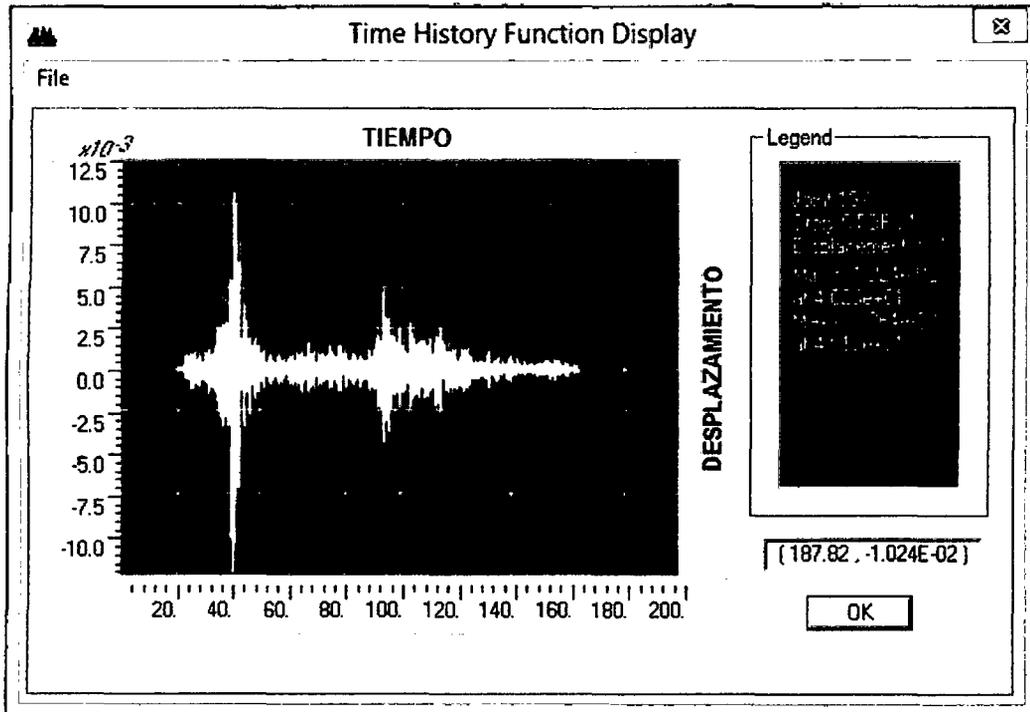
Se debe seleccionar el nudo del que se quiere visualizar la el Tiempo – Desplazamiento. Luego en Display / Show Time History Traces/



Seleccionar el nudo de la lista de funciones y hacer clic en Define Fuctions, luego seleccionar el punto en la línea de funciones, desplegar Click to y seleccionar add point Disps/Forces – Vector type= Displ, Componente= UX, como se muestra en la siguiente figura.



La función mostrada será tiempo – desplazamiento, como se muestra en la figura siguiente:



12.3. Fuerzas en los elementos frame.

Diagrama de momentos:

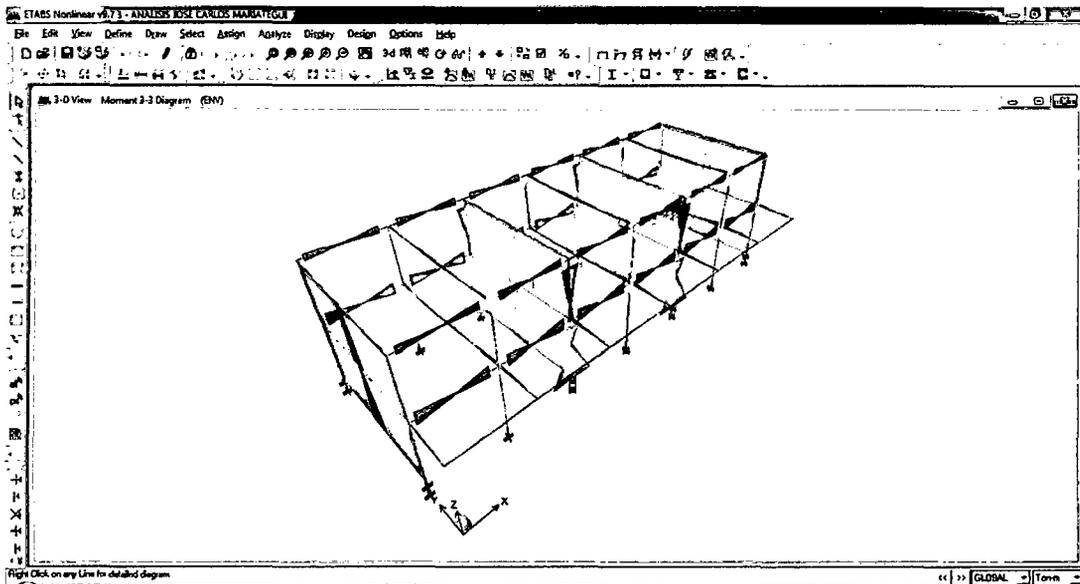


Diagrama de cortantes:

