

UNIVERSIDAD SAN PEDRO

FACULTAD DE INGENIERIA

PROGRAMA DE ESTUDIOS DE INGENIERIA CIVIL



**“Desempeño sísmico de un edificio de oficinas con 5
niveles en Nicrupampa – Huaraz”**

Tesis para obtener el título profesional de Ingeniero Civil

Autor

GUTIERREZ CARRANZA JUAN JESUS

Asesor

CASTAÑEDA GAMBOA, ROGELIO

0000-0002-8661-418X

Chimbote – Perú

2020

Palabras clave:

| | |
|---------------------|-------------------|
| Tema | Desempeño Sísmico |
| Especialidad | Estructuras |

Keywords:

| | |
|------------------|----------------|
| Topic | Seismic design |
| Specialty | Structures |

Línea de investigación.

| | |
|------------------------|-------------------------------|
| Línea de Investigación | Estructuras |
| Área | Ingeniería y Tecnología |
| Sub-área | Ingeniería Civil |
| Disciplina | Ingeniería de la Construcción |

Título de la investigación.
DESEMPEÑO SISMICO DE UN EDIFICIO DE OFICINAS CON 5 NIVELES EN
NICRUPAMPA – HUARAZ.

Resumen.

El presente estudio de investigación cuenta con un objetivo principal: el determinar un análisis estructural de un edificio de oficinas de 5 niveles en Nicrupampa – Huaraz por desempeño sísmicos.

Esta investigación fue del tipo descriptiva y de un enfoque cuantitativo, el diseño fue no experimental, se trabajó en base a su comportamiento sísmico de un edificio de oficinas ubicado en el barrio de Nicrupampa, perteneciente al distrito de Independencia, provincia de Huaraz, la técnica a utilizar fue la observación con instrumento de fichas de observación directa, el proceso de los datos se realizó con los softwares Excel y ETABS 2016, el análisis se realizó con tablas, gráficos, porcentajes, verificando el estado de las estructuras, las dimensiones de las secciones y los elementos de los ambientes de la edificación en mención.

El análisis sísmico lineal fue desarrollado en base a nuestra normatividad relacionada y al diseño sismo-resistente que se detalla en la Norma E-0.30. De la misma manera se establecieron y aplicaron los requerimientos de normas como la ATC-40 además del análisis FEMA-440 que se basa en la reducción del espectro de aceleraciones intersecar la curva de capacidad.

La edificación cumple con el control de las distorsiones y la participación modal de la masa, con lo que dispone y regula nuestra norma técnica para diseño sismo resistente E-030 considerando a nuestro edificio con una condición de edificación esencial.

En el edificio de cinco niveles se tiene como resultado que no se cumple con el control de desplazamientos máximos de diseño para un comportamiento elástico, con este desplazamiento, la estructura de la edificación tiende a estar en el rango inelástico, pero a pesar de ellos se mantiene funcional.

Abstract.

The present research study aimed to determine the seismic performance of a 5-level office building in Nicrupampa - Huaraz.

This research was of a descriptive type and of a quantitative approach, the design was not experimental, it was worked based on its seismic behavior of an office building located in the Nicrupampa neighborhood, belonging to the district of Independencia, Huaraz province, the technique To be used was the observation with the instrument of direct observation files, the data process was carried out with the Excel and ETABS 2016 software, the analysis was carried out with tables, graphs, percentages, verifying the state of the structures, the dimensions of the sections and elements of the environments of the building in question.

The linear seismic analysis was developed based on the technical standard for earthquake-resistant design E-0.30. In the same way, the ATC - 40 and FEMA - 440 standards were established, which are based on the reduction of the spectrum of accelerations intersecting the capacity curve.

The building complies with the control of distortions and the modal participation of the mass, which provides and regulates our technical standard for earthquake resistant design E-030, considering our building with an essential building condition.

In the five-story building, the result is that the maximum design displacement control for elastic behavior is not fulfilled; with this displacement, the building structure tends to be in the inelastic range, but despite them it is keeps functional.

ÍNDICE

| | |
|---------------------------------------|-----|
| Palabras clave: | i |
| Título de la investigación. | ii |
| Resumen..... | iii |
| Abstract. | iv |
| Índice..... | v |
| I. INTRODUCCION. | 1 |
| II. METODOLOGÍA. | 57 |
| III. RESULTADOS | 59 |
| IV. ANALISIS Y DISCUSIÓN..... | 81 |
| V. CONCLUSIONES..... | 83 |
| VI. RECOMENDACIONES | 84 |
| VII. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS | 85 |
| VIII. AGRADECIMIENTOS..... | 87 |
| V. ANEXOS Y APENDICE. | 88 |

ÍNDICES DE FIGURAS

| | |
|---|----|
| Figura 1: Modelo esfuerzo-deformación Elastoplástico perfecto para el acero. | 14 |
| Figura 2: Modelo Esfuerzo-deformación: elastoplástico con endurecimiento curvo (del acero)..... | 14 |
| Figura 3: Modelo Trilineal. | 15 |
| Figura 4 : Modelo HOGNESTAD (1951)..... | 17 |
| Figura 5: Modelo de CEB (Comité Europeo del concreto 1978). Diagrama Parabola-rectangulo..... | 17 |
| Figura 6: Modelo de KENT y PARK. Comportamiento de concreto confinado | 19 |
| Figura 7: Modelo de MANDER. Comportamiento de concreto confinado | 19 |
| Figura 8: Relación inicial lineal elástica momento curvatura. | 20 |
| Figura 9: relación momento curvatura completa a M^+ y M^- | 21 |
| Figura 10: Formación de rotulas plásticas en vigas. | 22 |
| Figura 11: Diagrama de momento /curvatura: Forma simplificada. | 23 |
| Figura 12: Modelo trilineal. | 24 |
| Figura 13: Puntos notables de un diagrama momento-curvatura. | 26 |
| Figura 14: Diagrama momento-curvatura. | 27 |
| Figura 15: Modelo bilineal. | 28 |
| Figura 16: Modelos de plasticidad empleados para el análisis lineal y no lineal. | 29 |
| Figura 17: Procedimiento para hallar relaciones momento curvatura en vigas (FEMA-356). | 32 |
| Figura 18: Procedimiento para hallar relaciones momento curvatura en placas (FEMA356)..... | 32 |
| Figura 19: Esquema del método de cálculo de la peligrosidad determinista..... | 37 |
| Figura 20: Espectro de respuesta de demanda sísmica..... | 41 |
| Figura 21: Curva de capacidad de una estructura..... | 43 |
| Figura 22: Mecanismo de colapso formado (SEAOC, 1995)..... | 44 |
| Figura 23: Patrones de distribución de cargas laterales para un análisis Pushover. | 44 |
| Figura 24: Transformación de la curva de capacidad a espectro de capacidad. | 46 |
| Figura 25: Sistema de múltiples grados de libertad. | 48 |
| Figura 26: Sistema de múltiples GDL, representado por un sistema equivalente de masa única..... | 49 |
| Figura 27: Representación bilineal de la curva de capacidad..... | 52 |
| Figura 28: Procedimiento después del paso 2. | 54 |
| Figura 29: Procedimiento después del paso 5. | 54 |

| | |
|---|----|
| Figura 30: Procedimiento después del paso 6. | 54 |
| Figura 31: Vista en planta de las grillas. | 60 |
| Figura 32: Vista propiedades del concreto. | 61 |
| Figura 33: Vista secciones de la estructura vigas y columnas..... | 61 |
| Figura 34: Vista de la columna tipo codo C04 con 10 varillas de 5/8” distribuidas como se muestra en la imagen | 62 |
| Figura 35: Vista de las propiedades de la columna C1 (70X35cm ²) con 14 varillas de ¾” distribuidas como se muestra en la imagen..... | 62 |
| Figura 36: Vista de las propiedades de la columna C2 (60X35cm ²) con 12 varillas de ¾” distribuidas como se muestra en la imagen..... | 63 |
| Figura 37: Vista de las propiedades de la columna C3 (60X30cm ²) con 12 varillas de ¾” distribuidas como se muestra en la imagen..... | 63 |
| Figura 38: Vista de las propiedades de la viga V1 (65X35cm ²) con 7 varillas de 5/8” distribuidas 3 inferiores y 4 superiores. | 64 |
| Figura 39: Vista de las propiedades de la viga V2 (65X35cm ²) con 5 varillas de 5/8” distribuidas 2 inferiores y 3 superiores. | 64 |
| Figura 40: Vista de las propiedades de la placa. | 65 |
| Figura 41: Vista de las propiedades de la losa. | 65 |
| Figura 42: Vista del modelo dibujado en 3D. | 66 |
| Figura 43: Distribución de arquitectura- planta. | 66 |
| Figura 44: Vista de arquitectura- elevación. | 67 |
| Figura 45: Estructuras vista en planta. | 67 |
| Figura 46: Elementos estructurales. | 68 |
| Figura 47: Vista del espectro sísmico..... | 69 |
| Figura 48: Vista del diafragma rígido. | 70 |
| Figura 49: Vista del caso de carga CGNL (carga gravitacional no lineal)-pushover..... | 70 |
| Figura 50: Vista de asignación de rotulas en las vigas | 71 |
| Figura 51: Vista de asignación de rotulas en las columnas. | 71 |
| Figura 52: Vista de rotulas en la edificación..... | 72 |
| Figura 53: Curva de Capacidad | 76 |
| Figura 54: Puntos de Desempeño (ADRS) de la edificación | 77 |
| Figura 55: Vista de secuencia de generación de rotulas plásticas- paso 1. | 78 |
| Figura 56: Vista de secuencia de generación de rotulas plásticas- paso 2. | 78 |
| Figura 57: Vista de secuencia de generación de rotulas plásticas- paso 3. | 79 |
| Figura 58: Vista de secuencia de generación de rotulas plásticas- paso 4. | 79 |
| Figura 59: Valores de fuerzas cortantes y desplazamientos..... | 80 |

ÍNDICE DE TABLAS

| | |
|--|----|
| Tabla 1: Objetivo Básico de seguridad (FEMA-356)..... | 10 |
| Tabla 2: Objetivos de Rehabilitación (FEMA-356)..... | 11 |
| Tabla 3: Objetivos de desempeño según el comité Visión 2000 (SEAOC)..... | 12 |
| Tabla 4: Objetivos de desempeño propuesto por Visión 2000 (SEAOC, 1995). | 12 |
| Tabla 5: Criterio de aceptación no lineal para vigas de concreto armado. | 33 |
| Tabla 6: Criterio de aceptación no lineal para columnas de concreto armado. | 34 |
| Tabla 7: α_1 y $[(PF)]_R$ coeficientes para edificios regulares. | 50 |
| Tabla 8: Nivel de Desempeño. | 73 |
| Tabla 9: Parámetros sísmicos de la edificación..... | 74 |
| Tabla 10: Parámetros sísmicos de la edificación..... | 75 |
| Tabla 11: Cortantes basales por piso..... | 77 |

I. INTRODUCCION.

Antecedentes y fundamentación científica.

En el contexto global del estudio a nivel de investigaciones de análisis sísmico por desempeño el número de estas es relativamente reducido en comparación al análisis estructural convencional, en los países como el Perú, Chile, Brasil, Argentina, Colombia, México entre otros, que pertenecen en su mayoría a países latinoamericanos y están considerados como países en desarrollo, este tema de investigación se ha masificado y a ampliado respecto a los países más desarrollados como son: Estados Unidos de Norteamérica, Canadá, Japón, etc., en donde se han realizado a la fecha muy pocos estudios tomando como tema central el análisis sísmico por desempeño de las estructuras en edificaciones. En nuestro país el diseño por resistencia de los elementos estructurales de una edificación tomando como criterio de desempeño, se detalla en nuestra norma técnica E-060, la cual nos proporciona resultados admisibles y sus respectivos estudios de análisis no lineales que permiten mejorar y precisar los parámetros de control y parámetros de evaluación desde el punto de vista del desempeño sísmico de la edificación. Se señalan ciertas investigaciones y también a sus respectivos autores que han contribuido a los lineamientos de investigaciones y elaboración del presente estudio.

En nuestro país la normatividad, específicamente la Norma E-060 toma en consideración el diseño por resistencia teniendo para ello un criterio de desempeño propio de la edificación, el cual nos arroja aceptables resultados, siempre y cuando se elaboren estudios o análisis no lineales que permitan mejorar como definimos a los parámetros de control y los parámetros de evaluación desde el contexto del desempeño sísmico. A continuación, se presentan una serie de estudios que aportan a mejorar este análisis y nos sirve de insumo para desarrollar la presente investigación.

En Chimbote (Flores, 2018), realizó una investigación que lleva por título: “Desempeño sísmico de un edificio de concreto armado en jr. Manuel Ruiz manzana. 32 lote 10ª – Distrito de Chimbote, 2018” cuyo objetivo fue determinar cuál es el comportamiento de esta la edificación de 7 niveles

incluida la azote. El análisis sísmico lineal se desarrolló en base a nuestra norma técnica de diseño sismorresistente (E-0.30). Asimismo, para el análisis sísmico no lineal se utilizó los procedimientos que establecen las normas ATC – 40 y el FEMA – 440, que se base en la reducción del espectro de aceleraciones y posteriormente la curva de capacidad sea intersectada. Como resultado el espectro de capacidad de la estructura se obtuvo de su curva de capacidad obtenida de un análisis estático no lineal, el análisis estático el autor lo realizó con ayuda del software ETABS 2016. Como inicio del análisis se realizó la visita al lugar para aplicar el instrumento guía de observaciones, verificando el estado de la estructura, dimensiones de las secciones de los elementos y los ambientes del edificio. Analizada la estructura en base al método de espectro de capacidad se concluye que el nivel de desempeño del edificio está entre Funcional y seguridad de vida, por lo cual este método resulta un instrumento eficaz a la hora de verificar que el diseño este elaborado correctamente.

Cuando se realiza una revisión a las investigaciones con el análisis sísmico por desempeño como tema principal a nivel nacional consideramos por ejemplo a (Vergara & Zevallos, 2014) en su tesis realizado en la universidad privada Antenor Orrego, titulado: “Análisis sísmico por desempeño estático no lineal de una edificio de 6 niveles – Trujillo – La Libertad” se planteó como objetivo general determinar mediante el análisis no lineal estático y su respectivo diseño por desempeño de la estructura del edificio de 6 niveles ubicado en la ciudad de Trujillo y con las condiciones de cimentación similares tanto para el diseño estructural tradicional como el análisis por desempeño, y así poder obtener y establecer los parámetros de calidad y así compararlos entre sí. Los autores llegaron a la conclusión que, al realizar el análisis estático no lineal, conocido también como análisis pushover, permite obtener el comportamiento de la edificación de 6 niveles ante un evento sísmico, y se obtienen una secuencia de aparición progresiva de rotulas que de forma mínima llevan al colapso de la estructura, utilizando la normatividad vigente detallada en la E-030 se obtiene también el nivel de daño (desplazamiento) se produciría.

En la ciudad de Lima, (Santana, 2012) en su informe de tesis que realizó en la Universidad Nacional de Ingeniería Perú, titulado: “Diseño sísmico por desempeño de estructuras de albañilería confinada”, en este caso, la investigación se fijó como objetivo central poder determinar si una edificación de 4 niveles de tipo de construcción: albañilería confinada, la cual estaba ubicada en la ciudad de Huancayo y se construyó según la normatividad peruana vigente a la fecha, cumplirá con un desempeño sísmico tal que permita equipararse o presentar resultados similares o mejores que un desempeño propuesto, todo ello con el análisis no lineal de la estructura. Llegando a la conclusión que los registros de los movimientos sísmicos ocurridos en la costa del Perú, son la base de la norma convencional o norma peruano E-0.30; al ser tan propensa la actividad sísmica en la costa produce una incertidumbre mayor y variación de los espectros sísmicos en dicha zona es decir Zona 2. El sobredimensionamiento de los elementos estructurales en un diseño elástico y lineal se deben a los espectros de pseudo aceleración, lo que confirma que el nivel de daño que se obtiene en los elementos de tabiquería es menor, y se confirma con el análisis no lineal estático.

Para, (Borda & Pastor, 2007) en su tesis desarrollada en la Universidad Católica del Perú, titulada: “Desempeño sísmico de edificio aporticado de 6 pisos”, tuvo como objetivo diseñar y posteriormente evaluar un edificio aporticado de concreto armado y con secciones de columnas con lados similares es decir sección cuadradas, además se debió cumplir con la condición respecto a las vigas: peralte mayor de la viga es igual a lado de la columnas del primer nivel de la edificación. Como conclusión, Borda señala que al realizar la estructuración bajo los lineamientos de la norma peruana de diseño sismoresistente de un edificio de seis niveles y del tipo aporticado respecto al control que se tiene de las derivas, conduce a tener elementos estructurales verticales (columnas) con una sección de 55 x 55 centímetros para los tres primeros niveles de la edificación, la sección disminuye a 50 x 50 centímetros para los tres últimos niveles y respecto a los elementos estructurales horizontales (vigas) se tiene una sección de 30 x 55 centímetros. Cuando se aplica la norma peruana E -060 (concreto armado) se consigue un diseño que

proporciona cuantías de 1% para columnas y cuantías de 5.5% de la cuantía balanceada en vigas.

Justificación de la investigación.

La corteza terrestre, o parte solida de la tierra contiene los continentes, estos continentes se encuentran en un desplazamiento continuo, la ciudad de Huaraz se encuentra ubicada en la parte centro del departamento de Ancash, y se situa en el continente de América del Sur, geológicamente su ubicación física se sitúa sobre la placa sudamericana, esta condición geográfica de ubicación la convierte en una ciudad con elevada probabilidad de ocurrencia de actividad sísmica, sabemos que nuestro país tiene u elevado riesgo sísmico, por lo que se hace necesario realizar nuestros diseños de los elementos estructurales

Cuando se desarrolla el análisis no lineal, las deficiencias se hacen presentes de forma clara y muestra una estructuración con una cantidad por debajo de lo requerido, en lo que respecta la cantidad de muros, lo que permite realizar la corrección respectiva que permita cumplir con las cantidades mínimas y se pueda garantizar el funcionamiento y comportamientos adecuado de la edificación de cinco niveles destinado a un uso de oficinas.

Esta investigación se justifica porque impartirá procedimientos y metodologías actuales, llevando a cabo la evaluación por desempeño y análisis sísmico no-lineal estático que sirva como soporte para el diseño y desarrollo de futuras construcciones.

Si bien se puede originan mayores costos iniciales en el periodo inicial de la ejecución de la obra debido a la aplicación de un preciso y muy bien estudiado y sobre todo correcto diseño estructural, debido a la ardua labor del profesional estructural, esto se ve compensado si en caso ocurriese una eventualidad sísmica, con una menor presencia de daños o colapso de la misma que produciría la pérdida total de la inversión, en resumen se diría que que los daños estructurales serian mínimos por ende se generarían perdidas insignificantes si se comparase con una estructura que no cumpla con un desempeño sísmico adecuado, generando rentabilidad económica y la optimización de recursos.

Nuestro estudio se realizó en el distrito de Independencia, provincia de Huaraz, departamento de Ancash, la zona específica de la ubicación de la edificación presenta unas condiciones de terreno de suelo intermedio, es decir condiciones que se deben tener en cuenta de forma especial al momento de análisis y diseño en los elementos de cimentación.

Por lo antes señalado se muestra entonces que la investigación tiene la intención y permite mostrar el desempeño sísmico que presenta una edificación multifamiliar con 5 niveles cuyo uso esencial es de oficinas es decir un uso público, con cargas específicas de servicio a considerar.

Problema.

Nuestro país se encuentra situado en el cinturón de fuego del pacífico, donde se suscitan más de las tres cuartas partes de los sismos en el mundo, por lo que se puede considerar que el Perú es un país altamente sísmico y por tanto se infiere que el barrio de Nicrupampa – Huaraz es altamente sísmico. Nuestro país también posee fallas geológicas localizadas en la región sierra como: Cordillera Blanca (Ancash), Rioja-Moyobamba (San Martín), Huaytapallana (Junín), Quiches (Ancash), Tambomachay (Cusco), las cuales también contribuyen a que el país sea altamente sísmico.

En muchas ocasiones, el país se ha visto golpeado por sismos de gran magnitud que azotaron el territorio, debido a la vulnerabilidad de las construcciones procedente de cálculos estructurales erróneos, materiales de baja calidad y así como también el desarrollo inadecuado de procesos constructivos, etc. Lo cual genera daños estructurales, pérdidas de recursos materiales y sobre todo pérdidas humanas.

Los sismos ocurridos en nuestro país son innumerables y constantes a lo largo del tiempo, siendo los más relevantes los que a continuación se detallan tanto su fecha de ocurrencia y localidad, incluyendo sus magnitudes en la escala de Richter del evento sísmico.

- Nazca 1996 6.40 grados
- Arequipa 2001 8.40 grados

- Lamas 2005 7.00 grados
- Ica 2007 7.00 grados
- Ancash 1970 7.70 grados
- Lima 1974 7.50 grados
- Rioja 1990 7.00 grados
- Moyobamba 1991 6.50 grados

Nuestra zona de estudio, el distrito de Nicrupampa – Huaraz, está sujeta a un riesgo sísmico intermedio debido a su proximidad de la falla de la cordillera blanca, con un silencio sísmico de casi 50 años aproximadamente, y asimismo a la costa peruana, por esto se puede deducir que está próximo a presenciar un evento telúrico de una magnitud considerable. Ante esta circunstancia surge la preocupación respecto a la vulnerabilidad latente en gran parte de sus edificaciones, especialmente las edificaciones de viviendas, comercios y oficinas, entre otros, en el barrio de Nicrupampa – Huaraz.

Ante estas condiciones, con el presente estudio se desea conseguir un óptimo comportamiento de la estructura de un edificio en Nicrupampa, cuyo uso será para oficinas y contará con 5 niveles en etapa o periodo inelástico.

Es necesarios para la realización de este estudio el desarrollar el análisis y también el diseño de un edificio multifamiliar con 5 niveles cuyo uso será de oficinas, considerando si es que sus respectivos diseños estructurales contemplan tener un diseño basado en el desempeño según la metodología de análisis por desempeño.

Por lo que la investigación se plantea el problema siguiente:

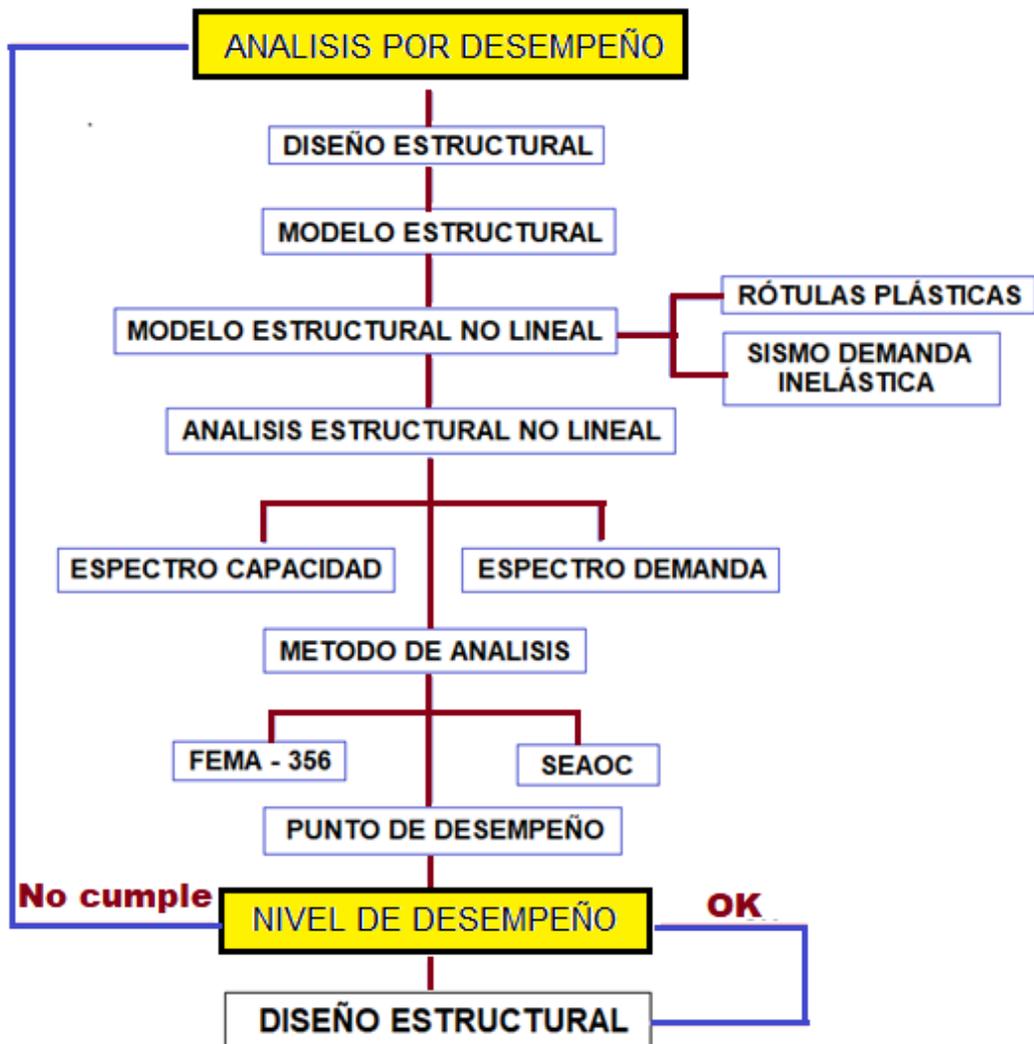
¿Cuál es el desempeño sísmico de un edificio de oficinas con 5 niveles en barrio de Nicrupampa – Huaraz?

En el presente trabajo de investigación se realizó un análisis estructural de la edificación que tendrá un uso de oficinas y cuenta con 5 niveles, la cual tiene un tipo de uso: oficinas, que debe tomar en consideración las cargas vivas para oficinas, y también las cargas eventuales que debe soportar lo cual me llevó a concluir su comportamiento real.

Acorde al estado de performance de la edificación en estudio al momento de la investigación y se analiza y describe la forma como reacciona frente a un evento sísmico (diseño) según RNE 0.30 siempre que se haya tomado en cuenta las incursiones no lineales en la totalidad de sus elementos estructurales que lo componen.

Dicho proyecto de investigación se realizó en el barrio de Nicrupampa, perteneciente al distrito de Independencia, provincia de Huaraz, Departamento de Ancash.

Esquema de trabajo.



Fuente: Elaboración propia.

Diseño por Desempeño.

La fundamentación del diseño en nuestro trabajo de investigación se fundamenta y basa en el desempeño de una estructura frente a la afectación de distintas fuerzas producidas por los movimientos sísmicos, se lleva a cabo mediante diversos esquemas que se seleccionan, y posteriormente se realiza una debida evaluación, la cual proporcionará las dimensiones y los detalles de cada uno de los elementos estructurales que componen el edificio, también se definen los elementos no estructurales y demás contenidos, de tal forma que, los daños que se produzcan en la edificación no superen los estados límites indicados para esta categoría, debido a los movimientos de los diferentes niveles del terreno.(Santana, 2012)

NO solo a los edificios es que se pueda aplicar estos conceptos, sino también se puede aplicar a todo tipo de estructuras verticales u horizontales, e incluso a los elementos no estructurales de la edificación. (Santana, 2012).

Cuando se realiza un análisis a una estructura esta muestra su desempeño sísmico de forma numérica de acuerdo a la cantidad de los daños producidos, y también relaciona estos daños ocurridos con las actividades posteriores a los sismos, es decir, el impacto que tuvieron los daños en la funcionalidad del edificio.

Definiciones de términos para análisis estático no lineal

Sismo.

La corteza terrestre se encuentra en constante movimiento, son estos desplazamientos los que generan los movimientos geológicos en la litosfera más conocidos como sismos, son por tanto efectos de otros movimientos relativos que se producen por debajo de la superficie, entre las placas tectónicas, en el caso de Perú, las placas de Nazca y placa Sudamericana, los cuales son los responsables de generar energía, la cual se va acumulando y cuando se libera esa energía se producen ondas sísmicas.

Las ondas sísmicas que se generan por los sismos, originan grandes desastres naturales, usualmente responsables de grandes cantidades de vidas humanas en el mundo por estos fenómenos naturales. Siendo nuestra responsabilidad la seguridad

de la vida humana se hace necesario e indispensables un estudio más amplio de formas que ayuden a disipar la energía y prevengan o disminuyan las consecuencias de estos fenómenos naturales. (Vergara & Zevallos, 2014)

Intensidad de los movimientos sísmicos.