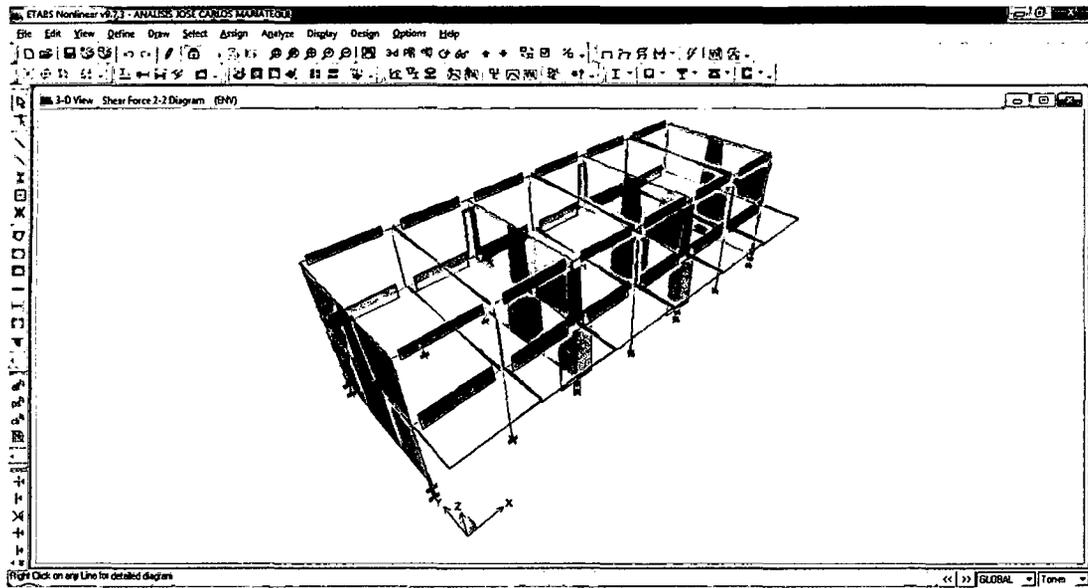
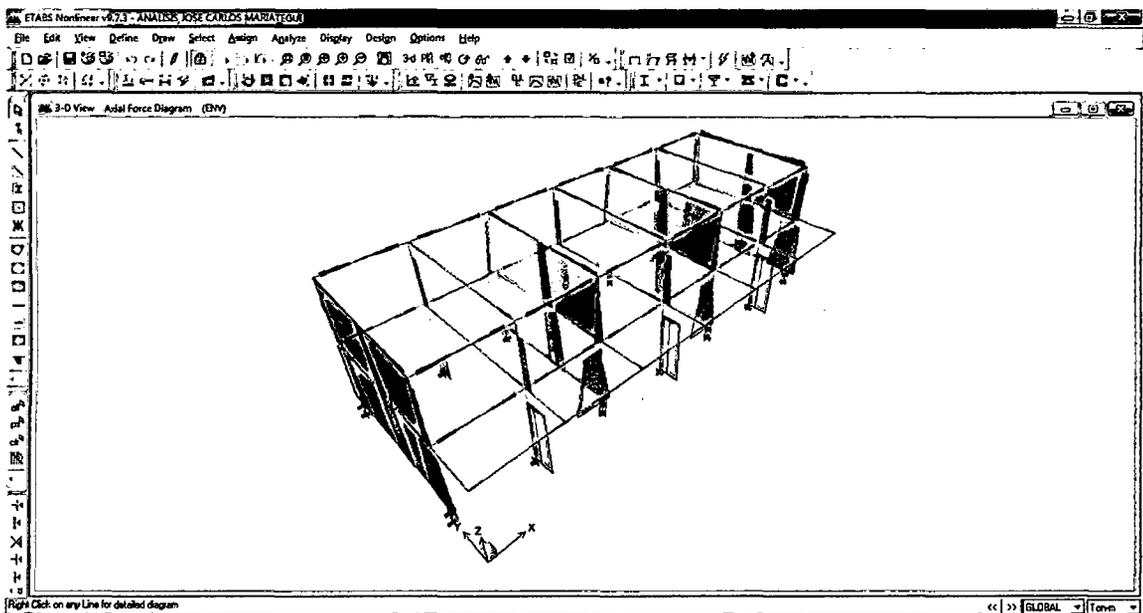
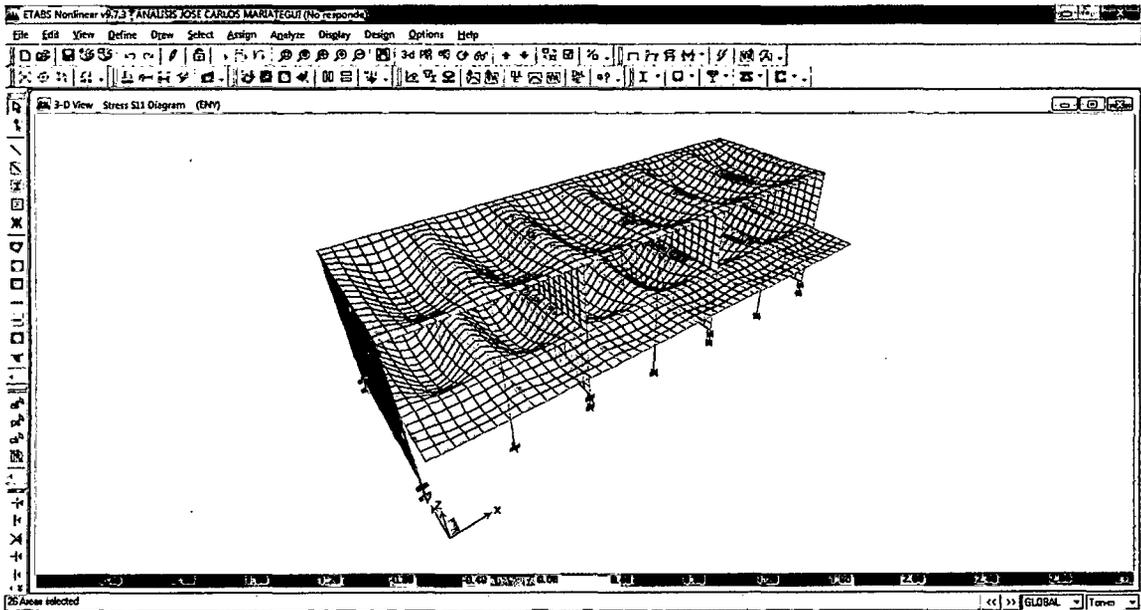
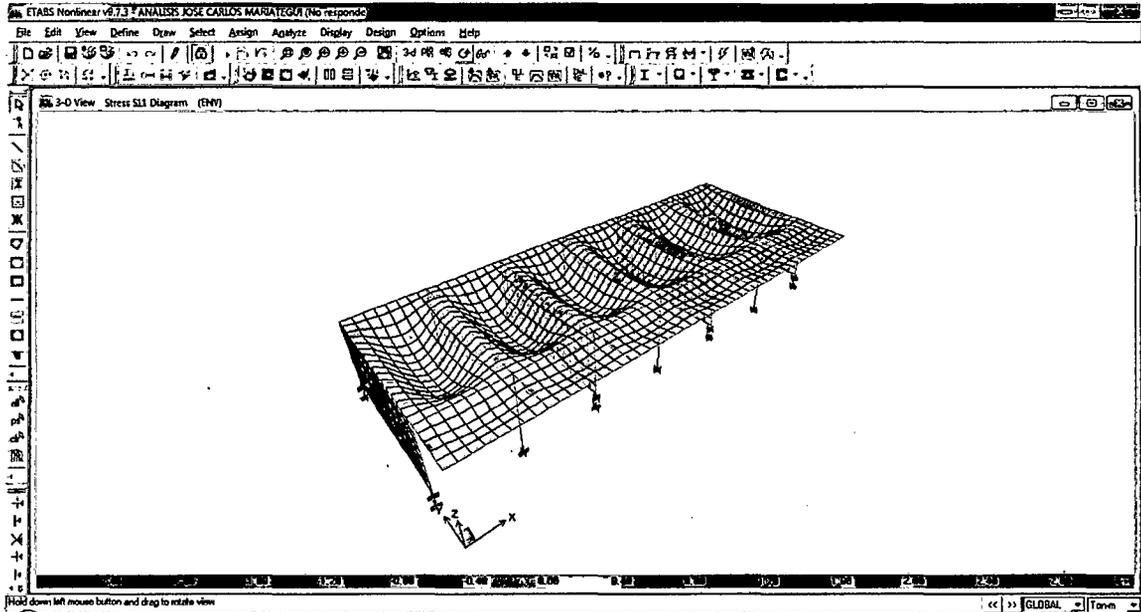