Según, (Delgadillo, 2005) señala que la actividad sísmica que se produce en cualquier punto de la tierra generada por el movimiento de las placas tectónicas, se expresa con una probabilidad de ocurrencia o no ocurrencia, por ello la consideración de fuerzas eventuales o esporádicas; en referencia de la máxima sacudida que se prevee en determinada superficie específica que es el origen de la falla, llamada también “propuesta probabilística”.

En el presente estudio al realizarse un diseño estructural el nivel del sismo que se ha considerado es aquel expresado en términos ingenieriles, es decir, como espectro de respuesta o acelerogramas del sismo, los cuales son detectados en las distintas zonas de estudio de ocurrencia de los movimientos telúricos, estos términos ingenieriles se usan entonces en el diseño de los elementos.

Los movimientos tectónicos se podrían diferenciar, ordenar y clasificar de la forma que se presenta a continuación teniendo en consideración su probabilidad de ocurrencia y tiempo.

| | | |
|------------------------|----|--|
| Sismo: <u>Servicio</u> | SE | Sismo que tiene la probabilidad del 50% de ser superado en 50 años |
| Sismo: Diseño | DE | Sismo que tiene la probabilidad del 10% de ser superado en 50 años |
| Sismo: <u>Máximo</u> | ME | Sismo que tiene la probabilidad del 5% de ser superado en 50 años |

Objetivo de desempeño.

- Se describe un objetivo por desempeño si el planteamiento de una meta el poder determinar un grado óptimo o ideal que presente una edificación ante los esfuerzos que soporta debido a uno o varios eventos sísmicos. Por lo que el

máximo estado de daño que se permite en un edificio debe corresponder a su comportamiento sísmico.

- Existe la posibilidad que se incluyan diversos niveles de comportamiento según los niveles de demanda sísmica, cuando se plantea un objetivo de desempeño, es así que se le denomina “desempeño dual” o “desempeño múltiple” (Vergara & Zevallos, 2014)
- Cuando se selecciona dos o más de un nivel de comportamiento o desempeño para cada uno del nivel de demanda sísmica, se considera entonces como objetivo de comportamiento dual o múltiple.
- Cuando se selecciona un determinado nivel de desempeño para un nivel de demanda sísmica, se considera entonces como objetivo de desempeño.

Objetivo básico de seguridad.

Respecto a este objetivo de seguridad es el que representa el nivel que se tiene de acuerdo al desempeño dual de la estructura, estos niveles se presentan en la tablas que a continuación se presentan, y este objetivo básico acerca de la seguridad se define como el comportamiento o respuesta del edificio que logra alcanzar el nivel de desempeño de la Seguridad de Vida a nivel 3-C cuando se presenta un Nivel de sismo de diseño, y para el Nivel de desempeño para la Estabilidad de la estructura o estructural: 5-E para un nivel de sismo de máxima intensidad.

Tabla 1: *Objetivo básico de la Seguridad “ F.E.M.A. 3 5 6”*

| Objetivo Básico de Seguridad | | | | |
|---|--------------------|----------------------------|----------------------------|----------------------------------|
| Nivel de Comportamiento del Edificio | | | | |
| Movimiento de Suelo por Sismo | operacional | Ocupación inmediata | Seguridad de Vida ↓ | Estabilidad Estructural ↓ |
| Sismo de servicio (SE) | | | | |
| Sismo de Diseño (DE) → | | | | |
| Sismo máximo (ME) → | | | | |

Fuente: Tesis para optar el grado de maestro (Delgadillo Alanya Julio Edwin, 2005).

Tabla 2: *Objetivos rehabilitación “ F.E.M.A. 3 5 6”*

| Objetivos de Rehabilitación | | | | | |
|--|---------------|-------------|------------------------|----------------------|-------------------|
| Niveles de Comportamiento del Edificio | | | | | |
| | | Objetivo | | | |
| | | operacional | De inmediata ocupación | De seguridad de vida | Colapso prevenido |
| Nivel de peligro por terremoto | 50% / 50 años | a | b | c | d |
| | 20% / 50 años | e | f | g | h |
| | 10% / 50 años | i | j | k | l |
| | 2% / 50 años | m | n | o | p |

Fuente: Tesis para optar el grado de maestro (Delgadillo Alanya Julio Edwin, 2005).

Objetivos de desempeño dado por FEMA-356.

- 1- Los objetivos de rehabilitación discretos están considerados en la tabla anterior, en cada celda.
- 2- En la tabla anterior se muestran los objetivos de rehabilitación, de la forma siguiente:

K + P

BSO= Basic Safety Objective
(Objetivo Básico de Seguridad)

K + P + *

BSO incrementado

Donde: * = **a, e, i, b, f, j ó n**

Solo **n**, solo **m**

c g d h i

BSO limitados

Objetivos de desempeño dado por el comité visión 2000 (SEAOC).

Este comité, lo clasifica en cuatro grandes grupos según su importancia durante y posterior a una eventualidad sísmica:

| Estructuras Críticas | Estructuras esenciales | Edificaciones importantes | Estructuras comunes |
|----------------------|--------------------------------|---------------------------|-----------------------------------|
| Plantas nucleares | Hospitales y centro educativos | Teatros y estadios | Viviendas, hoteles y restaurantes |

Tabla 3: Los objetivos de desempeño según el Comité visión 2000 (SEAOC)

| | | NIVEL DE DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA | | | |
|--------------------------|---------------------|-------------------------------------|--------------|--------------------|------------------|
| | | Operatividad completa | Operatividad | Protección de vida | Cerca al colapso |
| NIVEL DE SISMO DE DISEÑO | Frecuente (43 años) | | | | |
| | Ocasional (72 años) | | | | |
| | Raro (475 años) | | | | |
| | Muy raro (970 años) | | | | |

Objetivo Básico
Objetivo Esencial Riesgoso
Objetivo Seguridad Crítica

Fuente: Tesis para optar el grado de maestro (Santana R. D., 2012).

Estos niveles recomendados generan una utilidad en proyectos que están en una etapa de elaboración y diseño, sin embargo, para edificaciones ya existentes, estos niveles resultan poco rentables.

MODELO NO LINEAL DE LA ESTRUCTURA

Se requiere un modelo con un nivel de detalle superior para el correcto desarrollo de un análisis no lineal, en donde se pueda representar la fluencia en vigas, columnas y uniones de estos elementos en mención. (Vergara & Zevallos, 2014).

Tabla 4: Objetivos de desempeño propuesto por Visión 2000 (SEAOC, 1995).

| | | NIVEL DE DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA | | | |
|-----------------|----------------------|-------------------------------------|--------------|--------------------|-------------------|
| | | Operatividad completa | Operatividad | Protección de vida | Cerca del colapso |
| NIVEL DE DISEÑO | Frecuente (43 años) | | | | |
| | Frecuente (72 años) | | | | |
| | Frecuente (475 años) | | | | |
| | Frecuente (970 años) | | | | |

Donde:
Objetivo Básico - - - - -
Objetivo Esencial Riesgoso -
Objetivo Seguridad Crítica _____

Fuente: Elaboración propia (Basado de Tesis Santana D. 2012)

Para el caso de estructuras existentes, es evidente que estos niveles recomendados pueden resultar antieconómicos desde el punto de vista práctico.

Modelo no-lineal general de la estructura.

Se necesita realizar un modelo con un nivel de detalle superior para un correcto desarrollo de un análisis no lineal, en donde se pueda representar la fluencia en vigas, columnas y uniones de estos elementos en mención. (Vergara & Zevallos, 2014).

En la investigación se elaboró el análisis sísmico estático de la estructura de forma no lineal, en él se tuvo en consideración, la presencia en la estructura de las rotulas plásticas en los elementos horizontales y verticales a lo largo de un movimiento telúrico.

MODELOS ESTRUCTURALES PARA EL CONCRETO

A. Modelos esfuerzo-deformación para el acero. En esta clasificación tenemos:

- Modelo elastoplástico perfecto
- Modelo elastoplástico con endurecimiento curvo
- Modelo elastoplástico Trilineal

MODELO ELASTOPLÁSTICO PERFECTO.

Cuando nos referimos al tipo de modelo Bilineal estamos describiendo al modelo más simple. La resistencia elevada del grado de fluencia del acero es ignorada y el crecimiento del esfuerzo como consecuencia del endurecimiento por la deformación. Para realizar una evaluación por desempeño, no es recomendable el uso de este método bilineal debido a que no se cuantifica de forma adecuada los esfuerzos del acero por sobre los límites de su fluencia. (Allauca & Takuma, 2006)

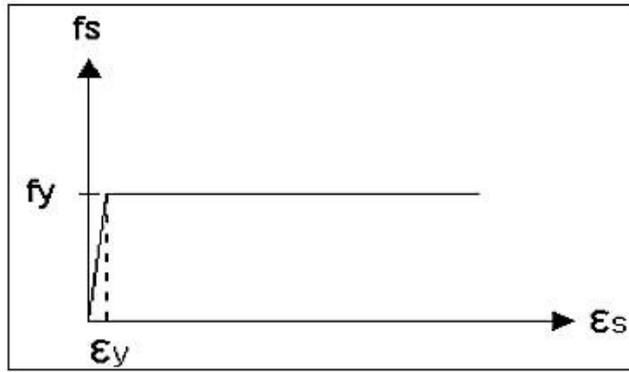


Figura 1: Modelo esfuerzo-deformación Elastoplástico perfecto para el acero.

MODELO ELASTOPLÁSTICO CON ENDURECIMIENTO CURVO

Este modelo elastoplástico que presenta el endurecimiento curvo manifiesta una fluencia del acero y un rango de elasticidad se representan en tramos rectilíneos, y el endurecimiento en tramos en forma de parábolas de segundo y tercer grado. (Vergara & Zevallos, 2014).

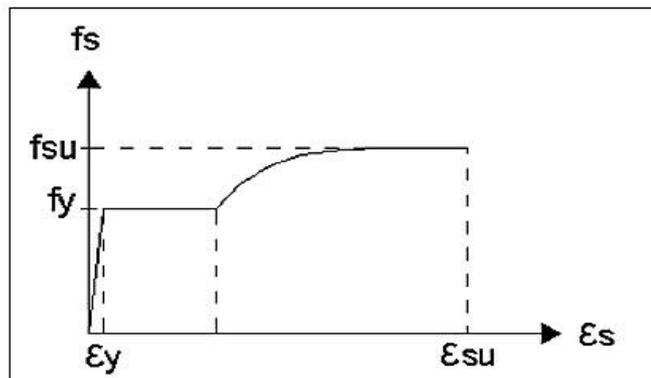


Figura 2: Modelo Esfuerzo-deformación: elastoplástico con endurecimiento curvo (del acero)

MODELO ESFUERZO DEFORMACION TRILINEAL

Este modelo está sujeto a deformaciones mayores al de fluencia, debido que se presenta el fenómeno de fluencia y endurecimiento en aceros. Asimismo, permite el aumento de los esfuerzos producidos en la zona o área de la fluencia del acero a través de una variación de forma lineal. (Santana, 2012)

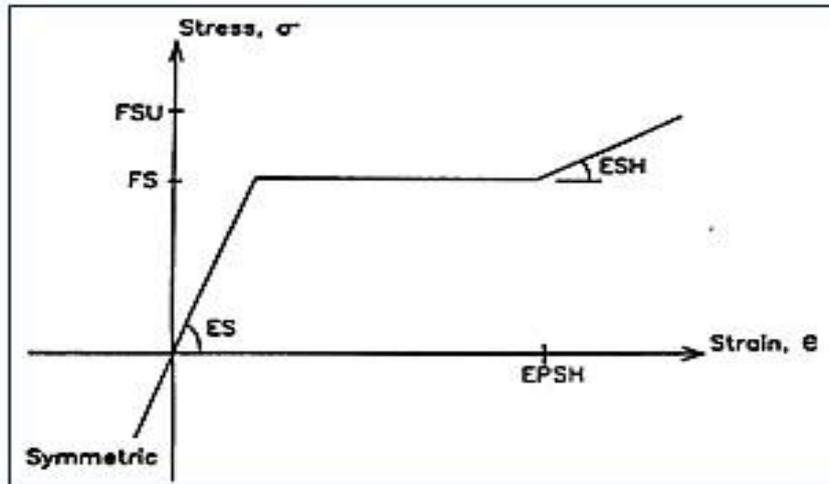


Figura 3: Modelo Trilineal.

Dónde:

FS : Esfuerzo a la fluencia.

FSU : Esfuerzo último.

ES : Modulo de elasticidad.

ESH : Modulo de endurecimiento.

EPSH : Deformación al principio de endurecimiento (%).

Modelos esfuerzo & deformación para el concreto.

Las propiedades inelásticas del concreto, las curvas esfuerzo-deformación experimentales se simplifican, tal como mostramos a continuación.

Modelo para concreto no confinado.

Aparecen dos tipos de modelos para el concreto no confinado: Modelo de Hognestad y Modelo de CEB (Comité Europeo del concreto 1978). En el siguiente cuadro comparativo se distinguen sus características de cada método,

| Modelo de Hognestad | Modelo de CEB (Comité Europeo del concreto 1978). |
|--|--|
| <p>Este método contiene un tramo parabólico de Grado segundo, además arriba a una deformación unitaria para el concreto de:</p> $\epsilon_0 = 1.8 \frac{f'_c}{E_c}$ <p>Este es el esfuerzo máximo del concreto f'_c, posteriormente continua un comportamiento de forma lineal y decreciente,</p> <p>Llega a una deformación unitaria máxima de 0.0038, esta corresponde un esfuerzo que se determina con la formula:</p> $\epsilon_o = 0.85 f'_c.$ <p>(Allauca y Oue. 2006).</p> | <p>Según Jurado y Mendoza, (2012). Este modelo describe una figura de parábola a continuación le sigue una recta.</p> <p>La resistencia del concreto es:</p> $f'_c = 0.85 * f'_c$ <p>Esta resistencia tiene una deformación unitaria:</p> $\epsilon_s = 0.002$ <p>luego, tras un esfuerzo constante, la deformación en el concreto sigue aumentando hasta un valor máximo de:</p> $\epsilon_{cu} = 0.0035. ()$ |
| <p>La ecuación de la parábola viene dada por la siguiente expresión</p> $f_c = f'_c \left[\frac{2\epsilon_c}{\epsilon_0} - \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_0} \right)^2 \right]$ | |

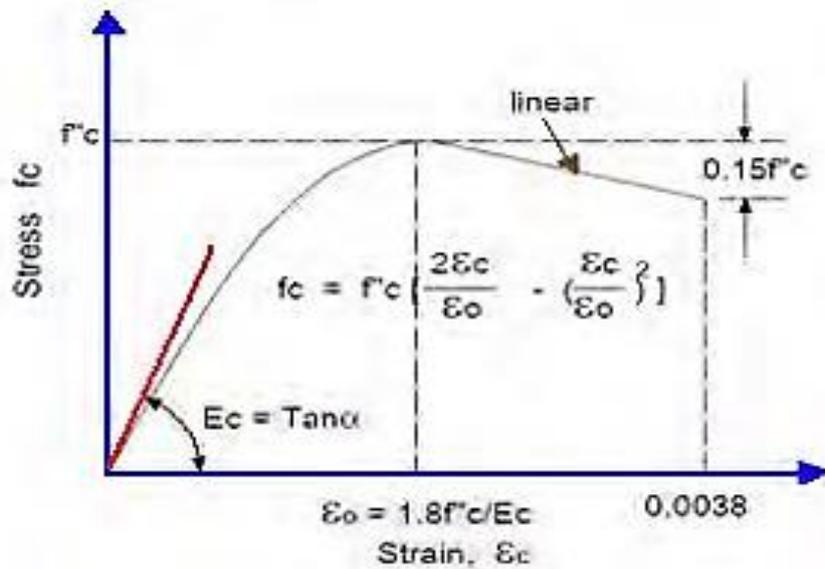


Figura 4 : Modelo HOGNESTAD (1951)

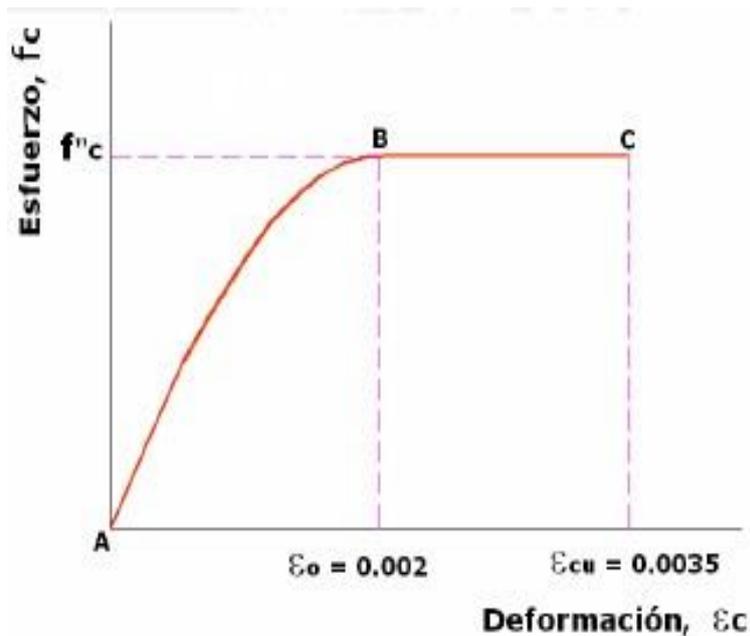


Figura 5: Modelo de CEB (Comité Europeo del concreto 1978). Diagrama Parabola-rectangulo.

Modelo Para Concreto Confinado.

Tenemos dos tipos de modelos para el concreto no confinado: Modelo de **Kent** y **Parck** y Modelo de **Mander** . En el siguiente cuadro comparativo se distinguen sus características de cada método:

| Modelo de Kent y Parck | Modelo de Mander |
|---|--|
| <p>Modelo que mayormente utilizado para el caso de concreto confinado por estribos rectangulares.</p> <p>Tiene tres tramos:</p> <ul style="list-style-type: none"> • <u>Primer tramo</u>: corresponde a una parábola donde el esfuerzo f'_c representa el valor máximo y una deformación unitaria de 0.002 • <u>Segundo tramo</u> a comparación del primer tramo este es lineal y el esfuerzo solo representa un 20% del valor de f'_c como máximo. • Acerca de la pendiente en este tramo proviene de la resistencia que presenta el cilindro de concreto, proviene también de la relación del volumen de refuerzo transversal respecto al volumen del núcleo de concreto (que se mide desde los estribos al exterior y de la distancia entre ellos, o llamado también el espaciamiento. • El tercer y último tramo este tercer tramo es llano (con un 20% de la resistencia de diseño- f'_c) y suele ser discriminado cuando se realiza el respectivo análisis sísmico de la estructura (Aguiar, 2001) | <p>El modelo Mander es aquel que se puede aplica en los distintos elementos estructurales con algunas variables.</p> <p>Las variables pueden ser:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Secciones transversales • Nivel de confinamiento. <p>Se considera a nivel mundial que es el Modelo que se emplea con mayor frecuencia en los análisis sísmicos para edificaciones</p> <p>(Jurado y Mendoza, 2012)</p> |

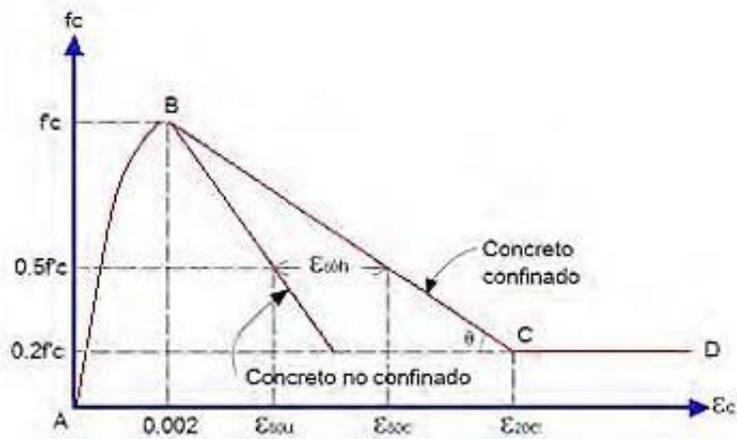


Figura 6: Modelo de KENT y PARK. Comportamiento de concreto confinado

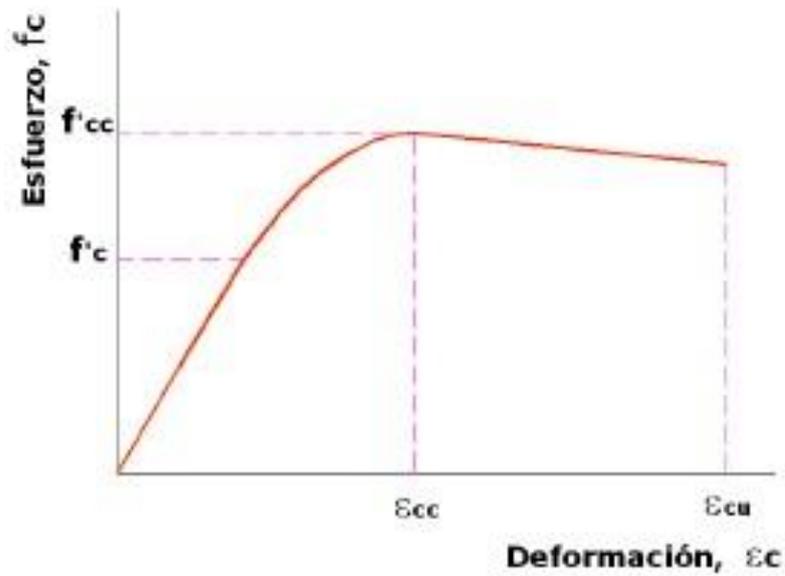


Figura 7: Modelo de MANDER. Comportamiento de concreto confinado

Modelamiento De Rótulas Plásticas.

En casos donde el momento flector sea menor al momento de agrietamiento (M_{cr}), se guardara una relación lineal entre la curvatura y el momento en una sección de concreto armado. (Vergara & Zevallos, 2014)

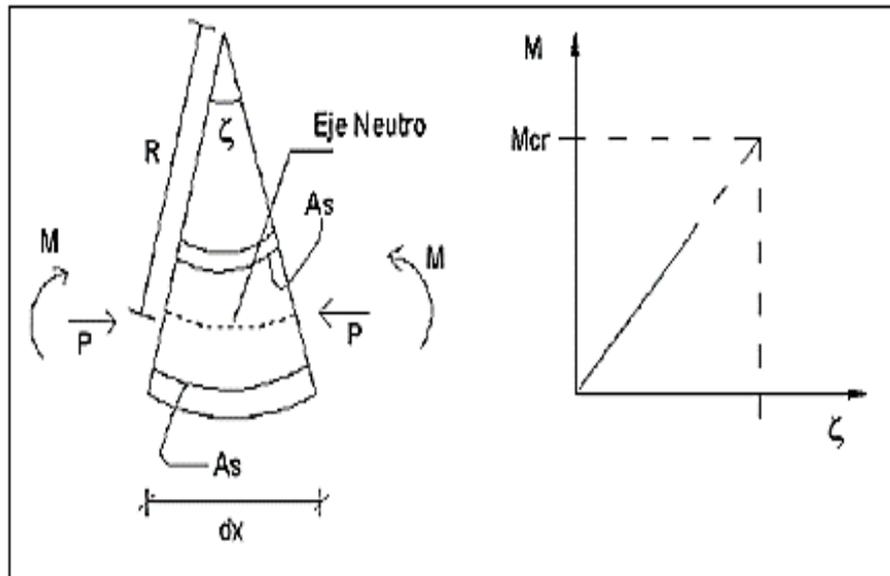


Figura 8: Relación inicial lineal elástica momento curvatura.

(Ottazzi, 2003) señala que tanto la fluencia del acero como el agotamiento del concreto tienen una relación continua lineal luego del agrietamiento, donde surgen dos posibilidades respecto a cuál de ambos se produce primero, entonces si se desarrolla la fluencia del acero, la sección puede deformarse hasta que el concreto alcanza su máximo esfuerzo primero y finalmente su máxima deformación. (Allauca & Takuma, 2006)

Según (Vergara & Zevallos, 2014), para la realización del análisis no lineal de un elemento estructural se necesita utilizar la rigidez de este elemento, el cual se obtiene del diagrama de momento curvatura, el cual está representado como una curva en el diagrama que se utiliza en el análisis normalmente como un momento trilineal donde se tiene un punto "A" cuando el concreto llega a su máximo esfuerzo a la tracción. Y se tiene un punto "U" cuando el concreto alcanza su deformación máxima útil a esfuerzos de compresión.

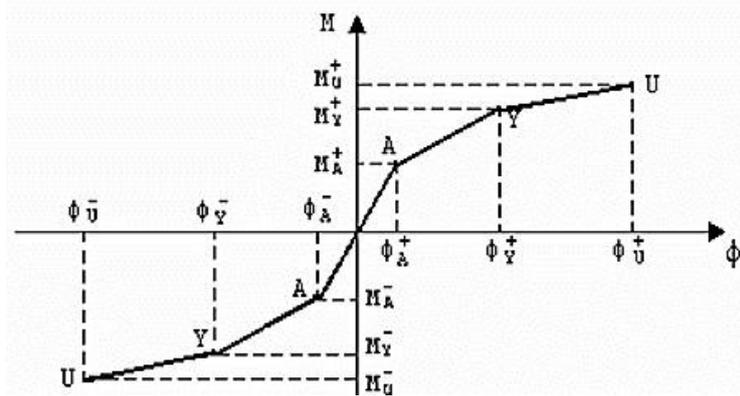


Figura 9: relación momento curvatura completa a M^{+} y M^{-} .

Aparecen 2 tipos de diagrama para los momentos de curvatura, esto se debe a que cada elemento presenta una curvatura que puede ser convexa o puede ser cóncava.

Según (Vergara & Zevallos, 2014), esta pendiente curva que se muestra en el diagrama momento/curvatura pertenece a la rigidez a la flexión es decir a EI_0 , se debe trabajar con la rigidez EI_1 cuando el momento actuante/real, es menor que el Momento M_y y mayor que el Momento M_a , en caso contrario se debe traba con la rigidez EI_2 cuando el momento actuante/real es mayor que el Momento ultimo M_u .

Estas rigideces se obtienen de la forma siguiente:

$$(EI)_0 = \frac{M_a}{\phi_a} = \frac{E b h^3}{12}$$

$$(EI)_1 = \frac{M_y - M_a}{\phi_y - \phi_a}$$

$$(EI)_2 = \frac{M_u - M_y}{\phi_u - \phi_y}$$

En el diagrama de Momento / curvatura es necesario adicionar un efecto o consecuencia producto del “corte” para poder así constatar si la distribución de acero longitudinal y transversal logrará arribar hasta un punto de falla última.

Si es que ocurre la falla por corte se aprecia en un momento precedente a la fuerza de flexión de dicho elemento, se tiene que restringir o limitar la posición del punto “U” para con esto sea posible la determinación de la rigidez EI2.

Durante una eventualidad sísmica, los elementos estructurales: vigas y columnas, absorben gran parte del sismo, particularmente en su unión (Jurado & Mendoza, 2012), como se muestra en la figura siguiente, para los elementos horizontales se debe utilizar rótulas en los extremos del elemento en número de dos

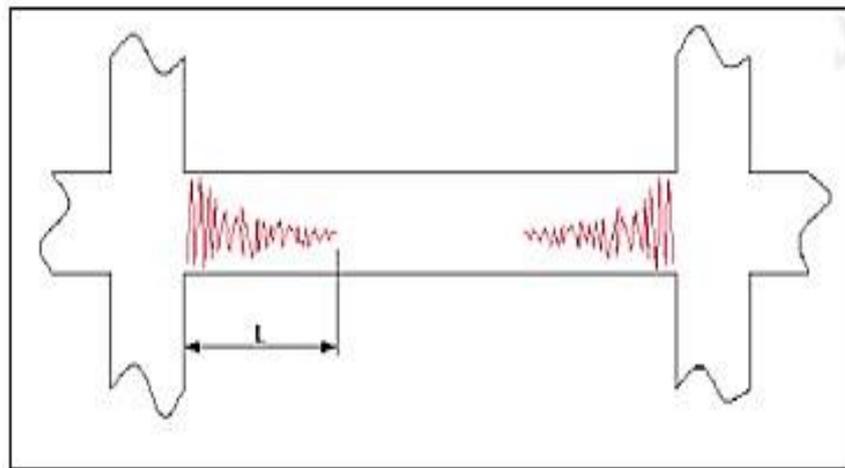


Figura 10: Formación de rotulas plásticas en vigas.

FIGURA N° 1: Idealización de daños en vigas.

(Según, FEMA-356) Se tiene que realizar el desarrollo del análisis de momento/curvatura para poder definir todas las propiedades de las rotulas plásticas del elemento. el análisis se ha de realizar de la sección trasnversal en el que se determinar las coodenadas correspondientes al punto B: giro de la fluencis y del momento ϕ_y y M_y . Se debe mencionar también los puntos a través de factores de ductilidad y de la sobre resistencia respecto a este punto “B” para el caso de los elementos horizontales o vigas.(Vergara & Zevallos, 2014)

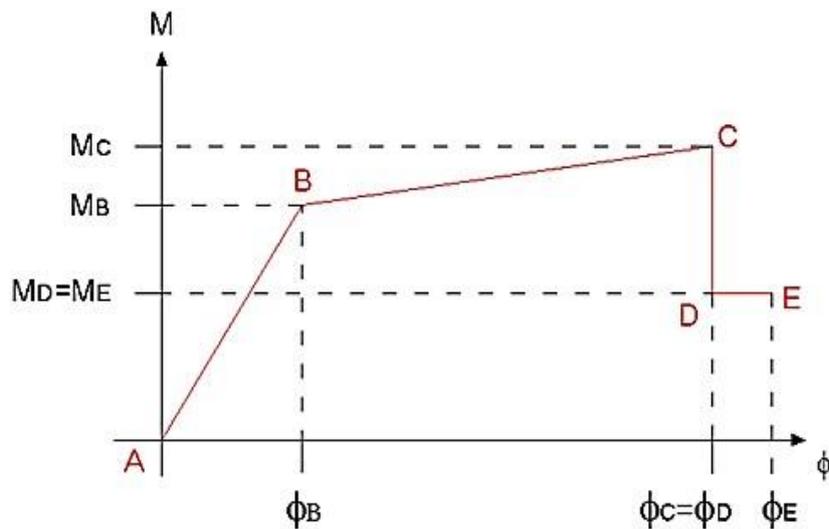


Figura 11: Diagrama de momento /curvatura: Forma simplificada.

Cabe resaltar que, el colapso de muchas estructuras se debe particularmente por un inadecuado confinamiento en la zona de rotula plástica, para ello se debe tener un mayor control en la colocación de estribos, verificando que tenga una correcta distribución y separación según se indica en los planos.

I. Aplicación en la relación “Momento – Curvatura”.

La ductilidad por curvatura local del elemento

Llamada también con el nombre de capacidad de ductilidad en la sección u_ϕ y la curvatura de la fluencia u_y . (Aguiar, 2003)

$$u_\phi = \frac{\phi_u}{\phi_y}$$

Ante un sismo muy severo, es primordial considerar que el valor de u_ϕ sea el máximo, ya que de acuerdo a este valor la estructura será capaz de disipar gran cantidad de energía sísmica.

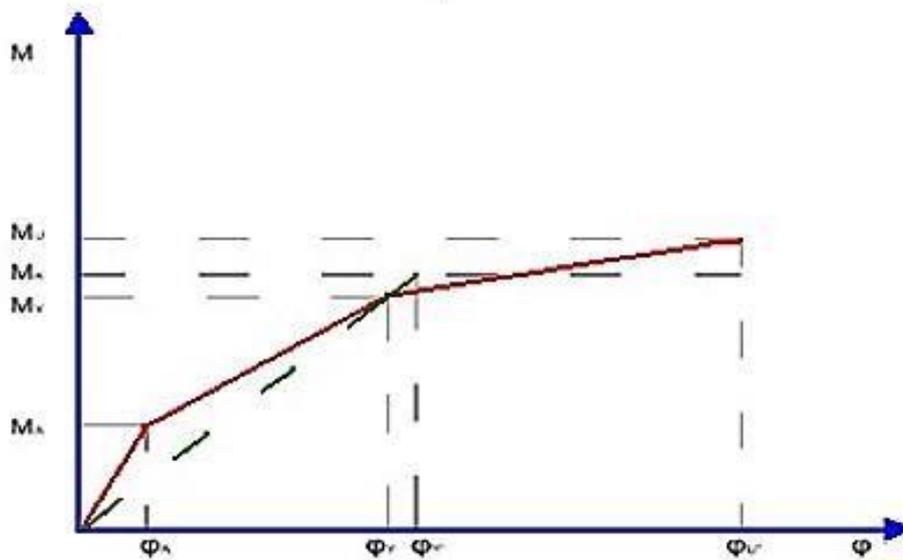


Figura 12: Modelo trilineal.

La Reserva de la ductilidad por curvatura

Es la solicitud o demanda de la ductilidad por curvatura u_d , y se muestra en la siguiente expresión;

$$u_d = \frac{\phi_d}{\phi_y}$$

Así mismo, se denomina la reserva de la ductilidad por curvatura a la relación de diferencia entre dos propiedades de la ductilidad: capacidad y demanda, considerando esta última ductilidad de curvatura. (Aguiar, 2003)

$$u_r = \frac{\phi_u}{\phi_y} - \frac{\phi_d}{\phi_y}$$

Para un óptimo comportamiento sísmico de una edificación, la reserva de ductilidad por curvatura debe ser la más alta posible respecto a los elementos que conforman la estructura.

Cuando más elevada sea la reserva de la ductilidad por curvatura de los distintos elementos estructurales: vigas y columnas, el comportamiento ante un evento sísmico será mucho mejor. (Santana, 2012)

- ***Redistribución de momentos.***

Particularmente la zona crítica de un elemento estructural ante un evento sísmico son sus extremos, por lo cual si se desea realizar nuevamente la distribución de momentos es indispensable considerar que estos elementos tengan suficiente reserva de ductilidad por curvatura. (Aguiar, 2003)

Se debe tener en cuenta que, para una correcta distribución de momentos, se debe cumplir que la sumatoria de momentos en las vigas debe ser iguales tanto antes de la redistribución como después de esta.

Esta nueva distribución o re-distribución, tiene que realizarse de acuerdo al siguiente procedimiento o secuencia:

- **Re-distribución de momento mediante un nudo.** (Paulay & Priestley, 1992), Al aplicar una determinada redistribución de momentos esta se debe realizar de tal forma que no altere la distribución total, esto significa que si el momento negativo es reducido en un determinado porcentaje, dicho porcentaje debe ser añadido al momento positivo y viceversa. (Aguiar, 2003)
- **Re-distribución de momento en viga que involucra redistribución de acciones entre las columnas.**
- Teniendo en consideración la redistribución anterior, se realiza la redistribución de momentos en vigas buscando el equilibrio del nudo, modificando de igual forma los momentos en las columnas de tal forma se establecerán nuevos cortante que actúan sobre la columna. (Santana, 2012)

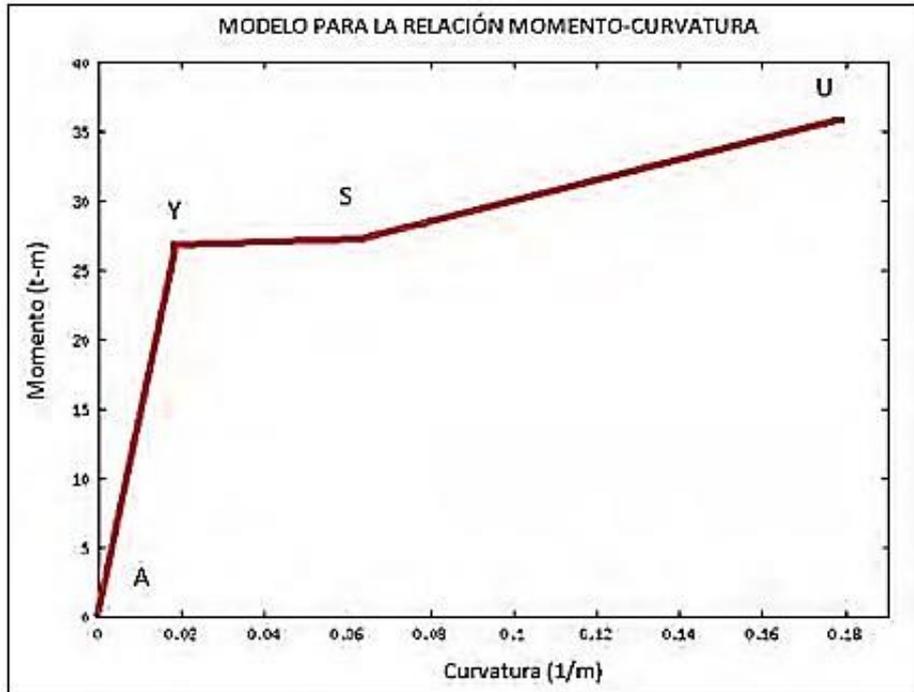


Figura 13: Puntos notables de un diagrama momento-curvatura.

Si en la Figura N° 13, se une el punto Y, con el punto A se determina la rigidez a flexión agrietada:

$$EI_{cr} = \frac{M_y}{\varphi_y}$$

II. Las rotulas plásticas

Cuando se realiza el análisis de la figura (curva N°1) corresponde a la manera de idealizar que tiene el comportamiento del elemento de concreto armado (vigas o columnas), con la suposición de alcanzar el punto A, donde la tensión del acero es similar a su límite elástico, el elemento se agota. Se presenta dos significados para este fenómeno de agotamiento que sucede en el elemento y son:

- El Valor máximo MA es la Máxima capacidad resultante.
- La curvatura de φ_A no es muy exacta cuando alcanza su máximo valor.

Algunos fenómenos presentes en el elemento como la retracción, figuración y fluencia, presentan un comportamiento no lineal debido a su tienen aspectos o condiciones de mayor complejidad. (Santana, 2012).

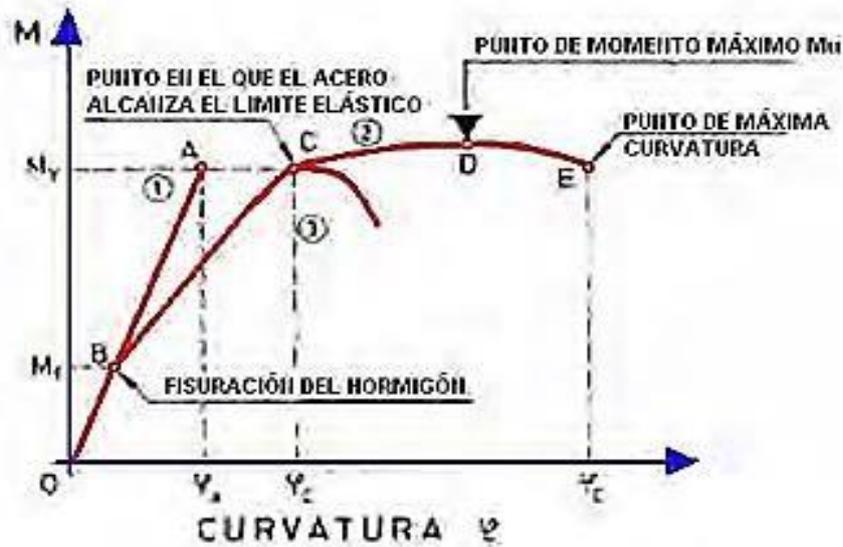


Figura 14: Diagrama momento-curvatura.

Un comportamiento de forma recurrente de una sección de concreto armado sometida a esfuerzos de flexión en un proceso de carga de forma creciente está dado por la curva 2 de la Figura N° 13. En él se observa que la ley lineal sólo es dable en un campo de deformaciones relativamente restringidas. Además el punto B indica el punto de fisuración y, a partiendo desde ese punto, aunque se muestre un diagrama es aceptablemente a una ley lineal, lo cual lo hace con un coeficiente menor, ya que en el producto EI la inercia (I) se verá reducido por consecuencia de la fisuración del concreto. Luego a partir del punto C, donde ya se alcanza el límite elástico del acero, el diagrama cambia radicalmente, ya que se ubica por un punto de momento máximo alcanzando finalmente al punto E de agotamiento. La diferencia del valor máximo de M alcanzado entre las curvas 1 y 2 es minúscula, sin embargo, la diferencia en deformaciones es muy importante y la curvatura φ_C puede ser mayor o superior a φ_A en distintas ocasiones.

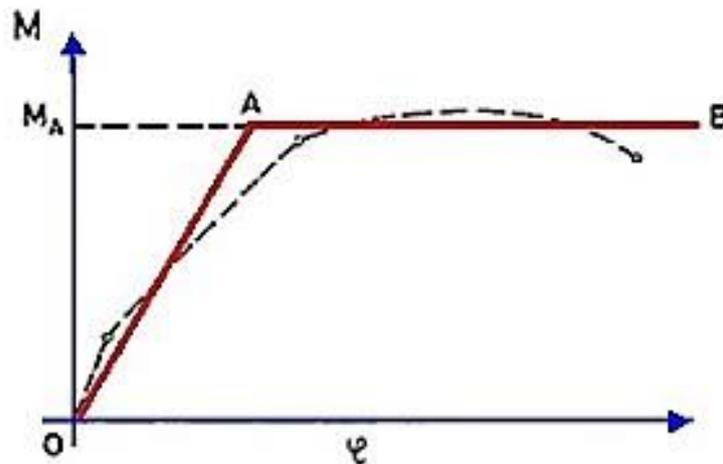


Figura 15: Modelo bilineal.

la Figura N° 14 se visualiza que al crecer el momento flector M en una sección del elemento, la curvatura aumentará proporcionalmente al momento. Pues esto ocasiona que en la sección el valor de M_A aumente, donde la curvatura sigue en crecimiento pero sin el incremento del momento aplicado, generándose lo que se conoce como *rótula plástica*. Por tanto, si algún elemento estructural cuenta con suficiente ductilidad y es capaz de llegar a su momento máximo y después, seguir incrementado sus deformaciones este tendrá las condiciones de redistribuir momentos (en el caso que el elemento estructural forme parte de un sistema hiperestático). Entonces en los puntos donde se ubiquen esos momentos máximos será donde se espera la presencia de lo que se llama rótulas plásticas, sabiendo que las rótulas plásticas en caso superen el grado de hiperestaticidad de la estructura, indicaría que la estructura se convierte en una estructura inestable y posiblemente a un mecanismo de falla y el colapso de la estructura. (Santana, 2012)

III. Modelos De Plasticidad.

En movimientos sísmicos son los extremos de los elementos los que van a estar expuestos a grandes esfuerzos. Por tanto, el daño se va ocasionando en estos puntos y se expande hacia el centro de luz del eje. Existen diversos modelos de plasticidad como se explica en la Figura N° 16, los mismos que se describen a continuación. Previamente se indica que $(EI)_a$, $(EI)_0$, $(EI)_b$,

son la rigidez a flexión en el nudo de inicio, centro de luz y nudo final respectivamente. (Aguiar, 2001)

Cuando el elemento se ubica en el rango elástico la rigidez a flexión del nudo inicial, centro de luz y nudo final son iguales (cuando se trata de elementos de área constante), pero una vez que se ubica en el rango no lineal esta rigidez (EI) se reduce. (Aguiar, 2003)

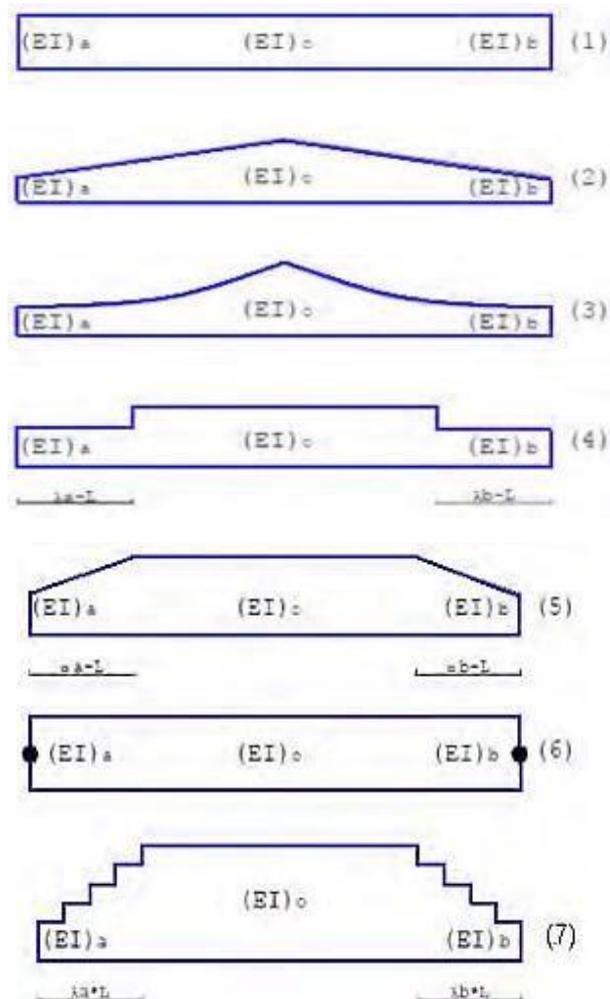


Figura 16: Modelos de plasticidad empleados para el análisis lineal y no lineal.

1. **Modelo de Plasticidad para Análisis Lineal.** El modelo (1) que indica Figura N° 16, se usa cuando se realiza un análisis en todo el rango elástico ya que las rigideces a flexión en el punto de partida al centro de luz como en el punto final $(EI)_a, (EI)_o, (EI)_b$, respectivamente, todas son constantes. (Santana, 2012)

2. **Modelo de Plasticidad Rigidez Lineal.** Este modelo tal como se muestra en el modelo (2) de la Figura N° 16, se considera cierta variación de rigidez es lineal, desde el valor de $(EI)_a$ o $(EI)_b$, donde existe deficiencia de rigidez hasta la rigidez $(EI)_0$ que se conserva en el rango elástico. Para la matriz de flexibilidad sus términos son deducidos para cuando existe punto de inflexión y cuando no existe. (Aguiar, 2003)

3. **Modelo de Plasticidad Rigidez Parabólico o No Lineal.** Guía de ductilidad tensión parabólica o no lineal. En la guía (3) de la figura N°16 la variación de la tensión a la deformación no se considera lineal. El componente de la matriz de transigencia se obtiene por integración numérica. Tanto la guía (2) como la guía (3) no se considera la distancia de la zona del componente que ingresa a la categoría no lineal. (Aguiar, 2001)

4. **Modelo de Plasticidad Rigidez Constante.** Guía de ductilidad tensión constante. La guía determina la distancia de la zona que estará en la categoría no lineal $\lambda_a.L$, para el enlace inicial y $\lambda_b.L$ para el enlace final, todo acorde de los momentos actuantes y tomando en cuenta ante actividad sísmicas el diagrama de momentos tiene forma triangular. (Aguiar, 2003)

5. **Modelo de Valles.** El modelo (5) de la Figura N° 16, considera la longitud de las zonas que ingresan al rango no lineal y permite que el centro de luz pueda ingresar al rango no lineal. Este modelo fue desarrollado por Valles et al. (1996). Los términos de la matriz de flexibilidad fueron deducidos por Lobo (1994) e incluyen el efecto de corte. (Aguiar, 2001)

6. **Modelo de Giberson.** El modelo (6) de la Figura N° 16, es denominado como modelo de plasticidad concentrada de la inelasticidad en los extremos del elemento. Es un modelo sencillo debido a que el daño se ubica en un solo punto, y no contempla la longitud de daño. Su uso genera resultados positivos. (Santana, 2012)

7. **Modelo de Rigidez Constante Escalonada.** Es el nuevo modelo de plasticidad propuesto. En la longitud daño $\lambda_a \cdot L$ del nudo inicial se consideran cuatro niveles de rigidez a flexión y no uno solo como en el modelo (4). Lo propio se considera para el nudo final como se aprecia en el modelo (7) de la Figura N° 16. La longitud de cada nivel de inercia en el nudo inicial es igual a $\lambda_a \cdot L/4$, y la magnitud se considera proporcional a las rigideces comprendidas entre $(EI)_a (EI)_0$. Para el nudo final se tienen las mismas consideraciones. (Aguiar, 2003)

PROCEDIMIENTOS PARA MODELOS NO-LINEALES EN RÓTULAS SEGÚN FEMA-356.

- a) **Tipo I:** En esta curva, las deformaciones son expresadas sin ambages en términos de esfuerzo, curvatura, rotación o elongación. Los parámetros “a” y “b” son en esencia porciones de deformación que ocurren a posterior de la fluencia, es rectificar las deformaciones plásticas. El parámetro “c” es la resistencia limitada a la que se llega tras la reducción de C a D. Los parámetros “a”, “b”, “c” pertenecen al marco de la legislación FEMA-356, no obstante alternativamente se pueden cuantificar mediante una confirmación empírico.

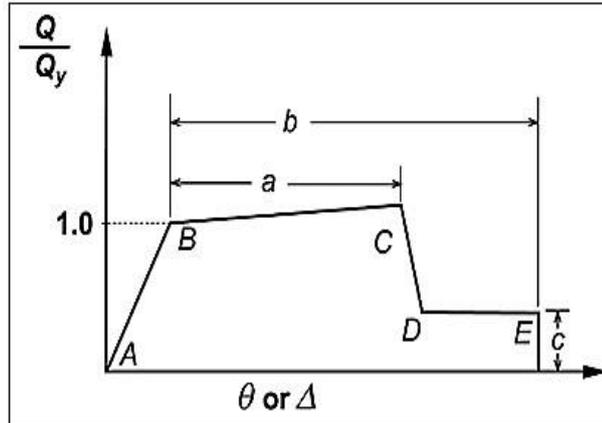


Figura 17: Procedimiento para hallar relaciones momento curvatura en vigas (FEMA-356).

- b) **Tipo II:** En esta curva las deformaciones se presentan en términos de cortante, y ratio de desplazamiento de entrepiso relativo. Los parámetros “d” y “e” indican una deformación total desde el origen. Los parámetros “c” y “d” y “e” están descritos numéricamente en el marco de la legislación FEMA-356, no obstante alternativamente se pueden cuantificar mediante una confirmación empírico.

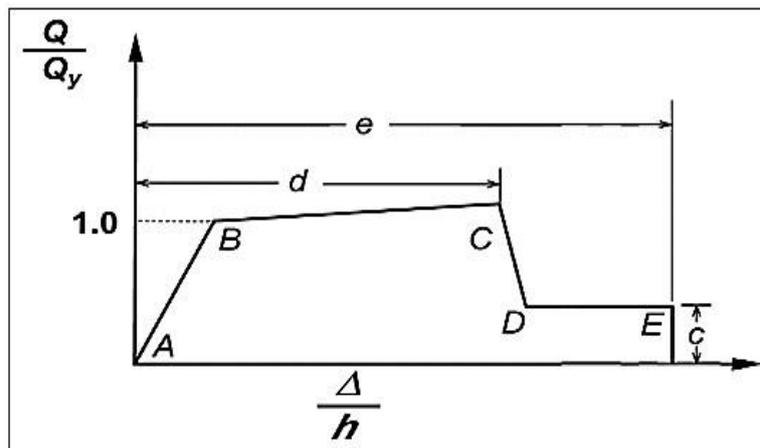


Figura 18: Procedimiento para hallar relaciones momento curvatura en placas (FEMA356).

Tabla 5: Criterio de aceptación no lineal para vigas de concreto armado.

| Parámetros de modelado y criterios de aceptación numéricos para procedimientos no lineales – Vigas de concreto armado. | | | | | | | | | | |
|---|-------------|-------------------------------|---|-------|----------------------------------|--|---------------------|-------|-------|-------|
| Condiciones | | | Parámetros de modelado | | | Criterios de aceptación | | | | |
| | | | Ángulo de rotación de plástico, radianes. | | Relación de resistencia residual | Ángulo de rotación de plástica, radianes | | | | |
| | | | | | | Nivel de desempeño. | | | | |
| | | | a | b | c | IO | Tipo de componente. | | | |
| Primario. | | Secundario. | | | | | | | | |
| | | | | | | LS | CP | LS | CP | |
| i. Vigas controladas por flexión. | | | | | | | | | | |
| $\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$ | Trans. Ref. | $\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$ | | | | | | | | |
| ≤ 0.0 | C | ≤ 3 | 0.025 | 0.050 | 0.2 | 0.0100 | 0.020 | 0.025 | 0.020 | 0.050 |
| ≤ 0.0 | C | ≥ 6 | 0.020 | 0.040 | 0.2 | 0.0050 | 0.010 | 0.020 | 0.020 | 0.040 |
| ≥ 0.5 | C | ≤ 3 | 0.020 | 0.030 | 0.2 | 0.0050 | 0.010 | 0.020 | 0.020 | 0.030 |
| ≥ 0.5 | C | ≥ 6 | 0.015 | 0.020 | 0.2 | 0.0050 | 0.005 | 0.015 | 0.015 | 0.020 |
| ≤ 0.0 | NC | ≤ 3 | 0.020 | 0.030 | 0.2 | 0.0050 | 0.010 | 0.020 | 0.020 | 0.030 |
| ≤ 0.0 | NC | ≥ 6 | 0.010 | 0.015 | 0.2 | 0.0015 | 0.005 | 0.010 | 0.010 | 0.015 |
| ≥ 0.5 | NC | ≤ 3 | 0.010 | 0.015 | 0.2 | 0.0050 | 0.010 | 0.010 | 0.010 | 0.015 |
| ≥ 0.5 | NC | ≥ 6 | 0.005 | 0.010 | 0.2 | 0.0015 | 0.005 | 0.005 | 0.005 | 0.010 |
| ii. Vigas controladas por corte. | | | | | | | | | | |
| Espaciamiento del estribo $\leq d/2$ | | | 0.003 | 0.020 | 0.2 | 0.0015 | 0.002 | 0.003 | 0.010 | 0.020 |
| Espaciamiento del estribo $> d/2$ | | | 0.003 | 0.010 | 0.2 | 0.0015 | 0.002 | 0.003 | 0.005 | 0.010 |
| iii. Vigas controladas por desarrollo inadecuado de empalme a lo largo del tramo. | | | | | | | | | | |
| Espaciamiento del estribo $\leq d/2$ | | | 0.003 | 0.020 | 0.0 | 0.0015 | 0.002 | 0.003 | 0.010 | 0.020 |
| Espaciamiento del estribo $> d/2$ | | | 0.003 | 0.010 | 0.0 | 0.0015 | 0.002 | 0.003 | 0.005 | 0.010 |
| iv. Vigas controladas por incrustaciones inadecuadas en la unión viga-columna. | | | | | | | | | | |
| | | | 0.015 | 0.030 | 0.020 | 0.010 | 0.010 | 0.015 | 0.020 | 0.030 |
| <ol style="list-style-type: none"> 1. Cuando más de una de las condiciones i, ii, iii y iv ocurre para un componente dado, use el valor numérico apropiado mínimo de la tabla. 2. “C” y “NC” son abreviaturas para conformar y reforzar el refuerzo no conforme. Un componente es conforme si, dentro de la región de la bisagra plástica en flexión, los estribos están espaciados en $\leq d/3$, y si, para componentes de demanda de ductilidad moderada y alta, la fuerza proporcionada por los estribos (V_s) es al menos tres cuartas partes del diseño de corte. De lo contrario, el componente se considera no conforme. 3. Se permitirá la interpolación lineal entre los valores enumerados en la tabla. | | | | | | | | | | |

Fuente: Informe de tesis para obtener el Título Académico de Ingeniero

Civil (Alemán García L. X. y Naranjo Quimbiulco L. F., 2011).

IO: Ocupación inmediata.

LS: Seguridad de vida.

CP: Prevención de colapso.

- Componente primario: La deformación controlada por flexión.
- Componente secundario: La deformación controlada por otro tipo de fuerza.