Diagrama de fuerzas axiales:



12.4. Fuerzas y esfuerzos en los elementos Shell.

Diagrama de esfuerzos:



**ANEXO 02: RESUMEN DEL EXPEDIENTE TÉCNICO PARA LA
CONSTRUCCIÓN DEL COLEGIO JOSÉ CARLOS MARIÁTEGUI**

A. DEL ESTUDIO DE SUELOS

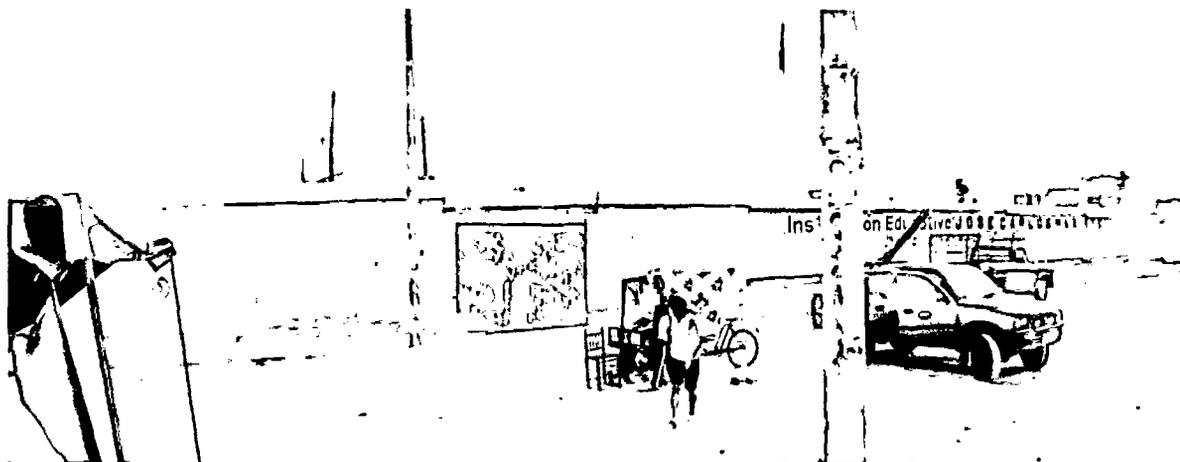
**CUADRO RESUMEN
CONDICIONES DE CIMENTACION**

Capacidad Portante (Q)	1.20 x	Kg./cm2
Profundidad de Cimentación (Df)	1.50	M
Cemento	Tipo V	
Análisis de Suelos		
CL	13,580.00	PPM
SO4	3,544.80	PPM
Análisis de agua sales		
CL	88.20	PPM
SO4	191.04	PPM
Escarificado	0.30	M
Afirmado	0.40 *	M
Eliminación de Turba	0.40 a 0.90	M