Tabla 6: *Criterio de aceptación no lineal para columnas de concreto armado.*

| Parámetros de modelado y criterios de aceptación numéricos para procedimientos no lineales – Columnas de concreto armado. | | | | | | | | | | |
|---|--|-------------------------------|----------------------------------|--|-------|-------------------------|----------|-------|------------|-------|
| Condiciones | Parámetros de modelado | | | | | Criterios de aceptación | | | | |
| | Ángulo de rotación de plástico, radianes | | Relación de resistencia residual | Ángulo de rotación de plástico, radianes | | | | | | |
| | Nivel de desempeño | | | | | | | | | |
| | Tipo de componente | | | | | IO | Primaria | | Secundaria | |
| | a | b | c | LS | CP | | LS | CP | | |
| i. Columnas controladas por flexión. | | | | | | | | | | |
| $\frac{P}{A_s f'_c}$ | Trans Reinf | $\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$ | | | | | | | | |
| ≤ 0.1 | C | ≤ 3 | 0.020 | 0.030 | 0.2 | 0.005 | 0.015 | 0.020 | 0.020 | 0.030 |
| ≤ 0.1 | C | ≥ 6 | 0.016 | 0.024 | 0.2 | 0.005 | 0.012 | 0.016 | 0.016 | 0.024 |
| ≥ 0.4 | C | ≤ 3 | 0.015 | 0.025 | 0.2 | 0.003 | 0.012 | 0.015 | 0.018 | 0.025 |
| ≥ 0.4 | C | ≥ 6 | 0.012 | 0.020 | 0.2 | 0.003 | 0.010 | 0.012 | 0.013 | 0.020 |
| ≤ 0.1 | NC | ≤ 3 | 0.006 | 0.015 | 0.2 | 0.005 | 0.005 | 0.006 | 0.010 | 0.015 |
| ≤ 0.1 | NC | ≥ 6 | 0.005 | 0.012 | 0.2 | 0.005 | 0.004 | 0.005 | 0.008 | 0.012 |
| ≥ 0.4 | NC | ≤ 3 | 0.003 | 0.010 | 0.2 | 0.002 | 0.002 | 0.003 | 0.006 | 0.010 |
| ≥ 0.4 | NC | ≥ 6 | 0.002 | 0.008 | 0.2 | 0.002 | 0.002 | 0.002 | 0.005 | 0.008 |
| ii. Columnas controladas por corte. | | | | | | | | | | |
| Todos los casos | | | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | 0.003 | 0.004 |
| | | | | | | | | | 0 | 0 |
| iii. Columnas controladas por desarrollo inadecuado o empalme a lo largo de la altura libre. | | | | | | | | | | |
| Espaciado del estribos $\leq d/2$ | | | 0.010 | 0.020 | 0.4 | 0.005 | 0.005 | 0.01 | 0.010 | 0.02 |
| Espaciado del estribos $> d/2$ | | | 0.000 | 0.010 | 0.2 | 0.000 | 0.000 | 0.00 | 0.005 | 0.01 |
| iv. Columnas con cargas axiales que excedan 0.70P₀. | | | | | | | | | | |
| Conformando estribos en toda la longitud | | | 0.015 | 0.025 | 0.02 | 0.0 | 0.005 | 0.01 | 0.01 | 0.02 |
| Todos los demás casos | | | 0.000 | 0.000 | 0.00 | 0.0 | 0.000 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |

1. Cuando más de una de las condiciones i, ii, iii y iv ocurre para un componente dado, use el valor numérico apropiado mínimo de la tabla.
2. “C” y “NC” son abreviaturas para conformar y reforzar el refuerzo no conforme. Un componente es conforme si, dentro de la región de la bisagra plástica en flexión, los estribos están espaciados en $\leq d/3$, y si, para componentes de demanda de ductilidad moderada y alta, la fuerza proporcionada por los estribos (V_s) es al menos tres cuartas partes del diseño de corte. De lo contrario, el componente se considera no conforme.
3. Para calificar, las columnas deben tener refuerzo transversal compuesto de estribo. De lo contrario, las acciones serán tratadas como controladas por la fuerza.
4. Se permitirá la interpolación lineal entre los valores enumerados en la tabla.
5. Para las columnas controladas por corte, véase la sección 6.5.2.4.2 para los criterios de aceptación

Fuente: Tesis para optar el título de grado académico de Ingeniería Civil

(Alemán García L. X. y Naranjo Quimbiulco L. F., 2011).

IO: Ocupación inmediata.

LS: Seguridad de vida.

CP: Prevención de colapso.

- Componente primario: La deformación controlada por flexión.
- Componente secundario: La deformación controlada por otro tipo de fuerza.

ANALISIS NO LINEAL ESTÁTICO – PUSHOVER.

Este método no lineal de carácter estático se le conoce con la denominación de: método de Pushover y consiste en aplicar una distribución de forma vertical de carga lateral a la estructura la cual debe ir aumentando monótonamente hasta el punto que la estructura alcance el desplazamiento máximo, mediante la gráfica del cortante en la base y el desplazamiento en el tope de la estructura. Por lo general se coloca una carga triangular representando las fuerzas del primer modo de vibración. (Oviedo, 2015)

Respecto al análisis inelástico consiste en el análisis no lineal completo de historia con respecto al tiempo, a veces se considera complejo e impráctico para uso general. Un análisis simplificado es el proceso de análisis estático no lineal, para estimar el desempeño de la estructura. (Oviedo, 2015)

1.1.1.1. DEMANDA SISMICA.

A) PELIGRO SÍSMICO.

El Perú, país altamente sísmico, pertenece al cinturón del pacifico donde se concentra una gran actividad sísmica, un posible evento sísmico de gran magnitud generaría pérdida de vidas humanas y pérdidas materiales.

Es importante conocer el comportamiento que tendrá una estructura ante alguna eventualidad sísmica, para poder planificar y anticipar posibles daños que se puedan dar, la mejor manera de conocer el comportamiento sísmico de alguna zona requerida es mediante la evaluación del peligro sísmico de forma determinística o probabilísticos. (Santana, 2012)

La peligrosidad sísmica se conoce como el hecho de ocurrencia, dentro de un intervalo de tiempo específico y dentro de una zona determinada, entre algunos parámetros del suelo tenemos: aceleración, velocidad, desplazamiento, magnitud o intensidad son cuantificados. (Aguilar, 2008)

- **Peligro sísmico determinístico.**

Según, (Aguilar, 2016) El análisis de peligro sísmico determinístico abarca el desarrollo de un terremoto escenario sobre el cual se basa la evaluación del peligro del movimiento sísmico en un lugar. El escenario consiste en la ocurrencia de un terremoto de tamaño especificado en una zona determinada. Para un análisis típico de peligro sísmico se puede dividir en 4 pasos.

- i) Identificación y caracterización de todas las fuentes sismogénicas capaces de producir movimientos sísmicos significativos en el sitio de interés. La caracterización de la fuente incluye la definición de cada fuente y su potencial sísmico. (Aguilar, 2016)
- ii) Selección del parámetro de distancia fuente-a-sitio para cada fuente. En la mayoría de los análisis de peligro sísmico

determinístico, se selecciona la menor distancia entre la fuente y el sitio de interés. La distancia será expresada en distancias epicentrales o hipocentrales, esto depende de los valores que se consideren en cuenta a las relaciones de predicción. (Santana, 2012)

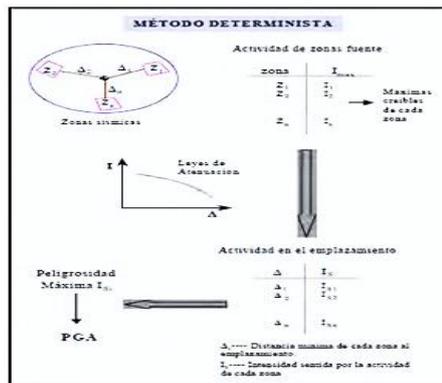


Figura 19: Esquema del método de cálculo de la peligrosidad determinista.

- iii) El sismo dominante (es decir, el sismo que genere prominente niveles de movimiento=, expresamos en términos de algún parámetro en el sitio del desplazamiento tectónico. Para esto será necesario comprar los seísmos identificados en el paso a), suponiendo que aquello suceda a distancias determinadas en el paso b). Aquí el seísmo dominante se determina su magnitud y longitud del sitio interesado. . (Aguilar, 2016).
- iv) La existencia de riesgo en el sitio está definida, donde comúnmente se ve en términos del desplazamiento tectónico ocasionado en el lugar del seísmo dominante. Su principal naturaleza están descritas por los picos de aceleración, rapidez y ordenadas del espectro de respuesta, estos parámetros surgen mediante el entrelazo de predicción, que se basan principalmente de las ecuaciones de ondas. Como se vio, siguiendo este proceso de análisis de riesgo sismico determinístico es simple. Este método proporciona directamente la evaluación del desplazamiento tectónico y

generalmente se aplica para el diseño de estructuras cuyas fallas generarían consecuencias fatales.

Como se vio, siguiendo este proceso de análisis de peligro sísmico determinístico es simple. Este método proporciona directamente la evaluación del movimiento sísmico y generalmente se aplica para el diseño de estructuras cuyas fallas generarían consecuencias fatales. (Aguilar, 2016)

- **Ventajas y desventajas del peligro sísmico determinístico.**

El peligro sísmico determinístico cuenta como una ventaja por el hecho de que es muy simple y claro, permitiendo hallar directamente el valor de peligro en el sitio e ir actualizándolo a medida que se conozca información reciente respecto al sismo máximo. Pero este método determinístico tiene como desventaja de que no considera las incertidumbres en las magnitudes y la localización de los sismos, incluido el nivel de movimiento de suelo que pueda ocurrir en el tiempo de vida útil de cierta estructura. (Bolaños & Monroy, 2004)

B) ANÁLISIS DE DEMANDA SÍSMICA DETERMINÍSTICA.

- **Estimación del movimiento sísmico de diseño.**

El autor nos hace referencia a los movimientos que sufre la cimentación libre de estratos; que quiere decir eso, como sabemos los estratos son las capas en qué se presentan dividido los sedimentos sin perjudicar a dicha estructura. Pero cuando el movimiento corresponde a un punto diferente se tendrá que calcular con técnicas de deconvolucion que se refiere a las operaciones matemáticas empleadas para recuperar datos de un proceso físico. (Aguilar, 2016).

En el diseño de obras civiles se recomienda llevar a cabo una estimación de movimientos sísmicos, y almacenarlos mediante un registro, obteniendo así espectros de respuesta de la estructura, y así verificar si presentan niveles de movimiento que pueden ocasionar a la misma estructura. (Santana, 2012)

- **Métodos para estimar y generar movimientos sísmicos de diseño.**

Hay 5 probabilidades a la hora de estimar y generar movimientos sísmicos para diseño. (Aguilar, 2016)

- a. Usar registros de movimientos sísmicos obtenidos en el lugar, para el nivel sísmico de diseño deseado.
- b. Método teórico basado en el modelo de falla.
- c. Método Semi-empírico basado en el modelo de falla.
- d. Usar espectros de estándar duración del movimiento.
- e. Usar registros de movimientos sísmicos alternativos.

La jerarquía en que estas probabilidades indica las prioridades del uso de las mismas, teniendo en cuenta la información disponible. Cuando existan asientos de desplazamientos tectónicos obtenidos en el lugar, estos contendrán toda la información real de la respuesta del suelo, siendo los más adecuados para representar el desplazamiento de diseño. En el caso que no existan asientos tectónicos se podría especificar los parámetros de la falla y la estructura de velocidades del trayecto de propagación de las ondas entre la fuente y el lugar, se deberá usar la segunda opción. Si sólo se pueden especificar los parámetros de la falla y se cuentan con los asientos de desplazamientos pequeños en el lugar, se podrá usar la tercera opción. La cuarta opción se podrá utilizar cuando se conozcan la dimensión del sismo de diseño y la longitud de la fuente al lugar. (Aguilar, 2016).

Desde el punto de vista de la analogía de estas metodologías, las cinco posibilidades se pueden clasificar en tres métodos:

- i. Método del uso de asientos de desplazamientos tectónicos (opciones a y e).
- ii. Método basado en el modelo de falla (opciones b y c).
- iii. Método del uso del espectro estándar (opción d)

C) **ESPECTRO DE DEMANDA SÍSMICA.**

La Demanda Sísmica actúa de manera rápida para identificar el desplazamiento máximo o punto de desempeño representado en un espectro. Estos espectros nos ayudan a determinar el Desempeño Sísmico de Edificaciones con la base de estudios de la Dinámica. (Santana, 2012)

- **Construcción de espectros de respuesta.**

Un problema fundamental en dinámica de estructuras es hallar un sistema, con una masa m , una rigidez k y un amortiguamiento ε a ante un requerimiento sísmico en la base de la estructura caracterizada por una cierta aceleración $\ddot{x}_g(\tau)$.

$$S = \int_0^t e^{-\omega\varepsilon(t-\tau)} \cdot \ddot{x}_g(\tau) \cdot \text{Sen}\omega\sqrt{1-\varepsilon^2}(t-\tau) d\tau$$

$$C = \int_0^t e^{-\omega\varepsilon(t-\tau)} \cdot \ddot{x}_g(\tau) \cdot \text{Cos}\omega\sqrt{1-\varepsilon^2}(t-\tau) d\tau$$

Ecuación básica de la aceleración absoluta para el método tiempo-historia.

$$X(t) = \frac{1-2\varepsilon^2}{\sqrt{1-\varepsilon^2}} \cdot \omega \cdot S + 2\omega\varepsilon \cdot C$$

Para sistemas con poco amortiguamiento ($\varepsilon \leq 20\%$) como son las estructuras convencionales:

$$\sqrt{1-\varepsilon^2} \cdot \omega = 0.98\omega \approx \omega$$

$$\ddot{X}(t) = \omega \cdot \int_0^t e^{-\omega\varepsilon(t-\tau)} \cdot \ddot{x}_g(\tau) \cdot \text{Sen}\omega(t-\tau) d\tau$$

Para el diseño sísmo resistente nos interesa conocer principalmente la respuesta máxima. Por ejemplo, nos interesa conocer el desplazamiento lateral máximo, la cortante basal máxima, el momento de volteo máximo, etc. (Santana, 2012)

Para elaborar el espectro de respuesta de aceleraciones absolutas a una sollicitación sísmica expresada $\ddot{x}_g(\tau)$, se hará uso de la integral de Duhamel, la misma que es evaluado para una familia de sistemas de 1GDL en función a su frecuencia w_i , y amortiguamiento común "ε", respuesta máxima S_{a_i} .

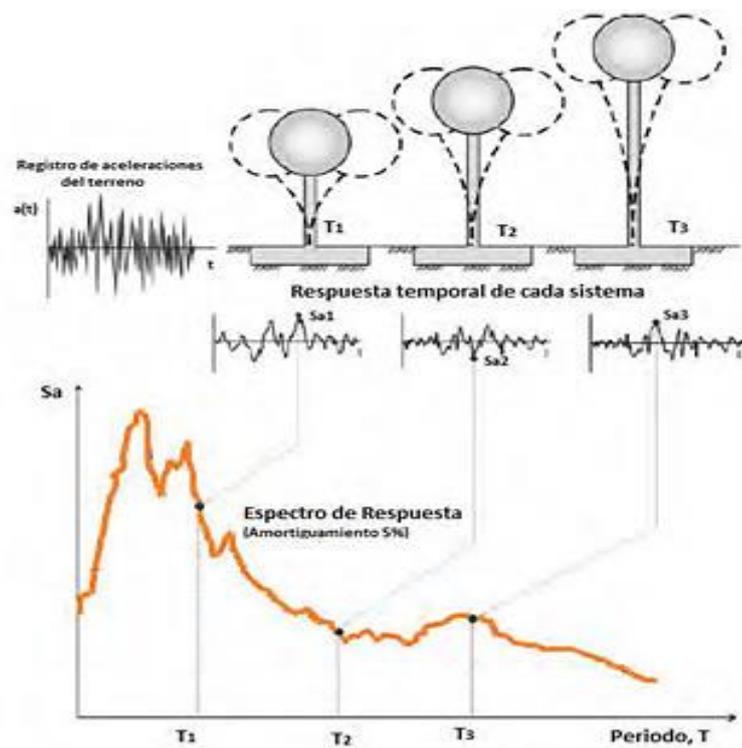


Figura 20: Espectro de respuesta de demanda sísmica.

El espectro de respuesta consiste en la representación gráfica de la respuesta (aceleración, velocidad o desplazamiento) en función del periodo natural de vibración del sistema. Esto es, el espectro de respuesta nos da información de la respuesta máxima para toda una familia de sistemas de 1 GDL. Por lo tanto, si queremos determinar

la respuesta máxima disponiendo del diagrama espectral para una excitación específica en la base, es necesario saber solamente la frecuencia natural del sistema. (Santana, 2012)

- **Conversión del espectro de respuesta en formato (ADRS).**

(Freeman, 1982) Tradicionalmente, en la ingeniería sísmica se utiliza un espectro de respuesta indicado las aceleraciones en función del periodo para temas de análisis y diseño de estructuras basados en las fuerzas. Sin embargo, durante los últimos años se ha conocido que los parámetros más influyentes a la hora del diseño son: desplazamientos y deformaciones. Por lo tanto, se ha promovido el uso de espectros de respuesta en el formato ADRS (S_a vs S_d) para propósitos de diseño basado en el desempeño sísmico. La principal ventaja de este formato es que la capacidad y la demanda pueden superponerse propiamente en el diagrama, obteniendo una solución gráfica indicando el nivel de desempeño de alguna estructura. (Santana, 2012)

Para la conversión al formato (S_a versus S_d), se usará la expresión siguiente:

$$S_{di} = \left(\frac{T_i^2}{4\pi^2} \right) \cdot S_{ai}$$

1.1.1.2. CAPACIDAD ESTRUCTURAL.

La capacidad de una estructura depende principalmente de la resistencia y deformación máxima. Por tanto para conocer sus capacidades superando el límite elástico, será necesario utilizar un tipo de análisis no lineal, como puede ser el análisis estático no lineal de Pushover. El modelo matemático de la estructura se va variando para tener en cuenta la reducción de resistencia de los elementos que estas ceden. De esta forma, se aplican grupos de fuerzas horizontales. Donde se incrementan de manera monótonica hasta alcanzar su máxima capacidad de la estructura. (Bonett, 2003).

Una curva de capacidad se define como la relación existente de la resistencia a la carga lateral de la estructura y el desplazamiento lateral característico. La capacidad de una estructura depende de la resistencia y deformación máxima de sus componentes individuales.

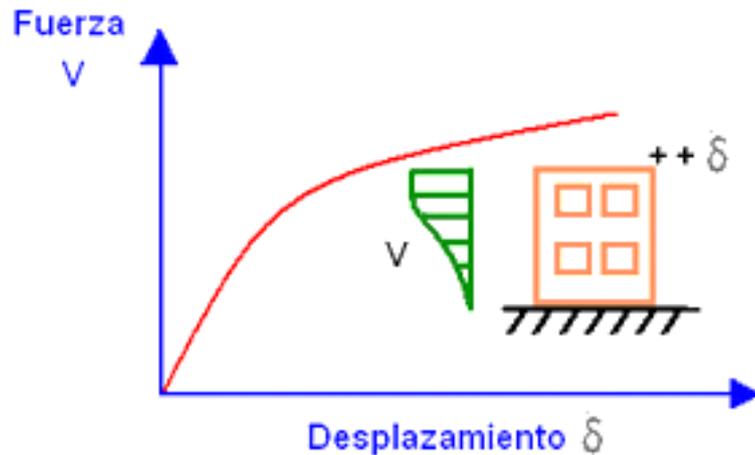


Figura 21: Curva de capacidad de una estructura.

A) **CURVA DE CAPACIDAD.**

El valor de capacidad de una estructura dependerá de la resistencia y capacidades de deformación de sus componentes individuales. Para hallar la capacidad superando los límites elásticos, necesariamente se debe realizar un análisis no lineal, como el procedimiento pushover.

El procedimiento se puede abreviar en lo siguiente: la guía matemática de una estructura, inicialmente sin rótulas, es expuesto a la resistencia lateral que intervienen a nivel de piso hasta que algunos componentes alcancen su límite elástico, luego la estructura es modificada para tomar en cuenta la resistencia reducida de componentes donde su espacio ha sido rebasada y se han producido rótulas. Este proceso se continúa hasta que la estructura se convierta inestable o que un predeterminado límite sea alcanzado. La curva de capacidad Pushover indica que como se comporta la estructura luego de exceder su límite elástico. (Delgadillo, 2005)

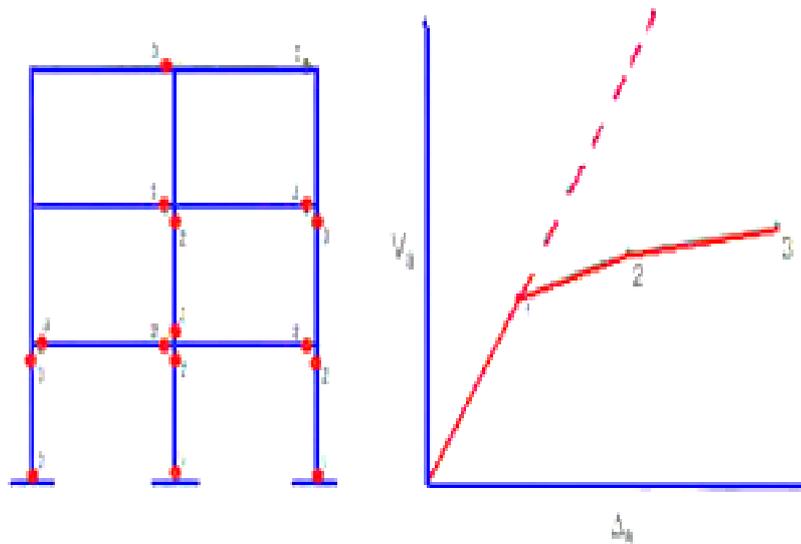


Figura 22: Mecanismo de colapso formado (SEAOC, 1995).

Para obtener una representación realista de los esfuerzos sísmicos, se hace uso una distribución de las fuerzas sísmicas laterales con similitud a las de las fuerzas sísmicas estáticas equivalentes, las cuales siguen la forma del modo fundamental.

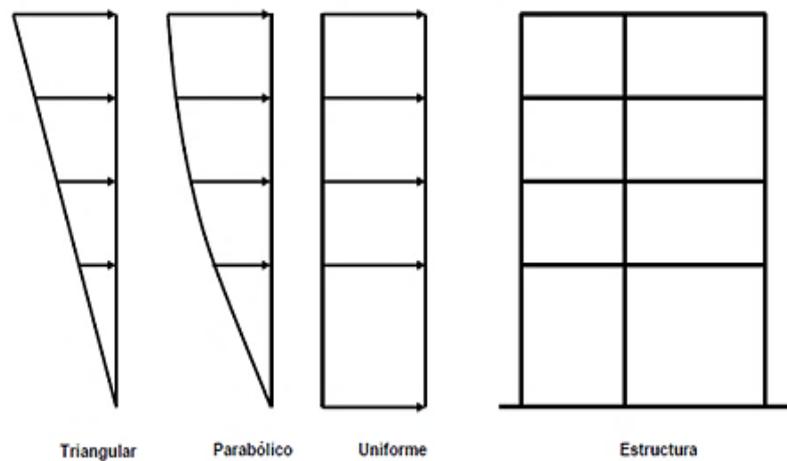


Figura 23: Patrones de distribución de cargas laterales para un análisis Pushover.

(Chopra y Goel, 1999) La forma de distribución de las fuerzas laterales (triangular, parabólica, uniforme, etc.) aplicadas a una estructura, influye en la evaluación de las curvas de capacidad. No existe un único patrón de fuerzas que sea universalmente aceptado. (Santana, 2012)

- **Limitaciones de la técnica del Pushover.**
 - El procedimiento utilizado en el análisis pushover se asume que el deterioro solo depende de la distorsión lateral de la estructura, prescindiendo los efectos de la duración y disolución de la energía acumulada. Por lo tanto, la adaptabilidad de esta medida del deterioro es simplista principalmente para estructuras no dúctiles, cuyos ciclos inelásticos presentan un rívido estrechamiento y una forma errática. (Bonett, 2003).
 - El Pushover habitualmente es perceptivo al patrón de cargas aplicadas ya sea triangular, parabólico o uniforme.
 - Los cambios progresivos en las propiedades modales que ocurren en la estructura cuando experimenta transferencia no lineal cíclica durante un seísmo no son considerados en este tipo de análisis. (Bonett, 2003)

B) ESPECTRO DE CAPACIDAD.

Para favorecer un balance directa con el espectro de demanda, la curva de capacidad se convierte a un espectro de capacidad mediante un cambio de variable, de forma que el cortante en la base V_{base} , se transforma a aceleración espectral S_a , y el desplazamiento en el último piso Δ_{techo} , a desplazamiento espectral S_d . Esto se hace utilizando las características dinámicas de la estructura. (Santana, 2012)

- **Conversión de la curva de capacidad a un espectro de capacidad.**

Para usar el Método del Espectro de Capacidad propuesto por la ATC-40, será necesario la conversión de la curva de Capacidad, que se encuentra en términos del cortante basal y desplazamiento del techo, a un Espectro de Capacidad que es una representación de la Curva de Capacidad en un formato de

Espectro de Respuesta Aceleración-Desplazamiento ADRS (S_a versus S_d). (Santana, 2012)

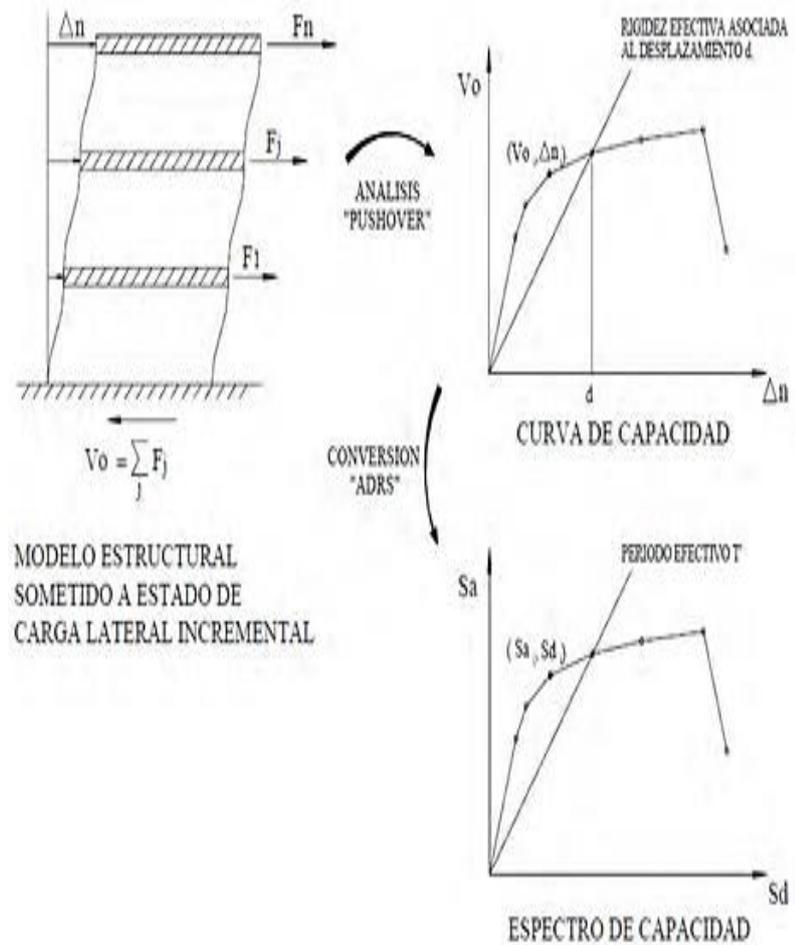


Figura 24: Transformación de la curva de capacidad a espectro de capacidad.

Según, (Santana, 2012) El proceso para la conversión de la Curva de Capacidad a Espectro de Capacidad es:

Primero para el modo fundamental calcular el factor de participación modal PF_1 y el coeficiente de masa efectiva α_1 , Segundo, para cada punto sobre la curva de capacidad (V, Δ_{techo}) , hallar el asociado punto (S_a, S_d) , usando las ecuaciones descritas a continuación:

$$PF_1 = \frac{\sum_{i=1}^N \left(\frac{w_i}{g}\right) \phi_{i1}}{\sum_{i=1}^N \left(\frac{w_i}{g}\right) \phi_{i1}^2}$$

$$\alpha_1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^N \left(\frac{w_i}{g}\right) \phi_{i1}\right]^2}{\left[\sum_{i=1}^N \left(\frac{w_i}{g}\right)\right] \left[\sum_{i=1}^N \left(\frac{w_i}{g}\right) \phi_{i1}^2\right]}$$

$$S_{di} = \frac{V_i}{\alpha_1 w}$$

$$S_{di} = \frac{\Delta_{techo,i}}{PF_{R1} w} = \frac{\Delta_{techo,i}}{PF_1 \phi_{techo,1}}$$

En donde:

PF_1 = Factor de participación modal para el primer modo natural.