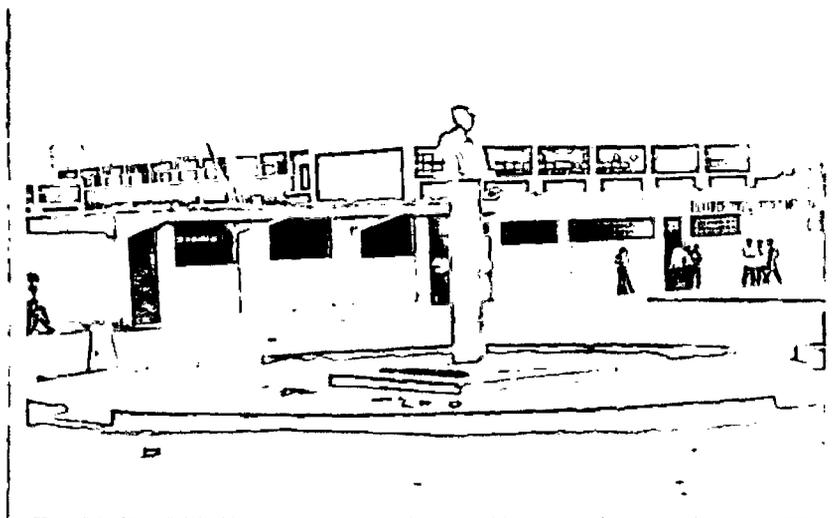
* Espesor mínimo

B. PLANOS ARQUITECTONICOS Y ESTRUCTURALES

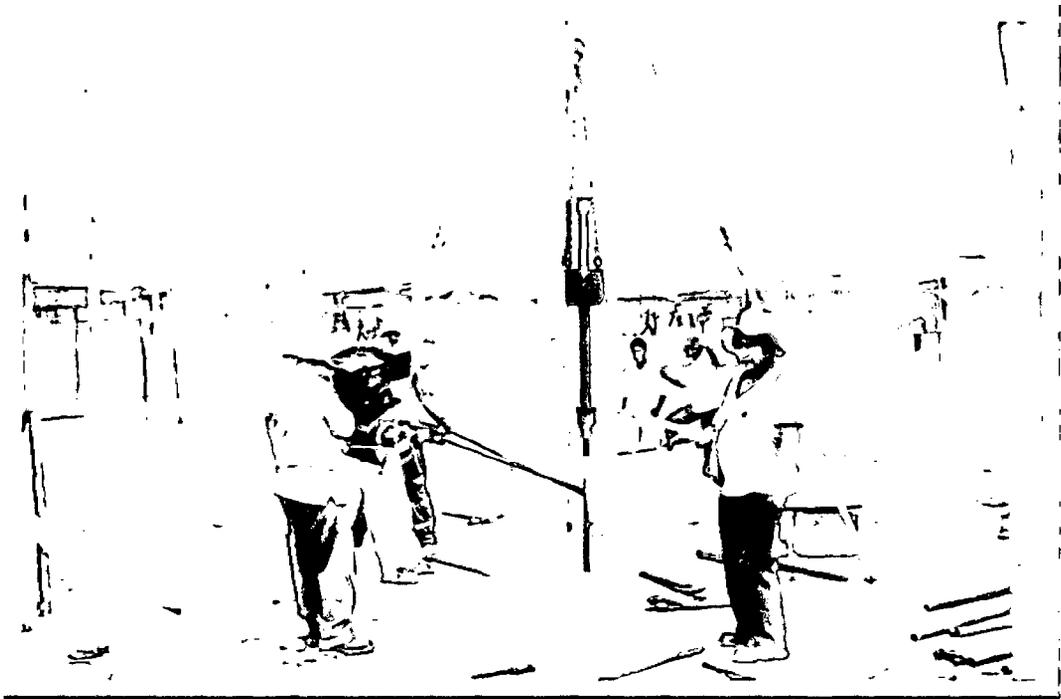
ANEXO 03: PANEL FOTOGRAFICO



Fotografía 01. Exterior del Colegio José Carlos Mariátegui



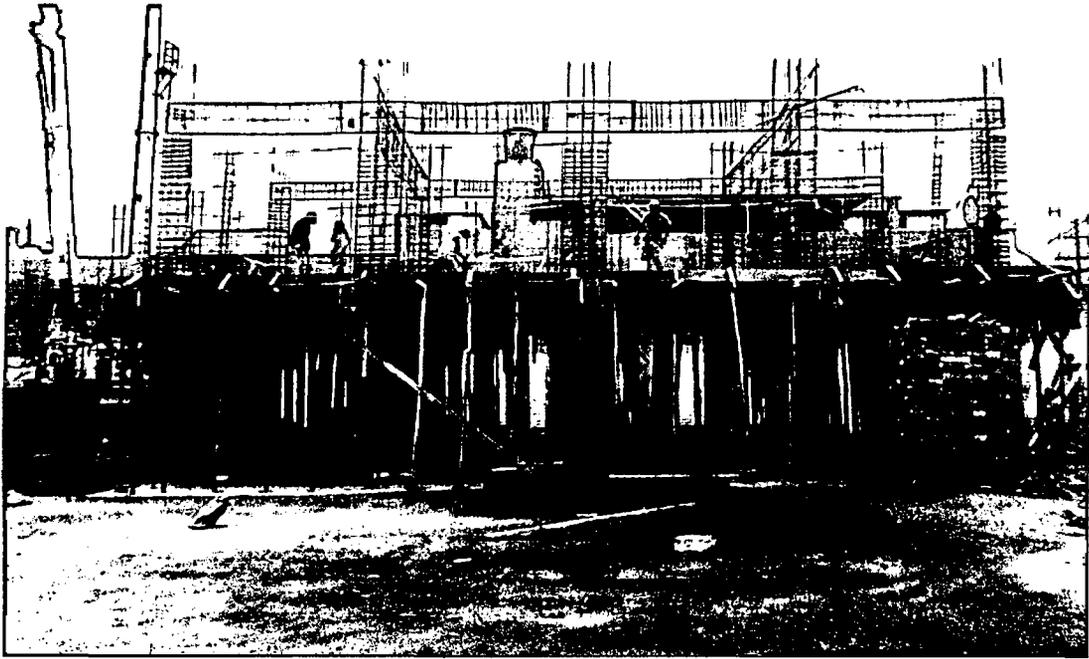
Fotografía 02. Interior del Colegio José Carlos Mariátegui



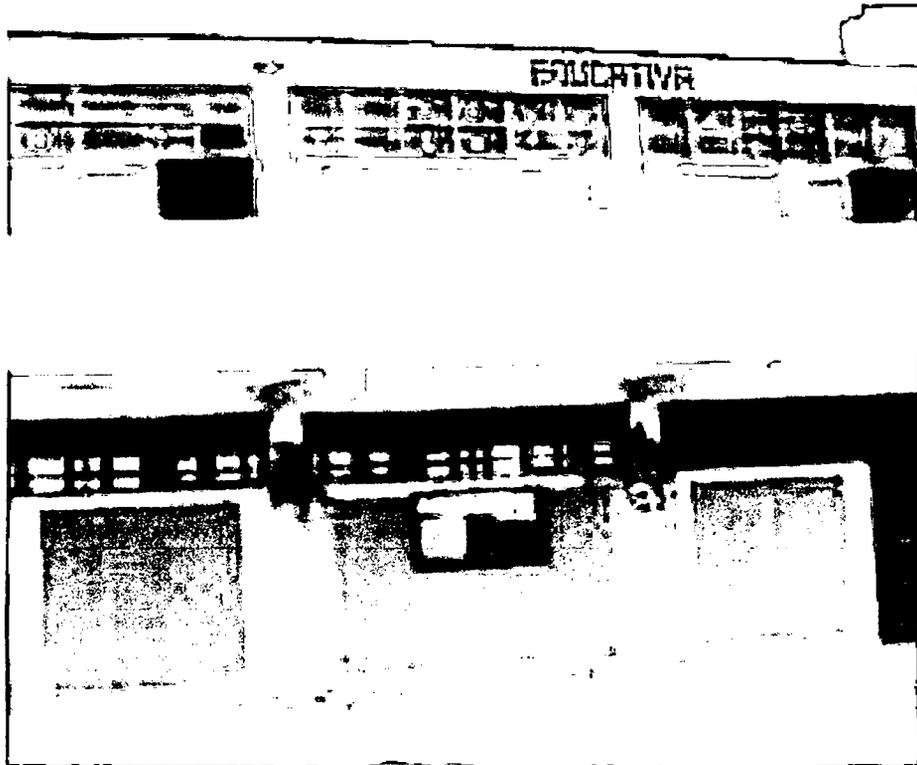
Fotografía 03. Prueba de sondaje SPT



Fotografía 04. Calicata para toma de muestras



Fotografía 05. Construcción de uno del Pabellón 1 - Módulo 1



Fotografía 06. Daños en el Pabellón 1 - Módulo 1

Nº	APELLIDOS Y NOMBRES	TEMA DE TESIS	ASESOR	JURADO	ACCESITARIO
1	ARAUJO BAUTISTA, FREDDY FRANCISCO.	INFLUENCIA DEL USO DE ADITIVO CHEMASUPERPLAST EN LAS PROPIEDADES DEL CONCRETO f'c 175 kg/cm2 UTILIZANDO AGREGADOS DE LAS CANTERAS RÍO PORCÓN Y M3 DE CAJAMARCA	Máster Ing. PEREZ LOAYZA HECTOR ALBARINO	Dra. Ing. LIQUE MONDRAGÓN ROSA HAYDEE (Presidenta) Ing. SIFUENTES INOSTROZA LUCIO MARCIAL (Vocal) Mg. Ing. JULCA NOVOA JUAN (Secretario)	MCs. Ing. VALERA GUERRA JAIME RAÚL
2	BARDALES JAUREGUI, SEGUNDO ISAIAS	INFLUENCIA DE LOS ADITIVOS INCORPORADORES DE AIRE EN LAS PROPIEDADES DEL CONCRETO	Ing. LEZAMA LEIVA JOSÉ	Ing. PEREZ LOAYZA HECTOR ALBARINO (Presidente) Ing. SIFUENTES INOSTROZA LUCIO MARCIAL (Vocal) Ing. BARRANTES MEJÍA EDUARDO (Secretario)	MCs. Ing. FERNÁNDEZ LEÓN KATHERINNE
3	BERNAL CABRERA, KLIVER	ESTUDIO DE LAS PROPIEDADES FÍSICAS Y MECÁNICAS DEL LADRILLO KING KONG, DEL C.P. CERRILLO - BAÑOS DEL INCA Y LARK DE LAMBAYEQUE	Mg. Ing. MOSQUEIRA RAMÍREZ HERMES ROBERTO	Ing. MENDOZA LINARES MARCOS (Presidente) MCs. Ing. FERNÁNDEZ LEÓN KATHERINNE (Vocal) Ing. BARRANTES MEJÍA EDUARDO (Secretario)	Ing. RODRÍGUEZ GUEVARA EVER
4	BERNAL GUEVARA, MILOR	ANÁLISIS COMPARATIVO DE LOS IMPACTOS AMBIENTALES DE LA REHABILITACIÓN Y MEJORAMIENTO DE LA CARRETERA CHONGOYAPE COCHABAMBA CAJAMARCA - TRAMO BAMBAMARCA-HUALGAYOC, RESPECTO A LO DECLARADO EN LOS ESTUDIOS DE IMPACTO AMBIENTAL	MCs. Ing. DE LA TORRE RAMÍREZ MARÍA SALOMÉ	MCs. Ing. MONTOYA CHÁVEZ AMELIA JUDITH (Presidenta) Ing. MENDOZA LINARES MARCOS (Vocal) Ing. QUIRÓZ GONZÁLES WILLIAM PRÓSPERO (Secretario)	Ing. TORRES TAFUR JOSÉ BENJAMÍN
5	BRICEÑO TORIBIO, DANY DANIEL.	DIAGNÓSTICO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE DEL CASERÍO DE BELLA UNION, CAJAMARCA 2012	MCs. Ing. HUAMÁN VIDAURRE JOSÉ FRANCISCO	MCs. Ing. MOSQUEIRA RAMÍREZ HERMES ROBERTO (Presidente) MCs. Ing. FERNÁNDEZ MUÑOZ WILFREDO (Vocal) Ing. VÁSQUEZ RAMÍREZ LUÍS (Secretario)	Mg. Ing. JULCA NOVOA JUAN
6	BRINGAS GUTIERREZ, LIA KARINA	ANÁLISIS DE LA VARIACIÓN DE RENDIMIENTO EN LA INSTALACIÓN DE ESTRUCTURA MÚLTIPLE EN EL PAD DE LIXIVIACIÓN LA QUINUA 8A CAJAMARCA	Ing. NARRO MARTOS WILDER MAX	MCs. Ing. VALERA GUERRA JAIME RAÚL (Presidente) Ing. TORRES TAFUR JOSÉ BENJAMÍN (Vocal) Ing. URTEAGA TORO MANUEL RAFAEL (Secretario)	MCs. Ing. BARDALES TACULÍ HOMERO