α_1 = Coeficiente modal de masa efectiva para el primer modo natural.

S_{ai} = Aceleración espectral.

S_{di} = Desplazamiento espectral (S_a y el asociado S_d componen puntos sobre espectro de capacidad).

T_i = Periodo modal de vibración.

PF_{R1} = Factor de participación modal para el primer modo natural en el techo.

w_i = Peso asignado al nivel i

ϕ_{i1} = Amplitud del modo 1 en el nivel i

N = Nivel N, el nivel que es el más alto en la parte principal de la estructura.

V_i = Cortante basal.

w = Peso muerto del edificio más probable carga viva.

$\Delta_{techo,i}$ = Desplazamiento del techo.

- **Factor de participación modal y coeficiente de masa efectiva.**

El método Pushover modifica un sistema de grados de libertad múltiples a un sistema equivalente de un grado de libertad, haciéndose uso de las propiedades dinámicas del modo de vibración, permitiendo calcular el Factor de Participación Modal y el Coeficiente de Masa Efectiva. (Santana, 2012)

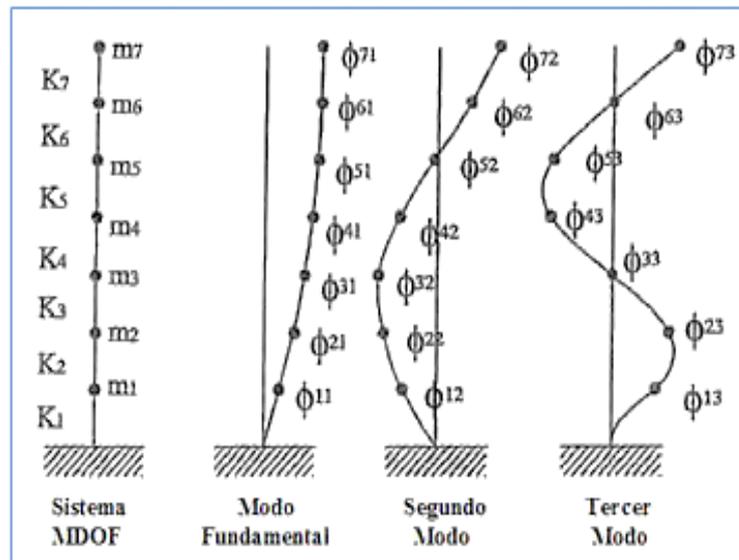


Figura 25: Sistema de múltiples grados de libertad.

Según, (Santana, 2012) Cada sistema de múltiples GDL puede ser representado por un sistema equivalente de un GDL con masas (M^*) y rigideces (K^*) efectivas. M^* y K^* se encuentran en función de las formas de modo. Este concepto, como se muestra en la Figura 26, representan a los cimientos del cálculo de espectros de capacidad para el análisis de edificios de varios niveles.

Para cada forma de modo de vibración, con el periodo, la forma de modo, la distribución de masas, y la obtención del espectro de respuesta y del espectro de capacidad por el procedimiento descrito, se puede calcular la máxima respuesta de la estructura frente a eventos sísmicos de gran magnitud.

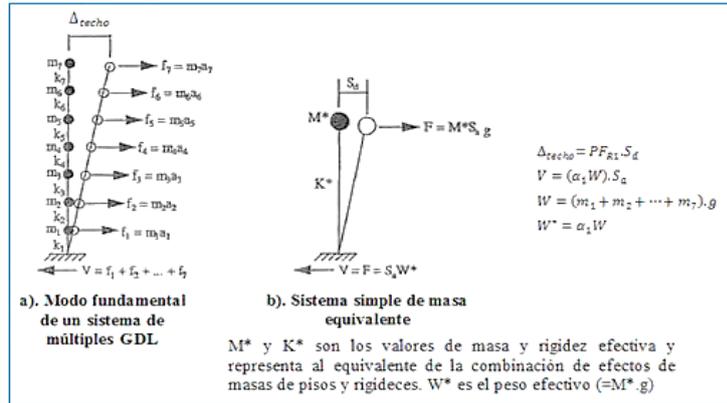


Figura 26: Sistema de múltiples GDL, representado por un sistema equivalente de masa única

- **Factor de participación modal.**

En la Figura N° 25 el diagrama b) es equivalente al diagrama a). En otras palabras, si durante un movimiento sísmico se mueve la masa M^* una distancia de S_d , el techo del edificio se moverá una distancia Δ_{techo} . La proporción de Δ_{techo} a S_d , es definido por la participación modal para el modo fundamental en el nivel del techo, el cual es $PF_{R1} = PF_1 \phi_{techo,1}$.

$$PF_1 = \frac{m_7 \phi_{71} + m_6 \phi_{61} + \dots + m_1 \phi_{11}}{m_7 \phi_{71}^2 + m_6 \phi_{61}^2 + \dots + m_1 \phi_{11}^2}$$

$$PF_{R1} = PF_1 \cdot \phi_{71}$$

$$\Delta_{techo} = PF_{R1} \cdot S_d$$

- **Coefficiente de masa efectiva.**

En la Figura N° 26 (a), la adición de las fuerzas f_1 a f_7 es la cortante basal V , para el modo fundamental. Los valores de f_i son los mismos que los valores F_{i1} en la ecuación $F_{i1} = PF_1 \phi_{techo,1} S_{d1} w$ (por ejemplo, $f_7 = F_{71}$). La adición de las fuerzas de los pisos F_{i1} para el modo 1, es igual a la cortante basal V .

De esta relación podemos señalar lo siguiente:

$V = (\alpha_1 w). S_a$; es la cortante en el diagrama de la Figura N° 25 (a).

$V = (w^*). S_a$; es la cortante basal en el diagrama de la Figura N° 25 (b).

$w^* = \alpha_i w$; es el peso efectivo

$$w = (m_1 + m_2 + \dots + m_7). g$$

Para el modo 1:

$$\alpha_1 = \frac{(m_7 \phi_{71} + m_6 \phi_{61} + \dots + m_1 \phi_{11})^2}{(m_7 + m_6 + \dots + m_1)(m_7 \phi_{71}^2 + m_6 \phi_{61}^2 + \dots + m_1 \phi_{11}^2)}$$

- **Valores estándar de α_1 y PF_{R1} .**

La Tabla 6, muestra ciertos valores de forma estándar que pueden ser empleados como aproximaciones en reemplazo de los valores calculados.

Tabla 7: α_1 y PF_{R1} coeficiente para edificios regulares.

| Número de pisos | α_1 | PF_{R1} |
|-----------------|------------|-----------|
| 1 | 1.00 | 1.00 |
| 2 | 0.90 | 1.20 |
| 3 | 0.86 | 1.30 |
| 5 | 0.82 | 1.35 |
| Mayor a 10 | 0.78 | 1.40 |

Fuente: Tesis para optar el grado de Maestro en Ciencias con Mención en Ingeniería Estructural (Santana Tapia R. D., 2012).

C) **REPRESENTACIÓN BI LINEAL DE LA CURVA DE CAPACIDAD.**

Según, (Burgos, 2007) Para fines del presente análisis, se ha admitido dicho procedimiento con algunas pequeñas variaciones en la determinación del desplazamiento último y en el cálculo de la rigidez efectiva de la estructura, con el fin de ser coherentes con lo que se ha venido desarrollando en los párrafos anteriores. Según esto, se describe el procedimiento mediante los siguientes pasos:

- i) Se conoce el desplazamiento último D_u y su correspondiente cortante basal V_u , cuando un componente de la edificación alcanza su momento o resistencia última. Estos valores definen el punto B de la Figura N° 26. El FEMA 356 indica que este desplazamiento con el método del coeficiente de desplazamiento. (Burgos, 2007)
- ii) Se calcula el área bajo la curva de capacidad A_{curva} utilizando un método de integración como la regla de los trapecios.
- iii) Se calcula la rigidez lateral efectiva de la estructura o pendiente inicial K_e de la curva bilineal. Se obtiene combinando, con una línea recta, el origen O y el punto sobre la curva de capacidad, en donde se ha producido la primera fluencia (D_y'', V_y'').

$$K_e = \frac{V_y}{D_y}$$

- iv) Se halla la cortante basal de fluencia V_y . Este valor se elige arbitrariamente, y se redefine mediante un proceso iterativo que iguala las áreas bajo la curva real de capacidad A_{curva} y la curva bilineal idealizada $A_{bilineal}$. (Burgos, 2007)
- v) Se calcula el desplazamiento de fluencia D_y , el cual se define como:

$$D_y = \frac{V_y}{K_e}$$

- vi) Se define la curva bilineal mediante las rectas OA y AB y se calcula el área de la curva bilineal $A_{bilineal}$.
- vii) Se determina el error ε en la representación bilineal como:

$$\varepsilon = \frac{A_{curva} - A_{bilineal}}{A_{curva}} \times 100$$

Según, (Burgos, 2007) Indica que si el error es mayor al nivel de tolerancia mínimo, será necesario una nueva iteración, en donde el nuevo valor de cortante basal de fluencia sería:

$$V_y^{i+1} = \frac{A_{curva}}{A_{bilineal}} \times V_y^i$$

Y eso se repite los pasos 4 a 7 con el nuevo V_y .

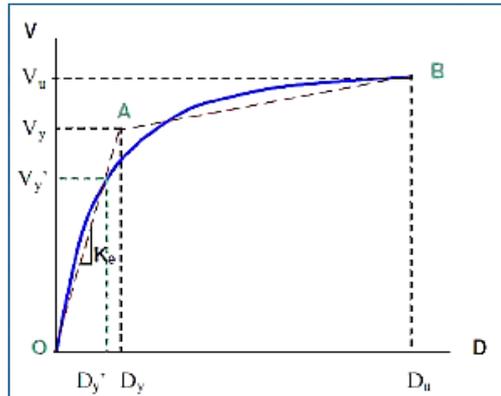


Figura 27: Representación bilineal de la curva de capacidad.

1.1.1.3. PUNTO DE DESEMPEÑO.

El punto de desempeño sísmico de la estructura se calcula cuando la condición de su capacidad es igual a la condición de la demanda sísmica impuesta, que gráficamente lo representa el punto de intersección entre las curvas de capacidad estructural y demanda sísmica. Sin embargo, hay que tener en cuenta que la curva de capacidad se determina reduciendo la curva de capacidad inicial o espectro elástico de la demanda hasta interceptar la curva de capacidad. (Sinisterra, 2017)

- **Métodos para determinar el punto de desempeño.**

Existen diversos procedimientos de análisis estático no lineal para calcular la planificación de nuevas estructuras, para tema de estructuras existentes y para los análisis de vulnerabilidad y daño causados por seísmo. Entre los resaltantes procedimientos simplificados de análisis estático no lineal destacan:

- **Método del Espectro Capacidad - Demanda.** Permite encontrar el punto de desempeño gráficamente en el formato ADRS, el cual sería el punto de intersección del espectro de capacidad con el espectro de demanda inelástica. (Burgos,

2007)

- **Método del Coeficiente de Desplazamiento.** Proceso numérico que estima la demanda de desplazamiento. no es necesario a conversión la curva de capacidad a coordenadas espectrales. Este método se limita a edificios regulares y que no sean afectados apreciablemente por los modos superiores ni por torsión. (Delgadillo, 2005)
- **Método de la Secante.** Es un método numérico que reemplaza la estructura por otra con rigidez secante o efectiva.

Para propósito de este análisis, se ha adoptado el método del espectro de capacidad-demanda con algunas pequeñas variaciones con respecto al ATC 40, ya que este método permite hacer una contemplación gráfica muy clara comparando directamente al espectro de capacidad global (fuerza-desplazamiento) de la estructura con el espectro de respuesta representativo de la demanda sísmica, facilitando una rápida interpretación de la respuesta ante un movimiento del campo. (Santana, 2012).

- **Método del espectro capacidad - demanda.**

Este método es de directa aplicación; incluye los siguientes pasos. Transformar la curva de capacidad a un espectro de capacidad.

1. Desarrollar un espectro de respuesta de demanda elástico, apropiado para el sitio.
2. Transformar la curva de capacidad a un espectro de capacidad.
3. Superponer el espectro de capacidad y el espectro de respuesta de demanda elástico en el mismo formato ADRS. ($S_a - S_d$).

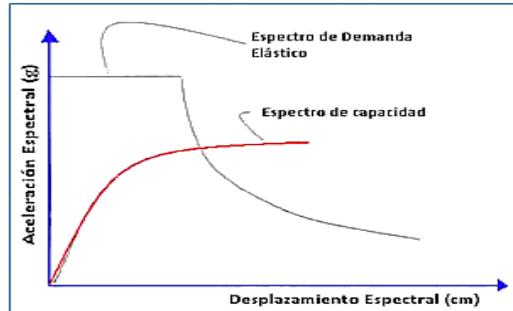


Figura 28: Procedimiento después del paso 2.

4. Se impone una ductilidad del sistema μ , y se calcula el factor de reducción R_μ .
5. Se encuentra el espectro inelástico dividiendo el espectro elástico por R_μ .

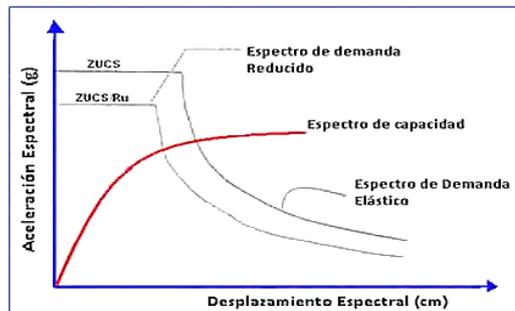


Figura 29: Procedimiento después del paso 5.

6. Se determina el punto de intersección del espectro de capacidad con el espectro de demanda inelástico y se calcula la ductilidad efectiva μ_{ef} , dividiendo el desplazamiento máximo entre el desplazamiento de fluencia. (Burgos, 2007)

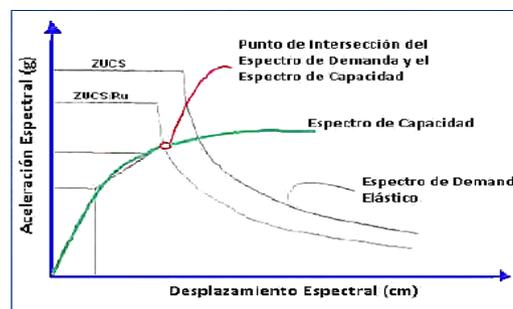


Figura 30: Procedimiento después del paso 6.

7. Se compara la ductilidad efectiva con la ductilidad impuesta en el paso 4, si el error es menor a una tolerancia dada, se habrá

encontrado el punto de demanda, caso contrario se repite desde el paso 2. (Burgos, 2007)

1.1.2. ANÁLISIS Y DESEMPEÑO SÍSMICO

El análisis sísmico de las edificaciones se desarrolla en dos procedimientos como el estático y dinámico. Asimismo, estos, poseen dos metodologías como la linealidad y la no-linealidad, que su uso dependerá de las características que presenta el edificio. (Flores, 2018)

El análisis lineal de una edificación, se efectúa de una manera simplificada. Teniendo en cuenta el comportamiento de este, en el rango elástico lineal; aceptando que la elasticidad del material y el momento de inercia se desarrollan de manera constante. En cambio, en el análisis no lineal, se desarrolla con una aproximación más cercana a la realidad. Ya que el material inicialmente mostrara un comportamiento elástico lineal hasta alcanzar la cedencia, en la cual el elemento mostrara un cambio en la rigidez teniendo el comportamiento plástico.

El análisis sísmico basado en desempeño analiza los diferentes comportamientos tanto del material con la que está conformado el elemento estructural como también la sección que este presenta. (Flores, 2018)

1.1.3. MODELAMIENTO DE VIGAS.

De acuerdo al diseño por capacidad (columna fuerte/viga débil), se espera que las vigas fluctúen antes que las columnas. Para modelar cada rótula plástica se necesita la siguiente información, que contempla el comportamiento inelástico de los diferentes componentes estructurales, ante una sollicitación sísmica. (Vergara & Zevallos, 2014)

- Rigidez Inicial (Momento por unidad de rotación).
- El momento de fluencia efectivo.
- Rigidez Secundaria (Estado inelástico).
- Localización de rótula plástica con respecto al lado de la columna.

1.1.4. MODELAMIENTO DE COLUMNAS.

Según, (Vergara & Zevallos, 2014) Para el caso de componentes sometidos a fuerzas de flexo-compresión, se deberá elegir rótulas de tipo P-M2-M3, la presenta un acondicionamiento para la formación de rótulas debido a flexión y carga axial. Rigidez Inicial (Momento por unidad de rotación).

- Rigidez Inicial (Momento por unidad de giro considerando una carga axial P).
- El momento de fluencia efectivo.
- Rigidez Secundaria (Estado inelástico)
- Localización de rótula plástica con respecto al lado de la viga.

VARIABLES.

| Variable | Conceptuación | Operacionalización | Dimensiones |
|--|---|--|---|
| Desempeño sísmico de un edificio de oficinas con 5 niveles en Nicrupampa | El desempeño sísmico de un edificio de oficinas con 5 niveles en Nicrupampa será capaz de soportar las acciones sísmicas. | Las columnas, vigas y losas del edificio de oficinas con 5 niveles en Nicrupampa será capaz de soportar las acciones de flexión y a las fuerzas sísmicas que se pueden producir. | Tomar datos de los elementos del edificio de oficinas con 5 niveles en Nicrupampa. Modelamiento en software del edificio de oficinas con 5 niveles. Verificar la resistencia sísmica de un edificio de oficinas con 5 niveles. Dar una propuesta de diseño por desempeño sísmico. |

HIPOTESIS.

Es implícita porque la investigación es descriptiva como: El Desempeño Sísmico en un edificio de oficinas con 5 niveles en Nicrupampa – Huaraz, es conforme.

OBJETIVOS.

Objetivo General.

- Definir el Desempeño Sísmico de un edificio de oficinas con 5 niveles en Nicrupampa – Huaraz.

Objetivos Específicos.

- Realizar el modelamiento estructural de una edificación induciendo rotulas plásticas y las características propias de materia y sección de los elementos estructurales.
- Realizar un análisis sísmico estático no-lineal que contemple la variabilidad del material en el tiempo.
- Determinar el punto de performance o comportamiento después del sismo buscado para la edificación.

II. METODOLOGÍA.

Tipo y diseño de investigación.

a) Tipo de investigación.

El tipo de investigación es analítica y descriptiva, porque los resultados obtenidos mediante software servirán para la solución de problemas relacionados a la estructura

La investigación es de enfoque cuantitativo, porque los datos consignados son numerales, se estudiará las variables y sus indicadores objetivamente midiendo y registrando sus valores respuestas en los instrumentos de recolección de datos (Software).

b) Diseño de investigación.

El diseño de la investigación es un diseño no experimental porque es un proceso en el cual estudiaremos las variables estadísticas probables según los resultados de la evaluación de un edificio de oficinas con 5 niveles en Nicrupampa (solo con la observación directa de las variables, pero sin la manipulación de liberada).

Población y muestra.

a) Población.

Para esta investigación la población está considerada por la vivienda o edificio de oficinas de 5 niveles del barrio de Nicrupampa – Huaraz que se evaluó el desempeño sísmico de las estructuras.

b) Muestra.

La muestra está constituida por un muestreo no probabilístico de sujetos voluntarios, el estudio realizó en un edificio de oficinas con 5 niveles en Nicrupampa, en donde se evaluó el desempeño sísmico estructural del edificio, también se proporcionó una alternativa o propuesta de diseño según los resultados obtenidos de la evaluación del edificio de oficinas con 5 niveles en Nicrupampa.

En el procedimiento para elaborar las unidades de estudio (Laboratorio de mecánica de suelos y ensayo de materiales) se utilizó las siguientes referencias:

- Las muestras de suelos para el estudio se han tomado en dos puntos, llamados también “calicatas” que se realizara en el lugar de estudio.
- El material posteriormente fue llevado en sacos al “Laboratorio de mecánica de suelos y ensayo de materiales” de la Universidad San Pedro para su estudio.

Técnicas e instrumentos de investigación.

a) Técnicas.

La técnica de obtención de resultados ha sido la observación directa, donde se analizaron los datos obtenidos del software, también se observó los datos obtenidos de la evaluación de desempeño sísmico de las estructuras según el RNE, también se analizará los datos de laboratorio de mecánica de suelos.

b) Instrumentos.

Los instrumentos necesarios para la recolección de los datos en toda la investigación han sido las plantillas procesadas en la hoja Excel y seguidamente introducida al Software.

Las plantillas guía han sido tomados con respecto a los siguientes ensayos:

- Plantilla para pre dimensionamiento de vigas y columnas
- Ensayos de límites de consistencia.
- Contenido de humedad de los agregados.
- Ensayo de corte directo del suelo. Para el siguiente trabajo de investigación se consideraron los datos de una edificación edificio de oficinas de 5 niveles del barrio de Nicrupampa, para ello se usó los planos y las especificaciones de cada elemento estructural según el proceso constructivo de la edificación para así poder evaluar el desempeño real de la edificación.

Para el siguiente trabajo de investigación se usó los datos de una edificación de oficinas con 5 niveles en Nicrupampa, para ello se tomaron los planos y las especificaciones de cada elemento estructural que proporcionan el correcto proceso de construcción de cada elemento estructural y así poder evaluar el desempeño real de la edificación.

III. RESULTADOS

A continuación, se muestran los parámetros sísmicos de la edificación de 5 pisos como sigue, en base a los objetivos trazados.

3.1 Realizar el modelamiento estructural de una edificación induciendo rotulas plásticas y las características propias de materia y sección de los elementos estructurales.

Parámetros para el modelamiento de la edificación.

Se tuvieron en cuentas los siguientes parámetros:

- Altura de entrepiso: **$h_1=4.90\text{m}$, $h_2=3.20\text{m}$, $h_3=3.20\text{m}$, $h_4=3.00\text{m}$, $h_5=3.00\text{m}$**

- Resistencia a la compresión del concreto: **$f'c = 210\text{ kg/cm}^2$**

- Fluencia del acero: **$f_y = 4200\text{ kg/cm}^2$**

- Carga muerta (losa aligerada + falso piso + acabados): **$CM = 0.5\text{ Tn/m}^2$**

- Carga viva: **$CV = 0.2\text{ Tn/m}^2$**

Además, se consideró los siguientes parámetros sísmicos:

- Factor de Zonificación: **$Z_3 = 0.35$**

- Coeficiente de Uso: **$U = 1.0$**

- Parámetro de Suelo (S2 - Z3) **$S = 1.15$**

- Factor de Amplificación Sísmica: **$C = 2.5$**

- Coeficiente de Reducción de las Fuerzas Sísmicas $R_0=7$: **$R =$**

6.3 MODELAMIENTO EN EL ETABS 2016 .

Generación de grillas estructurales.

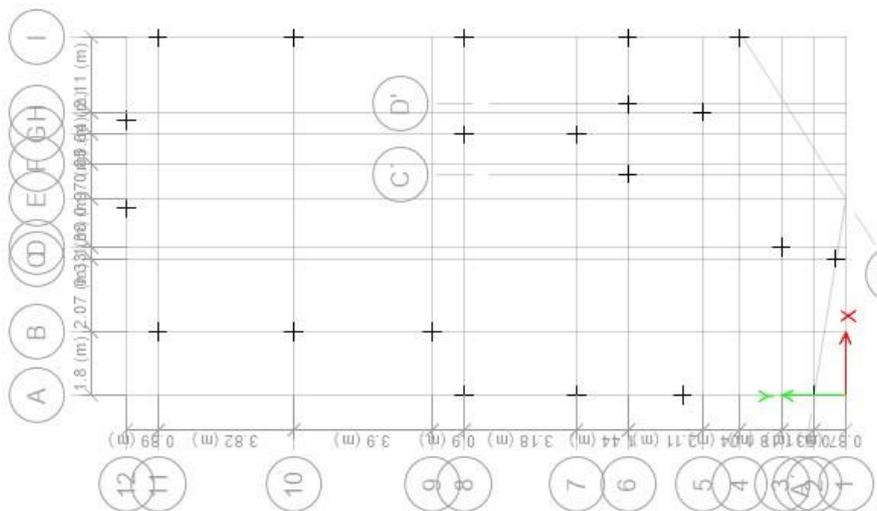


Figura 31: Vista en planta de las grillas.

-Definimos los materiales

The image shows a software dialog box for defining material properties. It is organized into several sections:

- General Data:** Material Name (210), Material Type (Concrete), Directional Symmetry Type (Isotropic), Material Display Color (Change...), and Material Notes (Modify/Show Notes...).
- Material Weight and Mass:** Radio buttons for 'Specify Weight Density' (selected) and 'Specify Mass Density'. Fields for Weight per Unit Volume (2402.77 kgf/m³) and Mass per Unit Volume (2402.77 kg/m³).
- Mechanical Property Data:** Modulus of Elasticity, E (2534.56 kgf/mm²), Poisson's Ratio, U (0.2), Coefficient of Thermal Expansion, A (0.0000099 1/C), and Shear Modulus, G (1056.07 kgf/mm²).
- Design Property Data:** A button for 'Modify/Show Material Property Design Data...'
- Advanced Material Property Data:** Buttons for 'Nonlinear Material Data...', 'Material Damping Properties...', and 'Time Dependent Properties...'.
- Buttons for 'OK' and 'Cancel' at the bottom.

Figura 32: Vista propiedades del concreto.

Definimos secciones

The image shows a 'Frame Properties' dialog box with the following components:

- Filter Properties List:** A dropdown menu set to 'All' and a 'Filter' input field with a 'Clear' button.
- Properties:** A list box titled 'Find This Property' containing a list of section identifiers: C01 70x35, C02 60x35, C03 60x30, C04 CODD, C05 35x35, C06 30x15, V01 35x65, and V02 25x40. The first item, C01 70x35, is selected.
- Click to:** A group of buttons for managing properties: 'Import New Properties...', 'Add New Property...', 'Add Copy of Property...', 'Modify/Show Property...', 'Delete Property', 'Delete Multiple Properties...', 'Convert to SD Section', 'Copy to SD Section', and 'Export to XML File...'.
- Buttons for 'OK' and 'Cancel' at the bottom.

Figura 33: Vista secciones de la estructura vigas y columnas.

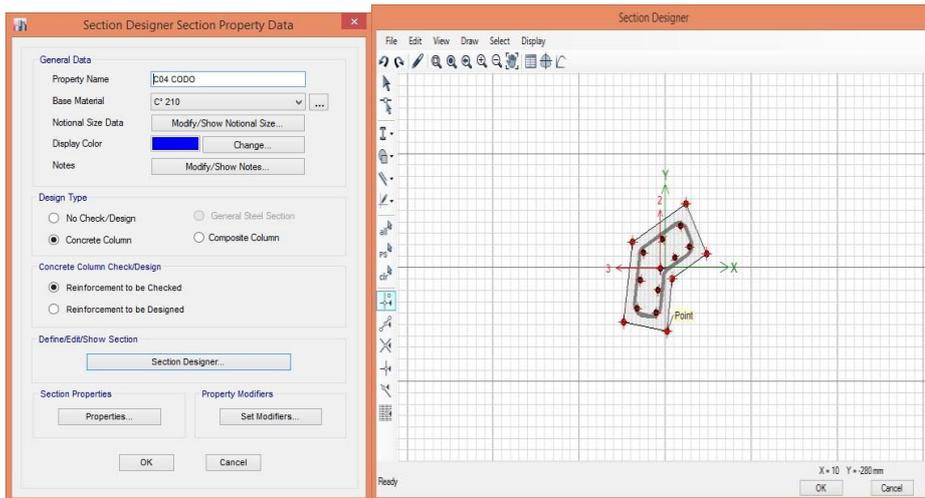


Figura 34: Vista de la columna tipo codo C04 con 10 varillas de 5/8" distribuidas como se muestra en la imagen .

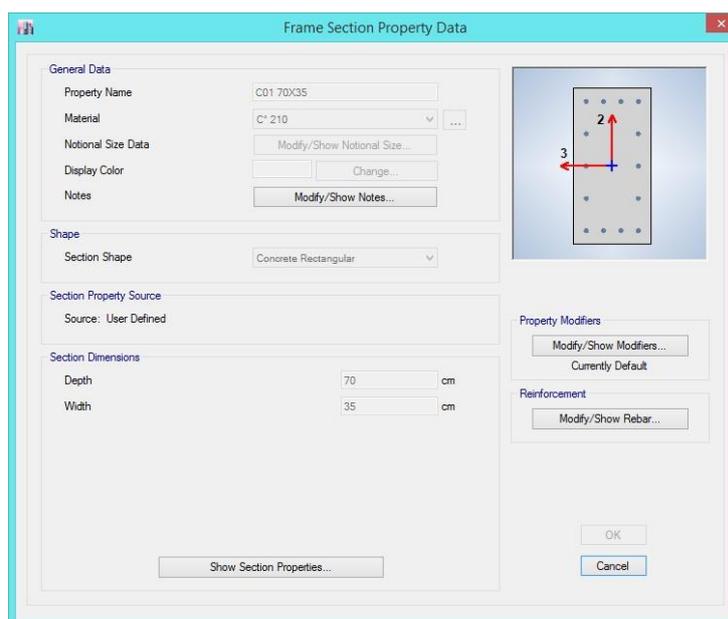


Figura 35: Vista de las propiedades de la columna C1 (70X35cm²) con 14 varillas de 3/4" distribuidas como se muestra en la imagen.

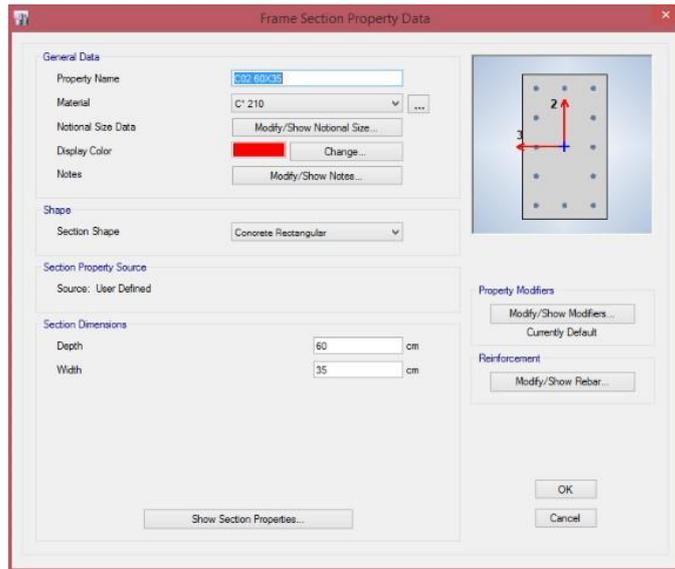


Figura 36: Vista de las propiedades de la columna C2 (60X35cm²) con 12 varillas de 3/4" distribuidas como se muestra en la imagen.

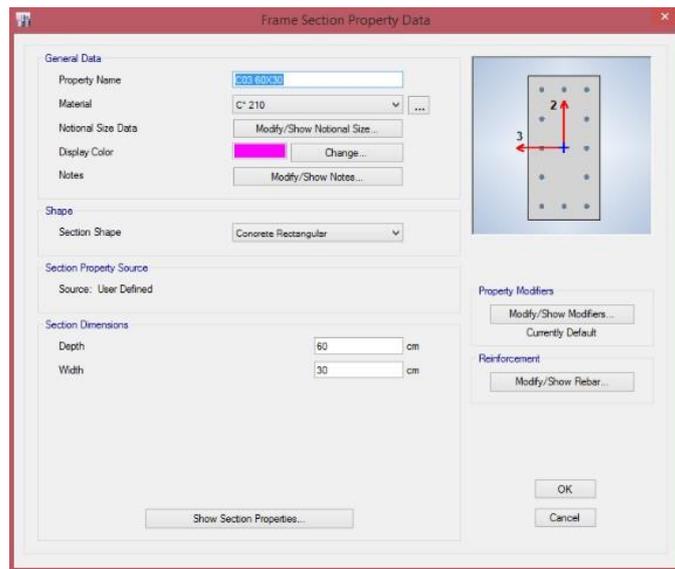


Figura 37: Vista de las propiedades de la columna C3 (60X30cm²) con 12 varillas de 3/4" distribuidas como se muestra en la imagen

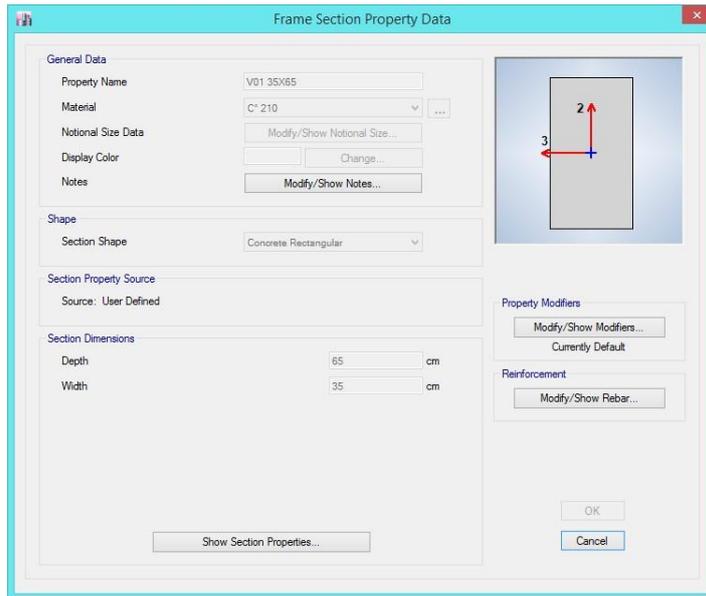


Figura 38: Vista de las propiedades de la viga V1 (65X35cm²) con 7 varillas de 5/8” distribuidas 3 inferiores y 4 superiores.

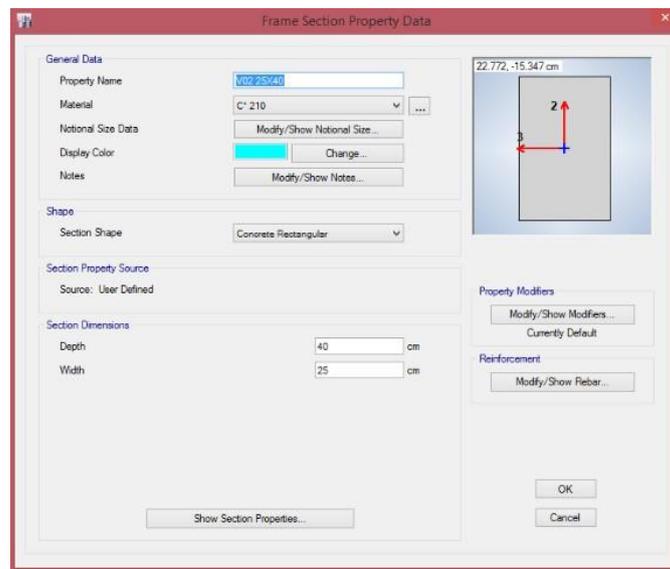


Figura 39: Vista de las propiedades de la viga V2 (65X35cm²) con 5 varillas de 5/8” distribuidas 2 inferiores y 3 superiores.

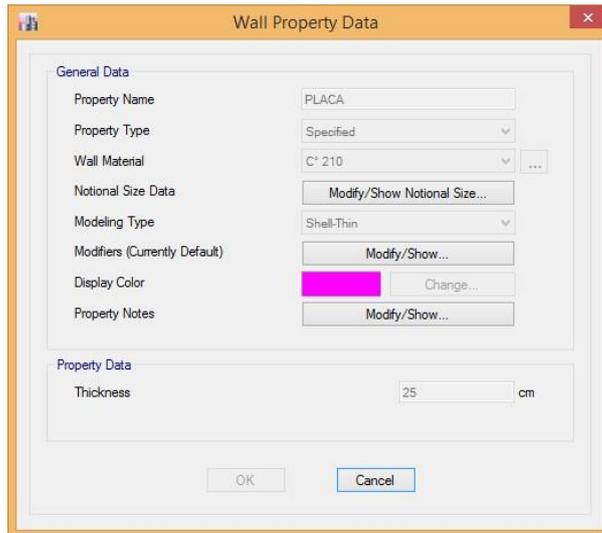


Figura 40: Vista de las propiedades de la placa.

Definimos la losa como membrana indicando un espesor mínimo para que no considere el peso de losa ya que esta fue considerada en la carga muerta.

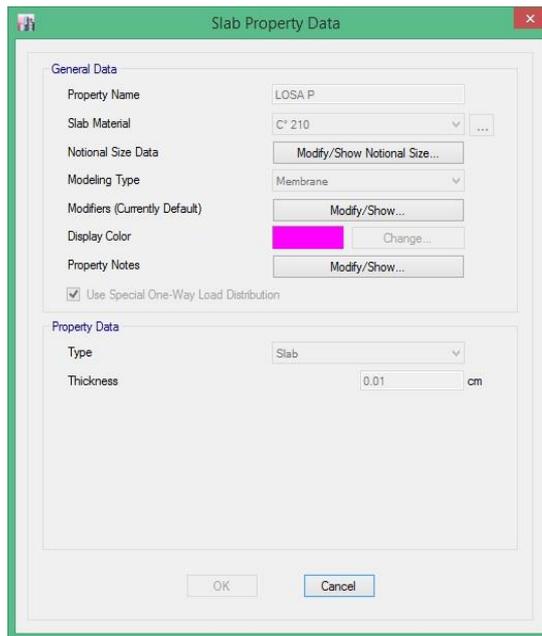


Figura 41: Vista de las propiedades de la losa.

- Realizamos el dibujo con los elementos estructurales.

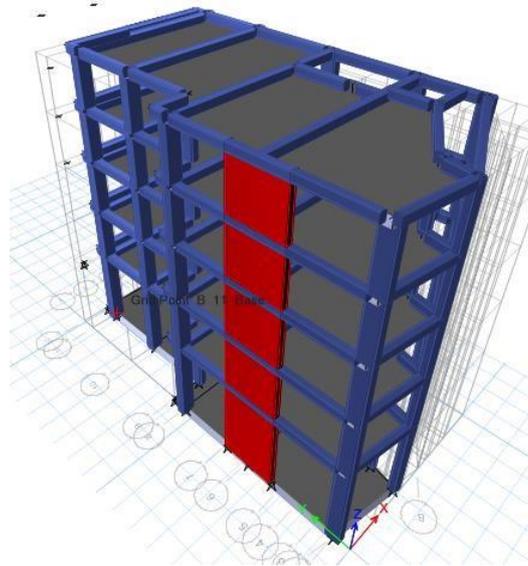


Figura 42: Vista del modelo dibujado en 3D.

Características de la edificación.

- vistas del plano de arquitectura de la edificación.

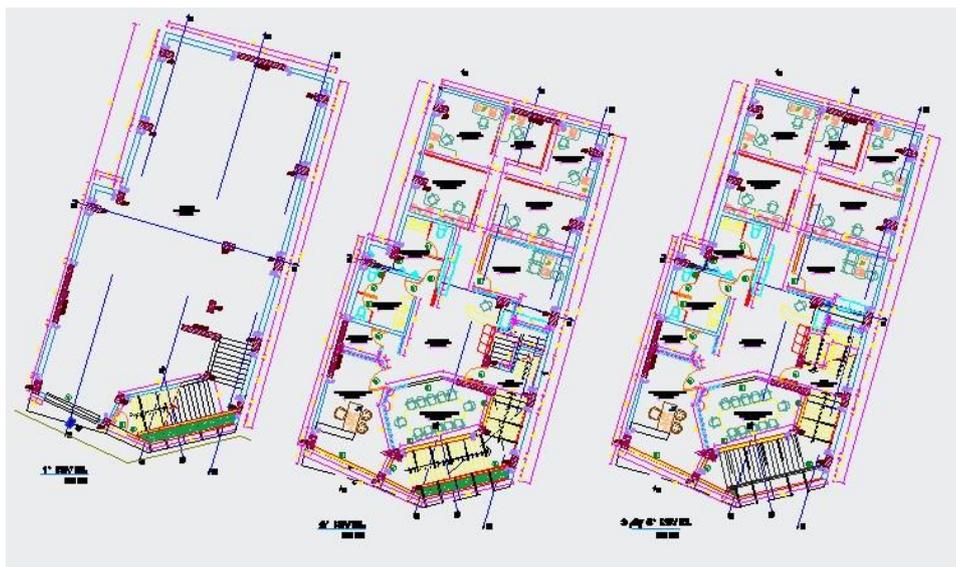


Figura 43: Distribución de arquitectura- planta.



Figura 44: Vista de arquitectura- elevación.

Vista del plano de estructuras de la edificación.

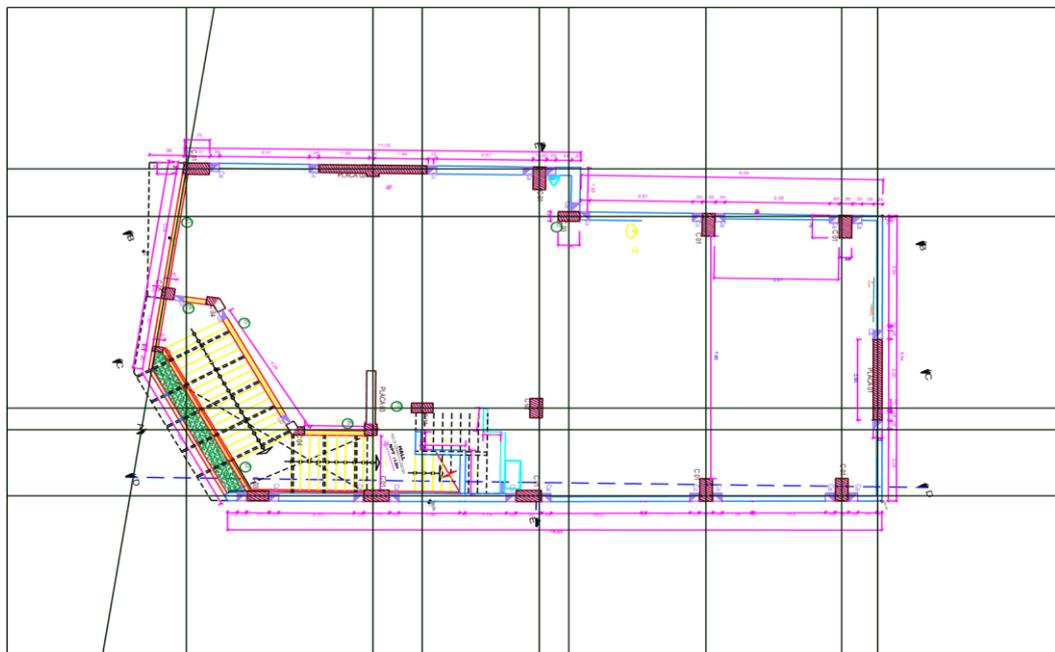


Figura 45: Estructuras vista en planta.

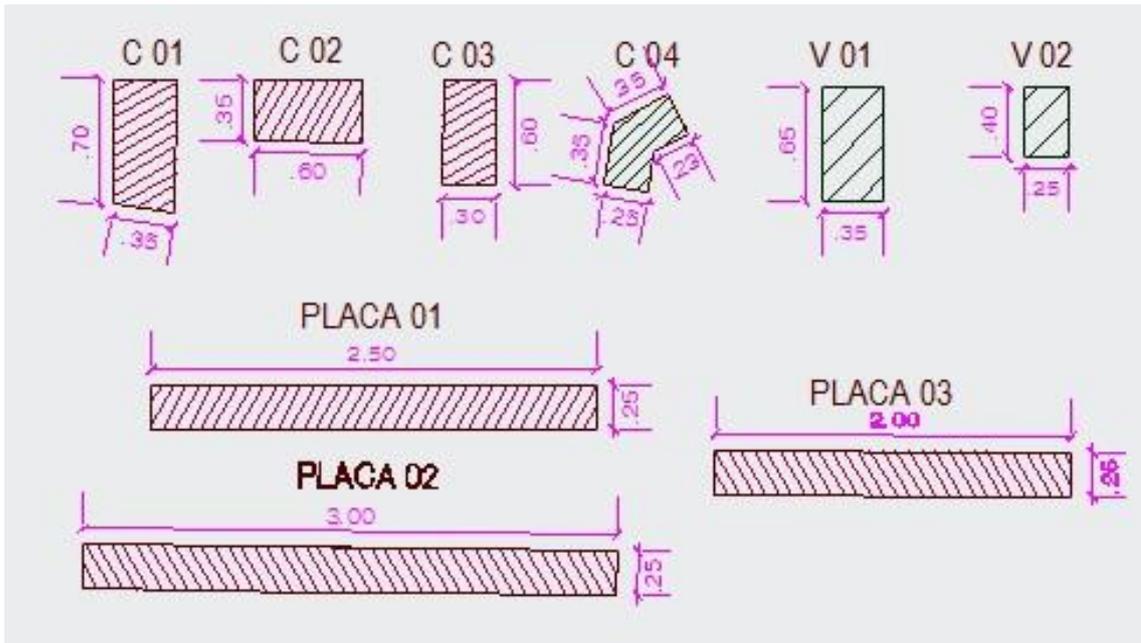


Figura 46: Elementos estructurales.

3.2 Realizar un análisis sísmico estático no-lineal que contemple la variabilidad del material en el tiempo.

Análisis Sísmico No Lineal Estático - *Pushover* en el Etabs 2016 Indicar el espectro sísmico.

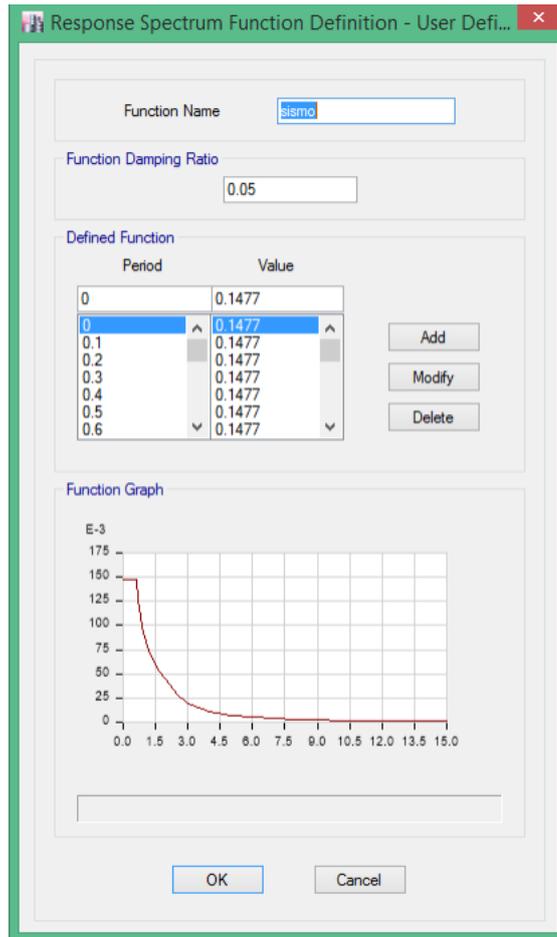


Figura 47: Vista del espectro sísmico.

En la figura 45 se observó que, al generar los diafragmas rígidos y asignamos las cargas *pushover* para ello, se asignó un patrón de cargas y lo definimos como casos de cargas como no lineal adicionando un caso de carga inicial de CGNL para la primera etapa del *pushover*, en donde se obtuvo una grafico tipo parábola invertida con un punto inicial de 150 con el periodo cero hasta una cota de cero en periodo superiores.

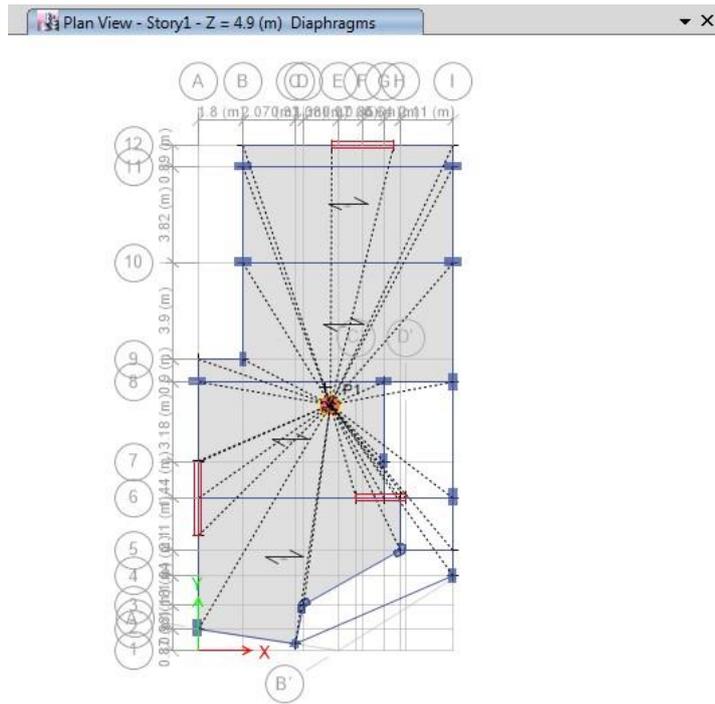


Figura 48: Vista del diafragma rígido.

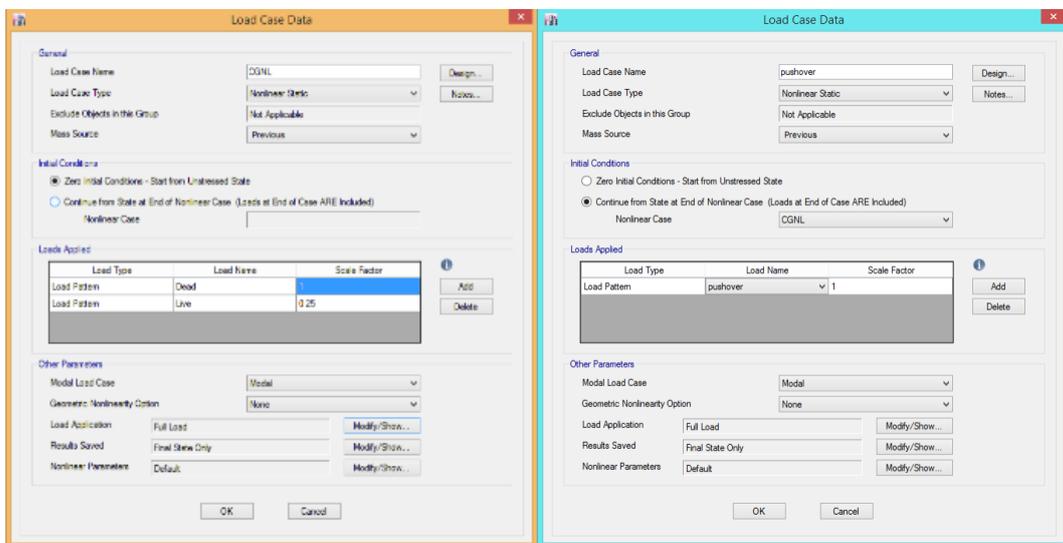


Figura 49: Vista del caso de carga CGNL (carga gravitacional no lineal)-pushover.

- Indicamos las rotulas en los elementos estructurales.

Figura 50: Vista de asignación de rotulas en las vigas

Figura 51: Vista de asignación de rotulas en las columnas.

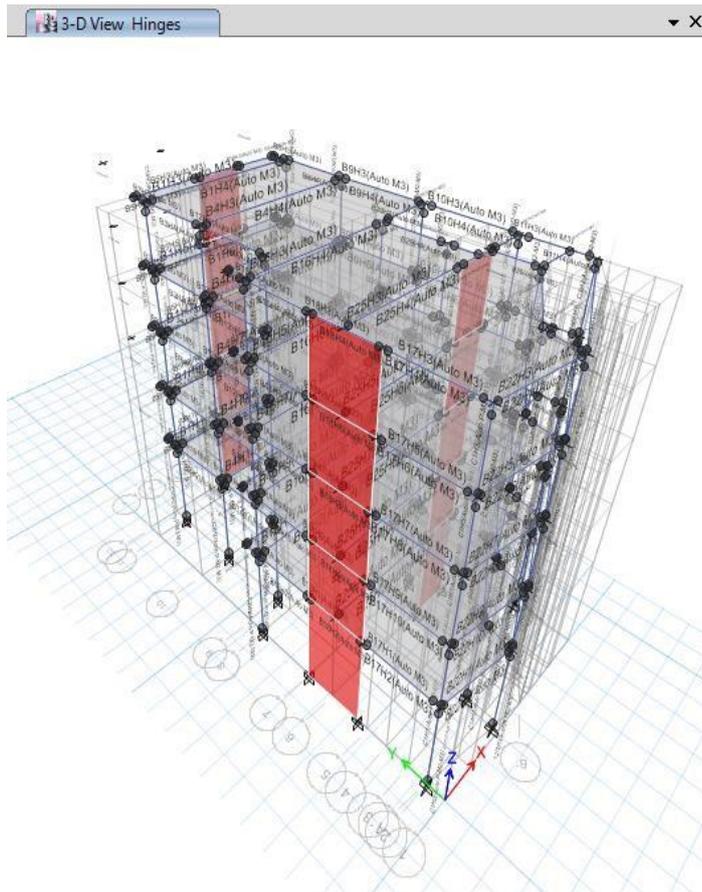


Figura 52: Vista de rotulas en la edificación.

Por otro lado, se calcularon los siguientes indicadores de desempeño:

Pesos sísmicos $P_s=315.1$ tonf

Factor de Escala $F_e=0.184$

Cortante estática $V_e=P_s \times F_e = 57.94$ tonf

Cortante dinámica $V_d=V_e \times 0.9=52.14$

3.3 Determinar el punto de performance o comportamiento después del sismo buscado para la edificación.

Tabla 8: *Nivel de Desempeño.*

| Nivel de desempeño | Límite de desplazamiento |
|--------------------|--------------------------|
| Operaciones | 11.1 |
| Funcional | 18.24 |
| Seguridad de vida | 27.44 |
| Pre-colapso | 32.47 |
| Colapso | 42.2 |

Fuente: Elaboración propia.

En la tabla n° 08 se puede observar el desplazamiento máximo que alcanza la estructura debido al análisis estático no lineal, es de 42.2 cm. Presentando un desplazamiento elástico de 11.1 cm, menor que el desplazamiento inelástico de 28.5 cm que tiene la estructura. Es por ello que la estructura frente a cargas sísmicas tendrá el 67.53%, basado en la razón $(28.5/42.2)$ del comportamiento inelástico.

El desempeño de la estructura que está en función del desplazamiento que alcanza la estructura se encuentra entre el nivel de desempeño Funcional y seguridad de vida. Debido a que el punto de desempeño tiene un desplazamiento de 9.3 cm.

De la misma forma, se espera que la estructura tenga un comportamiento inelástico cuando supere los 11.1 cm de desplazamiento. Obteniendo como ductilidad total del sistema de 2.3.

La cual se considera como demanda de ductilidad moderada referenciado por el ATC – 40.

3.4 Determinar el desempeño sísmico de un edificio multifamiliar con 5 niveles en Nicrupampa – Huaraz.

Tabla 9: *Parámetros sísmicos de la edificación*

| Evaluaciones | N° | Condiciones | | % | |
|--|----|-------------|-----------|--------|-----------|
| | | Cumple | No cumple | Cumple | No cumple |
| Parámetros sísmicos | 10 | 4 | 6 | 40.0% | 60.0% |
| Parámetros estructurales | 9 | 9 | 0 | 100.0% | 0.0% |
| Cargas | 9 | 5 | 4 | 55.6% | 44.4% |
| Dimensiones de elementos estructurales | 2 | 2 | 0 | 100.0% | 0.0% |
| Irregularidades estructurales | 10 | 8 | 2 | 80.0% | 20.0% |
| Total | 40 | 28 | 12 | 70% | 30% |

Fuente: Ficha de recolección de datos.

En la tabla 7 se puede observar que, se realizaron 40 evaluaciones, de los cuales un 70% (28) están cumpliendo con los parámetros establecidos en el RNE (Reglamento Nacional de edificaciones), según E-02, E-03 y E-060, pero solo el 30% (12) no cumplen con fichas especificaciones.