7	BRITO CAMACHO, ORLANDO.	ESTUDIO DE LA COMBINACIÓN DE LOS AGREGADOS DE LAS CANTERAS EL GAVILÁN Y OTUZZO EN LA ELABORACIÓN DE UN CONCRETO DE f'c 210 kg/cm2	Ing. LEZAMA LEIVA JOSÉ	MCs. Ing. BADA ALDABE ALBERTICO (Presidente) Ing. HOYOS SAUCEDO MARCO WILDER (Vocal) Ing. VELÁSQUEZ ALCÁNTARA SEGUNDO FLORENCIO (Secretario)	Mg. Ing. MOSQUEIRA RAMÍREZ HERMES ROBERTO
8	CACERES ARROYO, NILS ROY	EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE UN TÚNEL DE SECCIÓN TIPO HERRADURA Y TÚNEL DE SECCIÓN CON PAREDES VERTICALES CON DOMO ARQUEADO	MCs. Ing. CHILÓN CAMACHO TITO	Ing. MENDOZA LINARES MARCOS (Presidente) Ing. NARRO MARTOS WILDER MAX (Vocal) Ing. GONZALES YANA ROBERTO (Secretario)	Ing. MENDOZA LINARES MARCOS
9	CERQUIN QUISPE, ROGER	EVALUACION DE LA RED DE ALCANTARILLADO SANITARIO DEL JIRON LA CANTUTA EN LA CIUDAD DE CAJAMARCA	MCs. Ing. MÉNDEZ CRUZ GASPAR VIRILO	Ing. VARGAS VARGAS WILSON (Presidente) MCs. Ing. DE LA TORRE RAMÍREZ MARÍA SALOMÉ (Vocal) Ing. VÁSQUEZ RAMÍREZ LUÍS (Secretario)	Ing. LEZAMA LEIVA JOSÉ
10	CHILÓN VARGAS, WÁLTER HUMBERTO.	COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE UN MÓDULO DEL COLEGIO JOSÉ CARLOS MARIÁTEGUI ANTE EL SISMO DE PISCO DEL 15 DE AGOSTO DEL 2007	Dr. Ing. MOSQUEIRA MORENO MIGUEL ÁNGEL	Ing. VARGAS VARGAS WILSON (Presidente) MCs. Ing. DE LA TORRE RAMÍREZ MARÍA SALOMÉ (Vocal) Ing. VÁSQUEZ RAMÍREZ LUÍS (Secretario)	MCs. Ing. CHILÓN CAMACHO TITO
11	CHUNQUE PAJARES, JUAN CARLOS	NIVEL DE DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO "A" DE LA UNIVERSIDAD PRIVADA DEL NORTE - SEDE CAJAMARCA	Dr. Ing. MOSQUEIRA MORENO MIGUEL ÁNGEL	MCs. Ing. MIRANDA TEJADA HÉCTOR HUGO (Presidente) MCs. Ing. CHILÓN CAMACHO TITO (Vocal) Ing. BARRANTES MEJÍA EDUARDO (Secretario)	MCs. Ing. FERNÁNDEZ MUÑOZ WILFREDO
12	ESTACIO CASTAÑEDA, DIMAS GUSTAVO	EVALUACION DE LAS PROPIEDADES FÍSICO MECÁNICAS DEL BAMBÚ - BAGUA - AMAZONAS	Máster. Ing. PEREZ LOAYZA HECTOR ALBARINO	MCs. Ing. MIRANDA TEJADA HÉCTOR HUGO (Presidente) Ing. SIFUENTES INOSTROZA LUCIO MARCIAL (Vocal) Mg. Ing. JULCA NOVOA JUAN (Secretario)	Ing. RODRÍGUEZ GUEVARA EVER
13	ESTELA COTRINA, ALLEN JULIO	DETERMINACION DEL RENDIMIENTO REAL PARA LA PRODUCCION DE AGREGADOS UTILIZANDO ZARANDA VIBRATORIA EN LA PLATAFORMA DE LIXIVIACIÓN LA QUINUA 8A -CAJAMARCA	Ing. HOYOS SAUCEDO MARCO WILDER	Ing. MOSQUEIRA RAMÍREZ JORGE EDINSON (Presidente) MCs. Ing. URTEAGA BECERRA HORACIO (Vocal) Mg. Ing. VALDERRAMA SORIANO TARCISIO (Secretario)	Ing. CUBAS BECERRA ALEJANDRO
14	GOICOICHEA INFANTE, RONALD RICHARD	DETERMINACIÓN DE LA EFICIENCIA DE CONDUCCIÓN DEL CANAL DE RIEGO HUAYRAPONGO, DISTRITO DE BAÑOS DEL INCA - CAJAMARCA	MCs. Ing. HUAMÁN VIDAURRE JOSÉ FRANCISCO	MCs. Ing. LEÓN CHÁVEZ LUIS ANDRÉS (Presidente) MCs. Ing. MÉNDEZ CRUZ GASPAR VIRILO (Vocal) Ing. VÁSQUEZ RAMÍREZ LUÍS (Secretario)	Ing. BARRANTES MEJÍA EDUARDO
15	HERRERA GALLARDO, HERMAN ROGER	OBTENCIÓN DE CONCRETO DE ALTA RESISTENCIA F'c=350 Kg/Cm2, UTILIZANDO AGREGADOS DE LA CANTERA DEL RIO CHONTA-CAJAMARCA	Máster. Ing. PEREZ LOAYZA HECTOR ALBARINO	Ing. LEZAMA LEIVA JOSÉ LÁZARO (Presidente) Ing. RODRÍGUEZ GUEVARA EVER (Vocal) MCs. Ing. DE LA TORRE RAMÍREZ MARÍA SALOMÉ (Secretario)	Ing. HORNA PEREIRA SIMÓN
16	HUINGO CALUA, NELSON	EVALUACION DE RENDIMIENTOS DE MAQUINARIA PESADA EN LA EJECUCIÓN DE CIERRES DE MINA - CASO MAQUI MAQUI NORTE - CAJAMARCA	Ing. SIFUENTES INOSTROZA LUCIO MARCIAL	MCs. Ing. AMORÓS DELGADO JAIME OCTAVIO (Presidente) Ing. MOSQUEIRA RAMÍREZ JORGE EDINSON (Vocal) Ing. RODRÍGUEZ GUEVARA EVER (Secretario)	Ing. NARRO MARTOS WILDER MAX
17	JULCA JULCAMORO, WILDER EDUARDO	EL FLUJO VEHICULAR COMO FACTOR DE PROGRAMACIÓN Y SU INFLUENCIA PARA EL DISEÑO DE LOS INTERVALOS DE SEMAFORIZACIÓN EN LAS INTERSECCIONES VIALES DEL JR. MANUEL SEDANE CON LA AV. HOYOS RUBIO Y EL JR. REVILLA PÉREZ	MCs. Ing. DE LA TORRE RAMÍREZ MARÍA SALOMÉ	MCs. Ing. BADA ALDABE ALBERTICO (Presidente) Ing. TORRES TAFUR JOSÉ BENJAMÍN (Vocal) Ing. URTEAGA TORO MANUEL RAFAEL (Secretario)	MCs. Ing. AMORÓS DELGADO JAIME OCTAVIO
18	MAMANI ALIAGA, RODRIGO MIGUEL	ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO DE SISTEMAS ESTRUCTURALES DE PÓRTICOS PARA GALPONES DE GRANDES LUCES APLICANDO NORMA AISC-341	MCs. Ing. CHILÓN CAMACHO TITO	Mg. Ing. MOSQUEIRA RAMÍREZ HERMES ROBERTO (Presidente) MCs. Ing. MIRANDA TEJADA HÉCTOR HUGO (Vocal) Mg. Ing. JULCA NOVOA JUAN (Secretario)	MCs. Ing. VALERA GUERRA JAIME RAÚL



FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

Aula: 2

HORA	JUEVES 2	VIERNES 3
8:00 - 9:00 a.m	Cáceres Arroyo, Nils	
9:00 - 10:00 am	Chilón Vargas, Wálter	
10:00 - 11:00 am	Moráles Mendoza, Luz	
11:00 a.m. - 12 m	Estela Cotrina, Allen	
12 m. - 1:00 pm	Peche Zegarra, Edwin	

3:00 -4:00 p.m	Polanco Roque Karina	
4:00 -5:00 pm	Terrones Malca, Rómulo	
5:00 -6:00 pm	Solano Camacho Elizabeth	
6:00 - 7:00 pm	Quiróz Ciriaco, Juan	
7:00 - 8:00 pm	Chunque Pajares, Juan	