Por otro lado, la evaluación de los parámetros fueron el sísmico, estructurales, cargas dimensiones de los elementos estructurales y también se observó las irregularidades estructurales.

También se tuvo en cuenta la existencia de actualizaciones en el diseño de la norma sismoresistente, lo cual genera cambios y el resultado fue un coeficiente cortante basal de un 15.8%.

Tabla 10: *Parámetros sísmicos de la edificación*

| Ductibilidad | Porcentaje | | | |
|----------------------|------------|---------|---------|-----------|
| | Elemento | mu | Simple | Acumulado |
| Viga 101 | 6.4 | 13.16% | 13.16% | |
| Viga 102 a 107 A-A | 6.9 | 14.19% | 27.35% | |
| Viga 102 a 107 B-B | 5.45 | 11.21% | 38.56% | |
| Viga 108 - V 109 A-A | 11.95 | 24.57% | 63.13% | |
| Viga 108 - V 109 B-B | 7.98 | 16.41% | 79.54% | |
| Viga 108 - V 109 C-C | 9.95 | 20.46% | 100.00% | |
| Total | 48.63 | 100.00% | - | |

Fuente: Ficha de recolección de datos.

En la tabla 8 se puede observar que los resultados de la Ductibilidad de las secciones que fueron analizadas, generando un total de 48.63 de Ductibilidad. Por otro lado, la sección que tuvo un mayor porcentaje de Ductibilidad fue la Viga 108 - V 109 A-A, el cual representa el 25% de la Ductibilidad y como función acumulada, un 63.13% como valor acumulado.

En líneas generales, la estructura cuenta con Ductibilidad adecuada, Por lo que se puede establecer por ATC-40y FEMA.

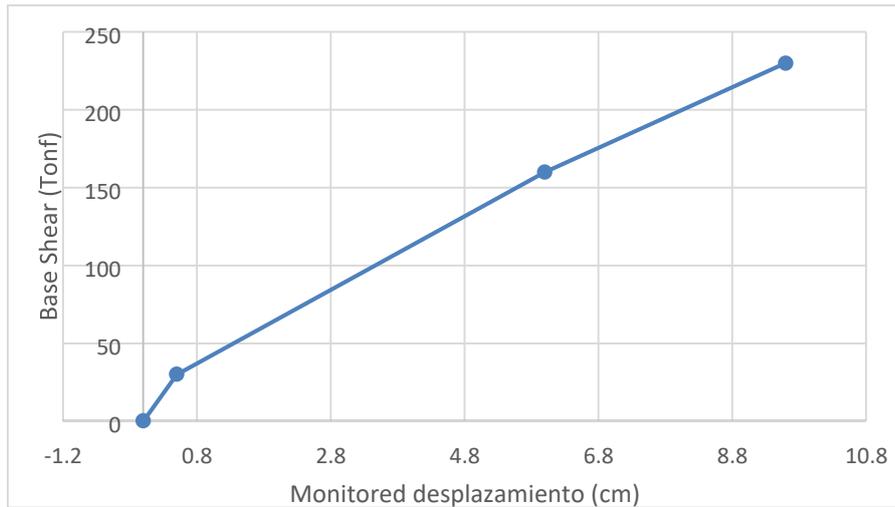


Figura 53: Curva de Capacidad

En la Figura 53, se puede observar que la curva de capacidad corresponde a un – desplazamiento máximo de 9.6 cm con una cortante de 230 mil kg.

De la misma forma, en el análisis no lineal se realizó la verificación del diseño de los elementos estructurales, los cuales se puede observar que presentan una falla de sobrerresistencia de la misma forma tienen la falla que relaciona a la demanda de capacidad de los elementos en la cual se verificó que en su mayoría son superiores a la unidad.

Por otro lado, se tuvo en cuenta algunas complicaciones en el momento del diseño de, por lo que produjo 40 evaluaciones de análisis, de la misma manera en que fueron generados mayormente en las columnas.

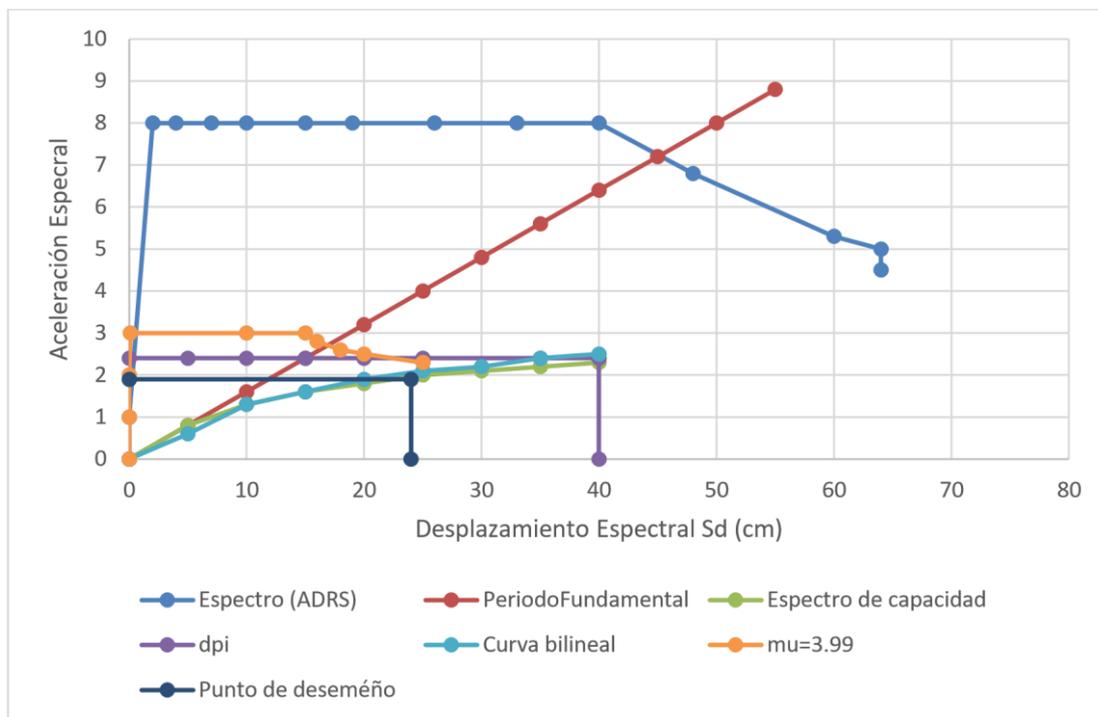


Figura 54: Puntos de Desempeño (ADRS) de la edificación

En la Figura 54 se puede observar, básicamente el punto de desempeño originado por la intersección del espectro de aceleraciones y la curva bilineal originado de la curva de capacidad.

El resultado de la aplicación de la carga monotónica en las direcciones X y Y, se muestran a continuación:

Tabla 11: Cortantes basales por piso

| Cortante basal de los pisos | Elevación | Xe-Dir | Ye-Dir | Xd-Dir | Yd-Dir |
|-----------------------------|-----------|--------|--------|--------|--------|
| 5 | 8.28 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 4 | 7.32 | 6.12 | 9.77 | 6.64 | 8.84 |
| 3 | 4.25 | 18.34 | 28.24 | 30.3 | 29.14 |
| 2 | 3.25 | 31.6 | 54.2 | 50.4 | 50.2 |
| 1 | 0 | 34.4 | 58.4 | 57.4 | 50.4 |

Fuente: Ficha de recolección de datos.

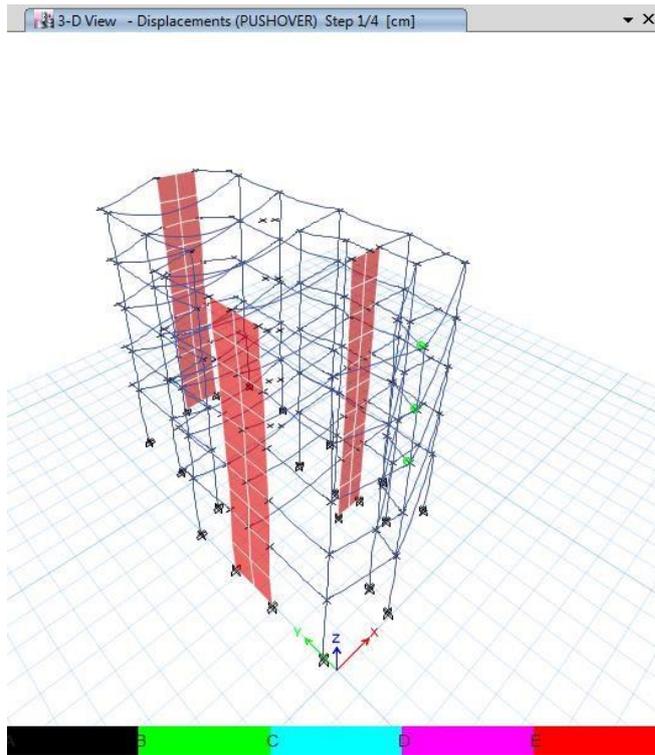


Figura 55: Vista de secuencia de generación de rotulas plásticas- paso 1.

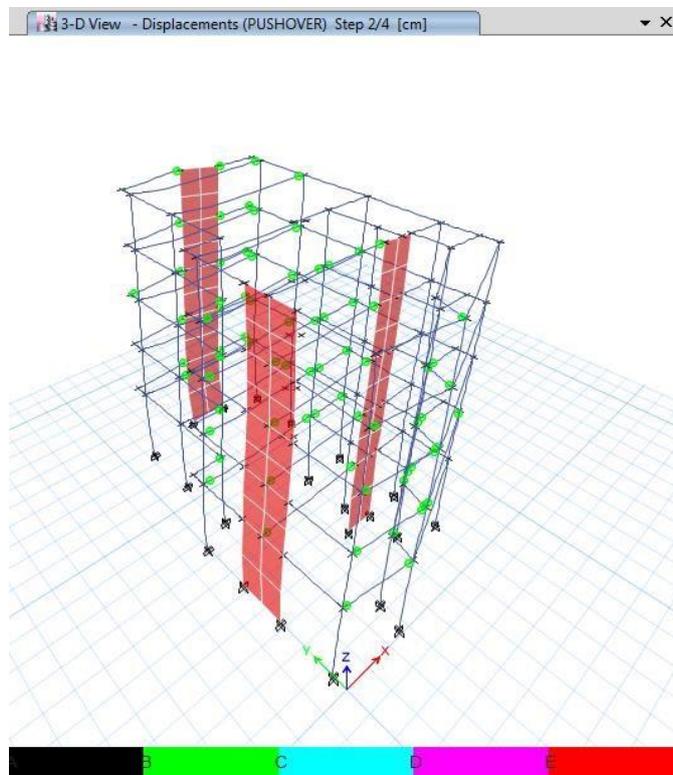


Figura 56: Vista de secuencia de generación de rotulas plásticas- paso 2.

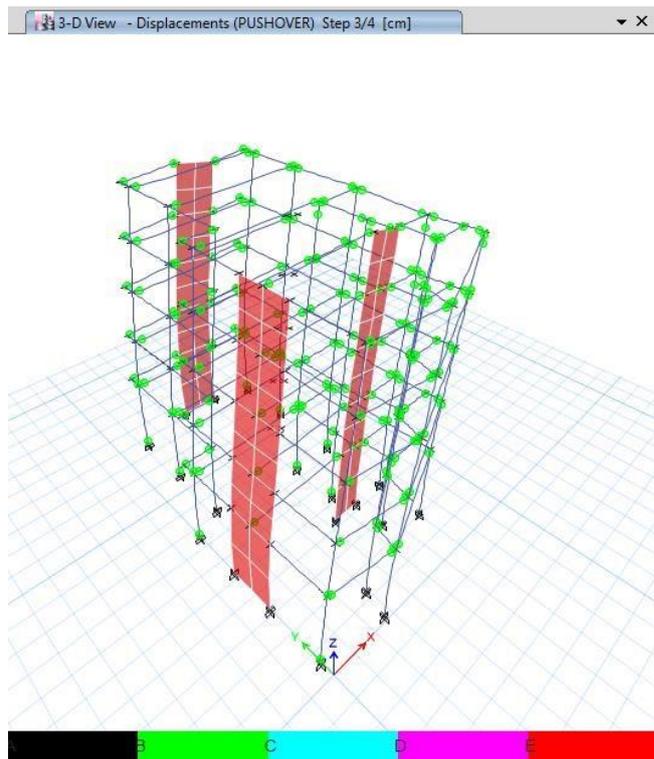


Figura 57: Vista de secuencia de generación de rotulas plásticas- paso 3.

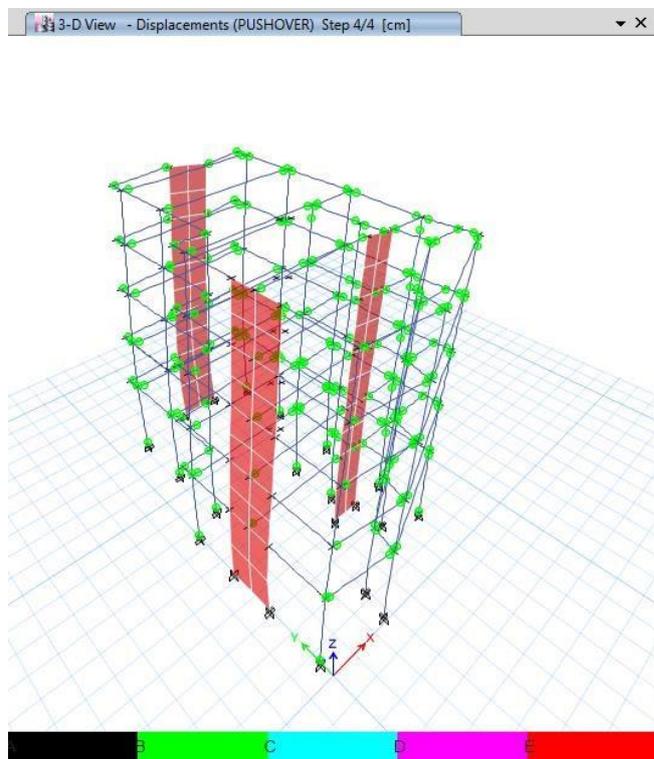


Figura 58: Vista de secuencia de generación de rotulas plásticas- paso 4.

| Step | Monitored Displ cm | Base Force tonf | A-B | B-C | C-D | D-E | >E | A-IO | IO-LS | LS-CP | >CP | Total |
|------|--------------------|-----------------|-----|-----|-----|-----|----|------|-------|-------|-----|-------|
| 0 | -0.006472... | 0 | 388 | 2 | 0 | 0 | 0 | 390 | 0 | 0 | 0 | 390 |
| 1 | 0.028588... | 2.645792... | 387 | 3 | 0 | 0 | 0 | 390 | 0 | 0 | 0 | 390 |
| 2 | 0.546275... | 34.69375... | 314 | 76 | 0 | 0 | 0 | 390 | 0 | 0 | 0 | 390 |
| 3 | 5.916775... | 162.0529... | 181 | 209 | 0 | 0 | 0 | 387 | 3 | 0 | 0 | 390 |
| 4 | 10.17458... | 241.3607... | 160 | 230 | 0 | 0 | 0 | 367 | 22 | 1 | 0 | 390 |

Figura 59: Valores de fuerzas cortantes y desplazamientos.

IV. ANALISIS Y DISCUSIÓN

- En base al modelamiento estructural de la edificación induciendo rotulas plásticas y las características propias de materia y sección de los elementos estructurales, se obtuvieron las alturas entre piso, (4.9, 3.2, 3.2, 3 y 3) con una resistencia a la compresión de 210kg/cm, la fluencia del acero fue de 4.2tn/cm², la carga muerta fue de 0.5tn/m², la cara viva fue de 0.2tn/m². Además, se consideró un factor de zonificación del 0.5, coeficiente de uso de 1, parámetro de suelo (S2 -Z3) de 1.15, el factor de amplificación sísmica fue de C=2.5 y el coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas R=6.3. De la misma forma, las características de propiedades de la edificación se muestran con el modelamiento en el software Etabs.
- Se realizó el análisis sísmico estático no-lineal que contemple la variabilidad del material en el tiempo, Pushover en el software Etabs 2016, los cuales mostraron que al asignar un patrón de cargas adicionando un caso de carga inicial de CGNL para la primera etapa del pushover, en donde se obtuvo un gráfico tipo parábola invertida con un punto inicial de 150 con el periodo cero hasta una cota de cero en periodo superiores. Este análisis sísmico determina que la dirección más vulnerable ante una determinada ocurrencia sísmica es la dirección Y. La cortante basal en esta dirección es del 58.4, en X fue de 34.4tonf.

En cuanto a la cortante estática (V_e) calculada fue de 57.94 tonf y la cortante dinámica fue de 15.8% de la V_e . Por lo que, según el procedimiento, se tuvo que calcular el factor de escala para ajustar las cortantes del modelo para determinar la cortante de diseño $V_d = 52.14$ tonf. Dichas cortantes son determinantes para el cálculo de la fuerza monotónica que es la que empuja lateralmente a la edificación (del análisis Pushover)

La participación de la masa en los modos de vibración en ambas direcciones es similar en porcentajes de participación.

La estructura tendrá un desempeño funcional cuando se someta a la demanda sísmica del tipo frecuentes u ocasionales cuyas aceleraciones son de 0.2 y

0.25g respectivamente, en los 2 casos la estructura tendrá un comportamiento elástico y los desplazamientos máximos serán de 9.3 cm.

El mecanismo de colapso de la estructura resultante según el análisis *Pushover* está dado por 6 pasos en la dirección X y 5 pasos en la dirección Y. La formulación de rótulas plásticas se inicia en las columnas y luego en las vigas, lo cual indica que la estructura no cumple con el criterio de viga débil y columna fuerte.

- Se determinó el punto de performance o comportamiento después del sismo analizado para la edificación.
- El desempeño sísmico de un edificio de oficinas de 5 niveles del barrio de Nicrupampa - Huaraz, para lo cual se analizaron 10 parámetros sísmicos, de los cuales el 40% no cumplió las condiciones, en los parámetros estructurales, el 100% cumplió, en las cargas el 55.6% cumplió, en las dimensiones de elementos estructurales el 100% cumplió, en las irregularidades estructurales el 80% cumplió y en general de todas las especificaciones mostradas, el 70% cumplió con el requerimiento mostrado.

V. CONCLUSIONES

- La edificación cumple con el control de las distorsiones y la participación modal de la masa, con lo que dispone la norma E.030 de diseño sismo-resistente para la condición de edificación esencial.
- Por otro lado, no se cumple con el control de desplazamientos máximos de diseño para un comportamiento elástico, con este desplazamiento, la estructura de la edificación tiende a estar en el rango inelástico, pero a pesar de ellos se mantiene funcional.
- El diseño del reforzamiento de los elementos estructurales cumple con las cuantías mínimas para columnas y su eficiencia e vigas. La Ductibilidad para la estructura fue de 4.09 y una no Ductibilidad de 2 que es la estimada en el diseño.
- El desempeño sísmico de un edificio de oficinas de 5 niveles del barrio de Nicrupampa – Huaraz nos proporciona los parámetros máximos de cargas y desplazamiento de 241.36 tn y un desplazamiento de 10.17 cm.
- Se Realizó el modelamiento estructural de una edificación de 5 niveles induciendo rotulas plásticas y las características propias de materia y sección de los elementos estructurales.
- Mediante el análisis estático no-lineal considerando una carga incremental de la edificación de 5 niveles donde se estableció la variación de la estructura entrando al rango inelástico dicha variación se da por la rotulación de los elementos estructurales como las vigas y columnas.

VI. RECOMENDACIONES

- Realizar un rediseño de los elementos estructurales debiendo verificar los parámetros para el análisis no lineal.
- Se recomienda el mejoramiento estructural, señalizándose como una zona no segura en caso de ocurrencia de un sismo.
- Se recomienda realizar la estructuración de manera que la edificación no presente irregularidades.

VII. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Libros:

Aguiar, R. (2003). *Análisis sísmico por desempeño*. (1). Valle de los chillos, Ecuador. Centro de investigaciones científicas, Escuela politécnico del ejército.

Aguiar Falconí, R. (2001). *Evaluación del Daño en Edificios y Desempeño Sísmico Programa de Ordenador CEINCI3*. Ecuador. Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería.

Tesis:

Allauca Sánchez Takuma Oue, L. Y. (2006). *Desempeño sísmico de un edificio aporticado de cinco pisos diseñado con las normas peruanas de edificaciones*.

(Tesis para optar el título de ingeniero civil). Pontificia Universidad Católica del Perú. Lima Perú.

Bonett Díaz, R. L. (2003). *Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada*. (Tesis doctoral). Universidad Politécnica de Cataluña. Barcelona, España.

Borda Meza L. M., Pastor Dulanto, A. E. (2007). *Desempeño sísmico de un edificio aporticado peruano de seis pisos*. (Tesis para optar el título de ingeniero civil). Pontificia Universidad Católica del Perú. Lima, Perú.

Brugos Namuche, M. (2007). *Estudio de la metodología diseño por capacidad en edificaciones aporticadas de concreto armado para ser incorporada a la norma peruana E-060 como alternativa de diseño*. (Tesis para optar el grado de maestro en ciencias con mención en Ingeniería Estructural). Universidad Nacional de Ingeniería. Lima, Perú.

Delgadillo, J. (2005). *Análisis no lineal estático de estructuras y la norma E-030*. (Tesis de maestría en estructuras). Universidad Nacional de Ingeniería UNI. Lima, Perú.

Jurado Guerra, C., Mendoza Quintana, M. (2012). *Desempeño sísmico de un edificio aporticado de 5 pisos diseñado con el reglamento nacional de edificaciones pero aceptando una deriva máxima de 1%*. (Tesis para optar el título de ingeniero civil).

Pontificia Universidad Católica del Perú. Lima Perú.

Navarro López, C. E., Fernández Villegas, J. A. (2006). *Desempeño sísmico de un edificio aporticado de seis pisos diseñado con las normas peruanas de edificaciones*. (Tesis para optar el título de ingeniero civil). Pontificia Universidad Católica del Perú. Lima Perú.

Santana Tapia, R. D. (2012). *Diseño sísmico por desempeño de estructuras de albañilería confinada*. (Tesis para optar el grado de maestro en ciencias con mención en ingeniero estructural). Universidad Nacional de Ingeniería. Lima, Perú.

Vergara Luna Victoria, A. A., Zevallos Esquivel, M. C. (2014). *Análisis sísmico por desempeño estático no lineal de un edificio de 6 niveles en la ciudad de Trujillo, la Libertad*. (Tesis para optar al título de ingeniero civil). Universidad Privada Antenor Orrego. Perú.

Reglamentos:

Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE).

Página Web:

Oviedo Sarmiento, R. (2015). <https://prezi.com/zm89wnklwmp0/aepushover-marcoconceptual/> Consultado: 10 de junio 2017.

Aguilar Bardales, Z. (2001). <https://www.researchgate.net/publication/237684107>

[ANALISIS DE PELIGRO SISMICO Y ESTIMADO DEL MOVIMIENTO SISMIC](#)

[O. DE DISENO](#) Consultado: 15 de junio 2017.

VIII. AGRADECIMIENTOS

Primero agradezco a la Universidad San Pedro por haberme aceptado ser parte de ella y haber abierto puertas de su seno científico para poder estudiar y culminar mi carrera, así como a los diferentes docentes de cada área por su apoyo.

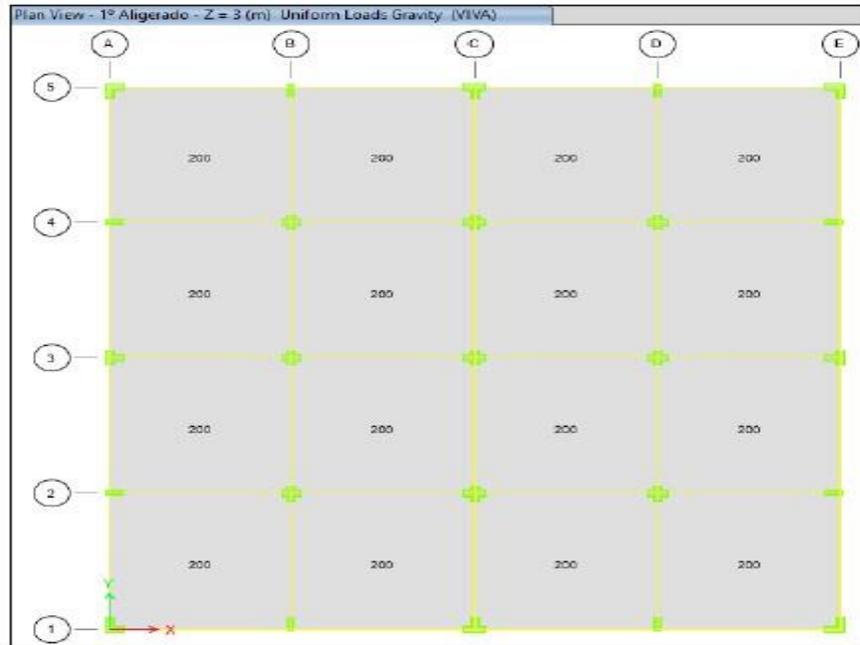
Agradezco también a mi asesor de Tesis, el Ing. Castañeda Gamboa Rogelio, por haberme brindado la oportunidad de guiarme durante el desarrollo de la tesis.

Para finalizar, agradezco a mi familia y a mis padres por haberme forjado como la persona que soy en la actualidad, muchos de mis logros se los debo a ustedes entre los que se incluye este.

Gracias.

IX. ANEXOS Y APENDICE.

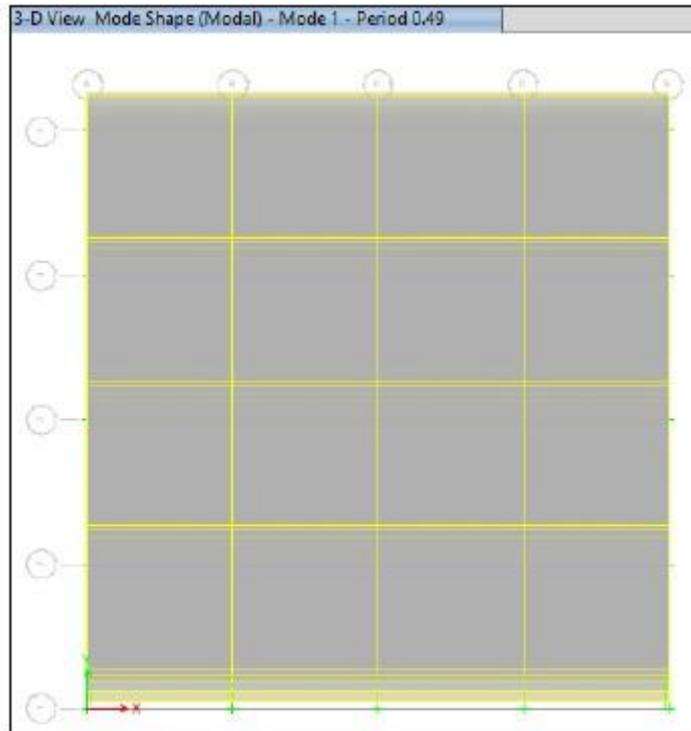
Anexo 01: Asignación de carga viva (Kg) en los entrepisos en el modelo matemático, desarrollado en el software ETABS. Elaboración propia.



Anexo 02: Asignación de carga viva (Kg) en zona superior en el modelo matemático, desarrollado en el software ETABS. Elaboración propia.



Anexo 03: Modos de vibración, Modo 1 en el modelo matemático, desarrollado en el software ETABS. Elaboración propia.



Anexo 04: Participación modal de la masa

| Modo | Pediodo | Frec(cy/s) | Frec circular (r2/s2) | Eigenvalor (r2/s2) | UX | UY | RZ | sumUX | sumUY | sumUZ |
|------|---------|------------|-----------------------|--------------------|------|------|------|-------|-------|-------|
| 1 | 0.48 | 2.04 | 4.3 | 18.06 | 0 | 0.83 | 0 | 0 | 0.85 | 0 |
| 2 | 0.48 | 2.04 | 4.3 | 18.06 | 0.83 | 0 | 0 | 0.85 | 0.85 | 0 |
| 3 | 0.45 | 2.15 | 4.8 | 22.83 | 0 | 0 | 0.85 | 0.85 | 0.85 | 0.85 |
| 4 | 0.15 | 6.65 | 44.3 | 1965.44 | 0 | 0.11 | 0 | 0.85 | 0.934 | 0.85 |
| 5 | 0.16 | 6.66 | 41.6 | 1732.64 | 0.12 | 0 | 0 | 0.936 | 0.934 | 0.85 |
| 6 | 0.144 | 6.95 | 48.3 | 2329.40 | 0 | 0 | 0.12 | 0.936 | 0.934 | 0.85 |
| 7 | 0.075 | 12.74 | 169.9 | 28854.68 | 0 | 0.04 | 0 | 0.936 | 0.978 | 0.95 |
| 8 | 0.075 | 12.74 | 169.9 | 28854.68 | 0.04 | 0 | 0 | 0.977 | 0.978 | 0.95 |
| 9 | 0.074 | 13.25 | 179.1 | 32060.35 | 0 | 0.02 | 0.04 | 0.977 | 0.978 | 0.95 |
| 10 | 0.071 | 13.25 | 186.6 | 34826.92 | 0 | 0 | 0 | 0.977 | 0.994 | 0.97 |
| 11 | 0.049 | 20.5 | 418.4 | 175031.24 | 0.02 | 0 | 0 | 0.996 | 0.994 | 0.97 |
| 12 | 0.049 | 20.6 | 420.4 | 176743.02 | 0 | 0 | 0.02 | 0.996 | 0.994 | 0.97 |
| 13 | 0.046 | 21.35 | 464.1 | 215417.06 | 0 | 0 | 0 | 0.996 | 0.996 | 0.97 |
| 14 | 0.035 | 28.25 | 807.1 | 651479.59 | 0.01 | 0 | 0 | 1 | 0.996 | 1 |
| 15 | 0.034 | 28.3 | 832.4 | 692811.42 | 0 | 0 | 0 | 1 | 1 | 1 |
| 16 | 0.028 | 29.57 | 1056.1 | 1115286.86 | 0 | 0 | 0 | 1 | 1 | 1 |
| 17 | 0.026 | 30 | 1153.8 | 1331360.95 | 0 | 0 | 0 | 1 | 1 | 1 |

fuentes: Elaboración propia.



**ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO
(ASTM D422)**

SOLICITA : BACH:GUTIERREZ CARRANZA JUAN JESUS
 TESIS : DESEMPEÑO SISMICO DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR
 CON 5 NIVELES EN MICROPAMPA - HUARAZ*.
 CURSO : HUARAZ-ANCASH
 FECHA : 04/12/2018

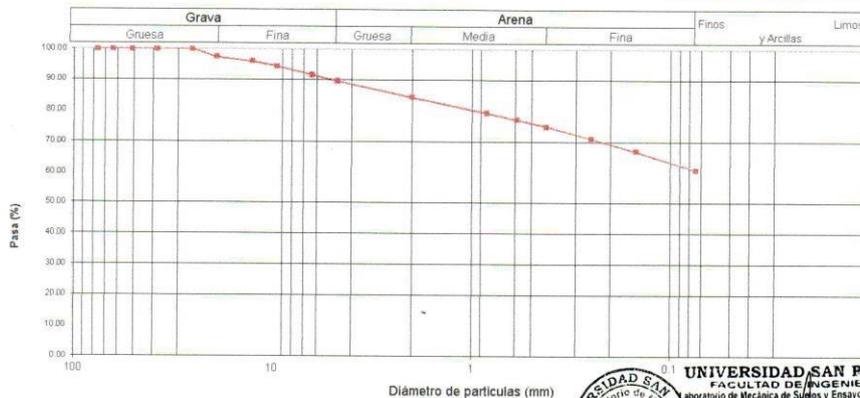
| | | |
|-------------------------|--------|-----|
| Peso Seco Inicial | 1496.9 | gr. |
| Peso Seco Lavado | 585.7 | gr. |
| Peso perdido por lavado | 911.2 | gr. |

| |
|------------------|
| MATERIAL : C - 2 |
| MUESTRA : M - 1 |
| PROF: 1.50 |

| Tamiz(Apertura) | Peso Retenido(gr.) | Retenido Parcial(%) | Retenido Acumulado(%) | Pasante (%) | Clasificación AAHSTO |
|-----------------|--------------------|---------------------|-----------------------|-------------|---|
| N° 2 1/2" | 76.20 | 0.0 | 0.0 | 100.0 | Material limoso-arenoso. Pobre a malo como subgrado A-B Suelo arcilloso |
| 2" | 50.80 | 0.0 | 0.0 | 100.0 | |
| 1 1/2" | 37.50 | 0.0 | 0.0 | 100.0 | |
| 1" | 22.50 | 0.0 | 0.0 | 100.0 | |
| 3/4" | 19.00 | 39.0 | 2.6 | 97.4 | |
| 1/2" | 12.50 | 20.6 | 1.4 | 96.0 | Clasificación (S.U.C.S.) |
| 3/8" | 9.50 | 22.6 | 1.5 | 94.5 | Suelo de partículas finas. |
| 1/4" | 6.30 | 43.2 | 2.9 | 91.6 | Arcilla media plasticidad arenosa CL |
| N° 4 | 4.75 | 27.5 | 1.8 | 89.8 | |
| N° 10 | 2.00 | 78.8 | 5.3 | 84.5 | Pasa tamiz N° 4 (%) : 89.8 |
| N° 20 | 0.850 | 77.2 | 5.2 | 79.4 | Pasa tamiz N° 200 (%) : 60.9 |
| N° 30 | 0.600 | 31.3 | 2.1 | 77.3 | D60 (mm) : |
| N° 40 | 0.425 | 34.0 | 2.3 | 75.0 | D30 (mm) : |
| N° 60 | 0.250 | 55.8 | 3.7 | 71.3 | D10 (mm) : |
| N° 100 | 0.150 | 62.8 | 4.2 | 67.1 | Cu |
| N° 200 | 0.075 | 92.9 | 6.2 | 60.9 | Cc |
| < 200 | 911.2 | 60.9 | 100.0 | 0.0 | |
| Total | 1496.9 | | | 100.0 | |

| | |
|-----------------------|-------|
| Limite líquido LL | 31.05 |
| Limite plástico LP | 11.97 |
| Índice plasticidad IP | 19.08 |

CURVA GRANULOMÉTRICA



UNIVERSIDAD SAN PEDRO
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 Laboratorio de Mecánica de Suelos y Ensayo de Materiales
Jorge Montañez Reyes
Ing. Jorge Montañez Reyes
 JEFE



CONTENIDO DE HUMEDAD

(ASTM D-2216)

SOLICITA : BACH:GUTIERREZ CARRANZA JUAN JESUS
TESIS : DESEMPEÑO SISMICO DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR
CON 5 NIVELES EN MICROPAMPA - HUARAZ".
LUGAR : ANCASH - ANCASH
FECHA : 04/12/2018

| ENSAYO N° | M-1 | M-2 |
|--------------------------|---------|---------|
| Peso de tara + MH | 1535.90 | 1535.90 |
| Peso de tara + MS | 1402.70 | 1402.70 |
| Peso de tara | 238.60 | 238.60 |
| Peso del agua | 133.20 | 133.20 |
| MS | 1164.10 | 1164.10 |
| Contenido de humedad (%) | 11.44 | 11.44 |
| Promedio (%) | 11.44 | |

NOTA : La muestra fue traída y realizado por el interesado en este Laboratorio.



UNIVERSIDAD SAN PEDRO
FACULTAD DE INGENIERIA
Laboratorio de Mecánica de Suelos y Ensayo de Materiales
Jorge Montañez Reyes
Ing. Jorge Montañez Reyes
JEFE



CONTENIDO DE HUMEDAD

(ASTM D-2216)

SOLICITA : BACH:GUTIERREZ CARRANZA JUAN JESUS
TESIS : DESEMPEÑO SISMICO DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR
CON 5 NIVELES EN MICROPAMPA - HUARAZ".
LUGAR : ANCASH - ANCASH
CALICATA : C-2
FECHA : 04/12/2018

| ENSAYO N° | M-1 | M-2 |
|--------------------------|---------|---------|
| Peso de tara + MH | 1646.60 | 1646.60 |
| Peso de tara + MS | 1496.90 | 1496.90 |
| Peso de tara | 248.80 | 248.80 |
| Peso del agua | 149.70 | 149.70 |
| MS | 1248.10 | 1248.10 |
| Contenido de humedad (%) | 11.99 | 11.99 |
| Promedio (%) | 11.99 | |

NOTA : La muestra fue traída y realizado por el interesado en este Laboratorio.



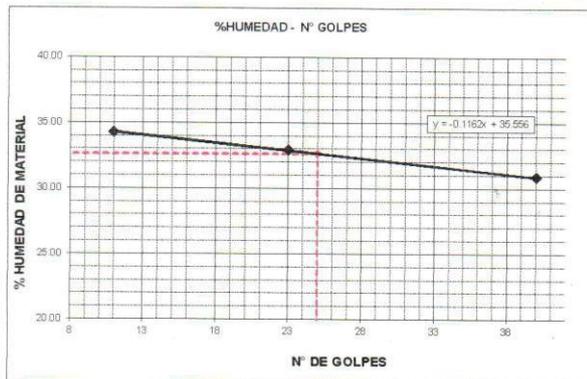
UNIVERSIDAD SAN PEDRO
FACULTAD DE INGENIERÍA
Laboratorio de Mecánica de Suelos y Ensayo de Materiales
Jorge Montañez Reyes
Iny. Jorge Montañez Reyes
JEFE



LIMITE LIQUIDO Y LIMITE PLASTICO
(MTC E-110, E-111, ASTM D-4318 y MTC E-110, AASHTO T89, T90)

SOLICITA : BACH:GUTIERREZ CARRANZA JUAN JESUS
 TESIS : DESEMPEÑO SISMICO DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR
 CON 5 NIVELES EN MICROPAMPA - HUARAZ".
 MATERIAL : C-1
 LUGAR : HUARAZ - ANCASH
 FECHA : 04/12/2018
 PROF(m) : 1.50

| Nro. DE ENSAYO | LIMITE LIQUIDO | | | LIMITE PLASTICO | | |
|--------------------------------|----------------|-------|-------|-----------------|-------|-------|
| | 1 | 2 | 3 | 1 | 2 | 3 |
| PESO TARA + SUELO HUMEDO (gr.) | 29.80 | 31.20 | 34.00 | 29.30 | 29.50 | 27.90 |
| PESO TARA + SUELO SECO (gr.) | 24.90 | 26.10 | 28.50 | 28.00 | 28.00 | 26.60 |
| PESO DE LA TARA (gr.) | 10.60 | 10.60 | 10.70 | 19.00 | 18.20 | 18.20 |
| PESO DEL AGUA (gr.) | 4.90 | 5.10 | 5.50 | 1.30 | 1.50 | 1.30 |
| PESO SUELO SECO (gr.) | 14.30 | 15.50 | 17.80 | 9.00 | 9.80 | 8.40 |
| CONTENIDO DE HUMEDAD (%) | 34.27 | 32.90 | 30.90 | 14.44 | 15.31 | 15.48 |
| Nro. DE GOLPES | 11 | 23 | 40 | 15.08 | | |



| | |
|---------------------------------------|---------|
| LIMITE LIQUIDO | |
| (MTC E-110, ASTM D-4318 y AASHTO T89) | |
| LL : | % 32.65 |

| | |
|---------------------------------------|---------|
| LIMITE PLASTICO | |
| (MTC E-111, ASTM D-4318 y AASHTO T90) | |
| LP : | % 15.08 |

| | |
|------------------------------|---------|
| INDICE DE PLASTICIDAD | |
| ASTM D-438 | |
| IP : | % 17.58 |



UNIVERSIDAD SAN PEDRO
 FACULTAD DE INGENIERIA
 Laboratorio de Mecánica de Suelos y Ensayo de Materiales
Jorge Montañez Reyes
 Ing. Jorge Montañez Reyes
 JEFE



ENSAYO DE CORTE DIRECTO
(ASTM D-3080, AASHTO T236, MTC E 123-2000)

SOLICITA = BACH:GUTIERREZ CARRANZA JUAN JESUS
 TESIS = DESEMPEÑO SISMICO DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR
 CON 5 NIVELES EN MICROPAMPA - HUARAZ'.
 UBICACIÓN = HUARAZ - ANCASH
 FECHA = 4/12/2018

NOMBRE DE MUESTRA = CALICATA-2
 TIPO DE MUESTRA = REMOLDEADA

| DIMENSIONES DE LA MUESTRA | |
|---------------------------|-----------------------|
| Diámetro | 50.80 mm |
| Altura | 25.1 mm |
| Área | 20.27 cm ² |
| Volumen | 50.87 cm ³ |

| DIMENSIONES DE LA MUESTRA | |
|---------------------------|-------------------------|
| Peso | 131 gr |
| Peso Unitario Húmedo | 2.57 gr/cm ³ |
| Contenido de Humedad | 12.0 % |
| Peso Unitario Seco | 2.30 gr/cm ³ |

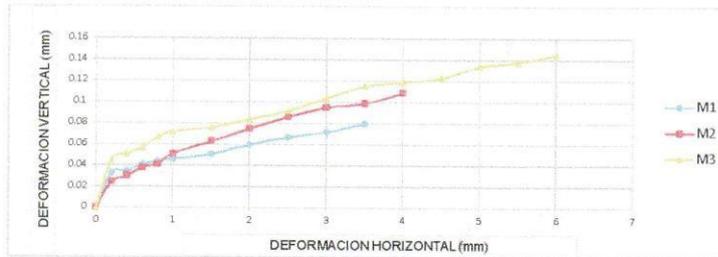
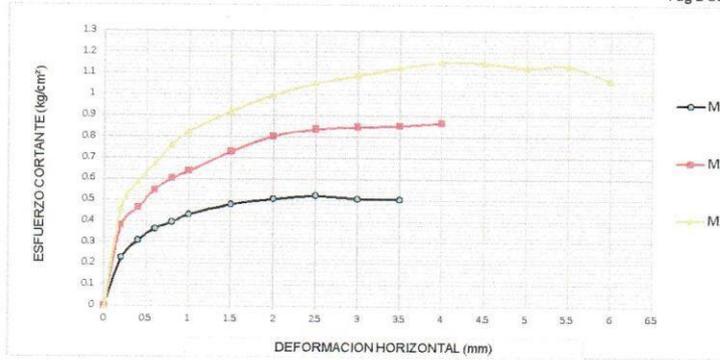
VELOCIDAD DE DEFORMACION = 0.50 mm/min

| DEFORMIMETRO DE LONGITUD HORIZONTAL | LECTURA DE CARGA HORIZONTAL | | | DEFORMACION VERTICAL | | | FUERZA DE CORTE HORIZONTAL | | | CORREC. AREA | ESFUERZO CORTANTE | | |
|-------------------------------------|-----------------------------|------|------|----------------------|-------|-------|----------------------------|-------|-------|-----------------|--------------------|-------|-------|
| | M-01 | M-02 | M-03 | M-01 | M-02 | M-03 | M-01 | M-02 | M-03 | | M-01 | M-02 | M-03 |
| | mm | Div. | | mm | | | kg | | | cm ² | kg/cm ² | | |
| 0.20 | 3.2 | 7 | 9 | 0.033 | 0.024 | 0.045 | 4.512 | 7.647 | 9.297 | 20.17 | 0.224 | 0.379 | 0.461 |
| 0.40 | 5.2 | 9 | 12 | 0.035 | 0.030 | 0.051 | 6.162 | 9.297 | 11.77 | 20.07 | 0.307 | 0.463 | 0.587 |
| 0.60 | 6.5 | 11 | 14 | 0.041 | 0.038 | 0.057 | 7.235 | 10.95 | 13.42 | 19.96 | 0.362 | 0.548 | 0.672 |
| 0.80 | 7.2 | 12.2 | 16 | 0.044 | 0.041 | 0.067 | 7.812 | 11.94 | 15.07 | 19.86 | 0.393 | 0.601 | 0.759 |
| 1.00 | 8 | 13 | 17.5 | 0.046 | 0.051 | 0.072 | 8.472 | 12.6 | 16.31 | 19.76 | 0.429 | 0.637 | 0.825 |
| 1.50 | 9 | 15 | 19.5 | 0.051 | 0.063 | 0.076 | 9.297 | 14.25 | 17.96 | 19.51 | 0.477 | 0.730 | 0.920 |
| 2.00 | 9.5 | 16.5 | 21 | 0.060 | 0.075 | 0.084 | 9.709 | 15.48 | 19.2 | 19.25 | 0.504 | 0.804 | 0.997 |
| 2.50 | 9.7 | 17 | 22 | 0.067 | 0.086 | 0.092 | 9.874 | 15.9 | 20.02 | 19 | 0.520 | 0.837 | 1.054 |
| 3.00 | 9.2 | 17 | 22.5 | 0.072 | 0.095 | 0.104 | 9.462 | 15.9 | 20.43 | 18.75 | 0.505 | 0.848 | 1.090 |
| 3.50 | 9 | 16.9 | 23 | 0.080 | 0.099 | 0.115 | 9.297 | 15.81 | 20.85 | 18.49 | 0.503 | 0.855 | 1.127 |
| 4.00 | | 16.9 | 23.2 | | 0.109 | 0.119 | | 15.81 | 21.01 | 18.24 | | 0.867 | 1.152 |
| 4.50 | | | 22.8 | | | 0.123 | | | 20.68 | 17.99 | | | 1.150 |
| 5.00 | | | 22 | | | 0.134 | | | 20.02 | 17.73 | | | 1.129 |
| 5.50 | | | 21.8 | | | 0.138 | | | 19.86 | 17.48 | | | 1.136 |
| 6.00 | | | 20 | | | 0.145 | | | 18.37 | 17.23 | | | 1.066 |
| 6.50 | | | | | | | | | | 16.98 | | | |
| 7.00 | | | | | | | | | | 16.72 | | | |
| 7.50 | | | | | | | | | | 16.47 | | | |
| 8.00 | | | | | | | | | | 16.22 | | | |
| 8.50 | | | | | | | | | | 15.97 | | | |
| 9.00 | | | | | | | | | | 15.72 | | | |
| 9.50 | | | | | | | | | | 15.47 | | | |
| 10.00 | | | | | | | | | | | | | |
| 10.50 | | | | | | | | | | | | | |
| 11.00 | | | | | | | | | | | | | |
| 11.50 | | | | | | | | | | | | | |



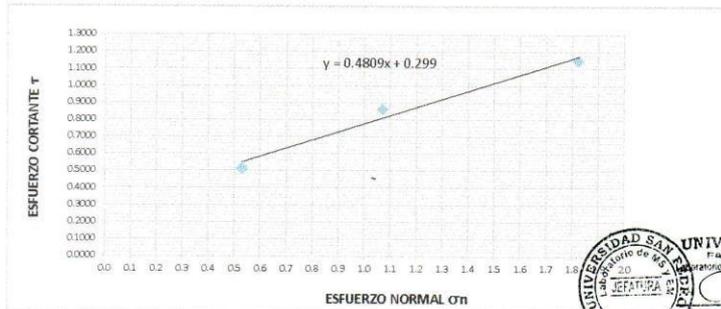


Pag 2 de 3



| MUESTRA | M1 | M2 | M3 |
|---------------------|--------|-------|-------|
| Carga Vertical(kg) | 10 | 20 | 30 |
| Área en Corte(cm2) | 19 | 18.75 | 16.47 |
| σ_n (kg/cm2) | 0.53 | 1.07 | 1.82 |
| τ (kg/cm2) | 0.5200 | 0.87 | 1.15 |

| | |
|----------------------------|--------------|
| Cohesión | 0.299 kg/cm2 |
| Ángulo de fricción interna | 25.68 ° |



UNIVERSIDAD SAN PEDRO
FACULTAD DE INGENIERÍA
Laboratorio de Mecánica de Suelos y Ensayo de Materiales
20
Jorge Montañez Reyes
JEFE



ENSAYO DE CORTE DIRECTO
(ASTM D-3080, AASHTO T236, MTC E 123-2000)

SOLICITA = BACH:GUTIERREZ CARRANZA JUAN JESUS
 TESIS = DESEMPEÑO SISMICO DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR
 CON 5 NIVELES EN MICROPAMPA - HUARAZ".
 UBICACIÓN = HUARAZ - ANCASH
 FECHA = 4/12/2018

NOMBRE DE MUESTRA = CALICATA-1
 TIPO DE MUESTRA = REMOLDEADA

Pag 1 de 2

| DIMENSIONES DE LA MUESTRA | |
|---------------------------|-----------------------|
| Diámetro | 50.80 mm |
| Altura | 25.1 mm |
| Área | 20.27 cm ² |
| Volumen | 50.87 cm ³ |

| DIMENSIONES DE LA MUESTRA | |
|---------------------------|-------------------------|
| Peso | 102 gr |
| Peso Unitario Húmedo | 2.01 gr/cm ³ |
| Contenido de Humedad | 11.4 % |
| Peso Unitario Seco | 1.80 gr/cm ³ |

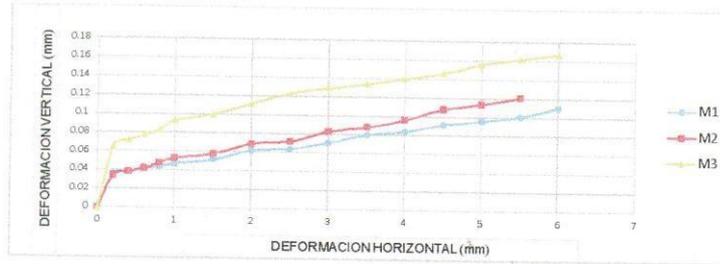
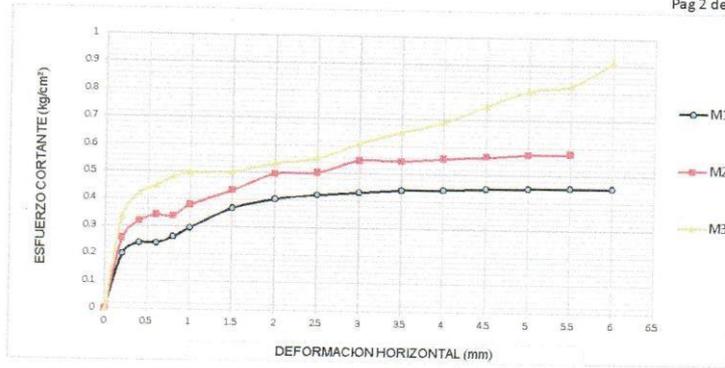
VELOCIDAD DE DEFORMACION = 0.50 mm/min

| DEFORMIMETR O DE LONGITUD HORIZONTAL | LECTURA DE CARGA HORIZONTAL | | | DEFORMACION VERTICAL | | | FUERZA DE CORTE HORIZONTAL | | | CORREC ÁREA cm ² | ESFUERZO CORTANTE T | | |
|--|--------------------------------|------|------|-------------------------|-------|-------|-------------------------------|-------|-------|-----------------------------------|------------------------|-------|-------|
| | M-01 | M-02 | M-03 | M-01 | M-02 | M-03 | M-01 | M-02 | M-03 | | M-01 | M-02 | M-03 |
| | Div. | | | mm | | | kg | | | | kg/cm ² | | |
| 0.20 | 2.6 | 4 | 6 | 0.036 | 0.034 | 0.065 | 4.017 | 5.172 | 6.822 | 20.17 | 0.199 | 0.256 | 0.338 |
| 0.40 | 3.5 | 5.5 | 8 | 0.039 | 0.038 | 0.072 | 4.76 | 6.41 | 8.472 | 20.07 | 0.237 | 0.319 | 0.422 |
| 0.60 | 3.5 | 6 | 8.6 | 0.042 | 0.042 | 0.077 | 4.76 | 6.822 | 8.967 | 19.96 | 0.238 | 0.342 | 0.449 |
| 0.80 | 4 | 5.9 | 9.3 | 0.044 | 0.048 | 0.083 | 5.172 | 6.74 | 9.544 | 19.86 | 0.260 | 0.339 | 0.481 |
| 1.00 | 4.8 | 6.8 | 9.6 | 0.047 | 0.053 | 0.093 | 5.832 | 7.482 | 9.792 | 19.76 | 0.295 | 0.379 | 0.496 |
| 1.50 | 6.4 | 8 | 9.6 | 0.052 | 0.058 | 0.100 | 7.152 | 8.472 | 9.792 | 19.51 | 0.367 | 0.434 | 0.502 |
| 2.00 | 7.1 | 9.3 | 10.2 | 0.062 | 0.069 | 0.112 | 7.73 | 9.544 | 10.29 | 19.25 | 0.402 | 0.496 | 0.534 |
| 2.50 | 7.4 | 9.3 | 10.5 | 0.064 | 0.072 | 0.123 | 7.977 | 9.544 | 10.53 | 19 | 0.420 | 0.502 | 0.554 |
| 3.00 | 7.5 | 10.2 | 11.6 | 0.071 | 0.083 | 0.129 | 8.06 | 10.29 | 11.44 | 18.75 | 0.430 | 0.549 | 0.610 |
| 3.50 | 7.6 | 10 | 12.4 | 0.080 | 0.088 | 0.134 | 8.142 | 10.12 | 12.1 | 18.49 | 0.440 | 0.547 | 0.654 |
| 4.00 | 7.5 | 10.1 | 13 | 0.084 | 0.096 | 0.140 | 8.06 | 10.2 | 12.6 | 18.24 | 0.442 | 0.559 | 0.691 |
| 4.50 | 7.5 | 10.1 | 14.1 | 0.092 | 0.108 | 0.146 | 8.06 | 10.2 | 13.5 | 17.99 | 0.448 | 0.567 | 0.751 |
| 5.00 | 7.4 | 10.1 | 15.1 | 0.096 | 0.114 | 0.156 | 7.977 | 10.2 | 14.33 | 17.73 | 0.450 | 0.576 | 0.808 |
| 5.50 | 7.3 | 10 | 15.3 | 0.101 | 0.121 | 0.162 | 7.895 | 10.12 | 14.49 | 17.48 | 0.452 | 0.579 | 0.829 |
| 6.00 | 7.2 | 9.8 | 16.8 | 0.111 | 0.123 | 0.167 | 7.812 | 9.957 | 15.73 | 17.23 | 0.453 | 0.578 | 0.913 |
| 6.50 | | | 17.1 | | 0.130 | | | | 15.98 | 16.98 | | | 0.941 |
| 7.00 | | | 17.8 | | 0.136 | | | | 16.56 | 16.72 | | | 0.990 |
| 7.50 | | | 17.3 | | | | | | 16.14 | 16.47 | | | 0.980 |
| 8.00 | | | | | | | | | | 16.22 | | | |
| 8.50 | | | | | | | | | | 15.97 | | | |
| 9.00 | | | | | | | | | | 15.72 | | | |
| 9.50 | | | | | | | | | | 15.47 | | | |
| 10.00 | | | | | | | | | | | | | |
| 10.50 | | | | | | | | | | | | | |
| 11.00 | | | | | | | | | | | | | |
| 11.50 | | | | | | | | | | | | | |



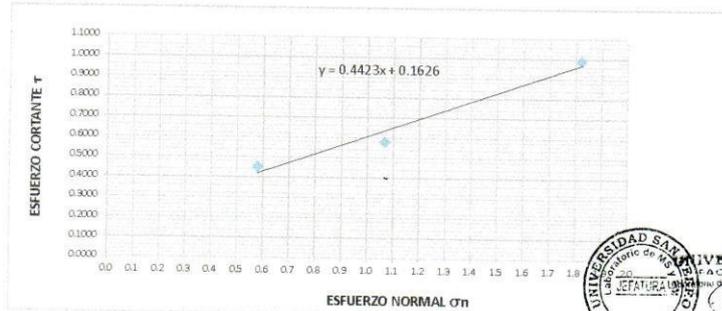


Pag 2 de 3



| MUESTRA | M1 | M2 | M3 |
|----------------------------------|--------|-------|-------|
| Carga Vertical(kg) | 10 | 20 | 30 |
| Área en Corte(cm ²) | 17.23 | 18.75 | 16.47 |
| σ_n (kg/cm ²) | 0.58 | 1.07 | 1.82 |
| τ (kg/cm ²) | 0.4530 | 0.58 | 0.99 |

| | |
|----------------------------|--------------------------|
| Cohesión | 0.163 kg/cm ² |
| Ángulo de fricción interna | 23.86 ° |

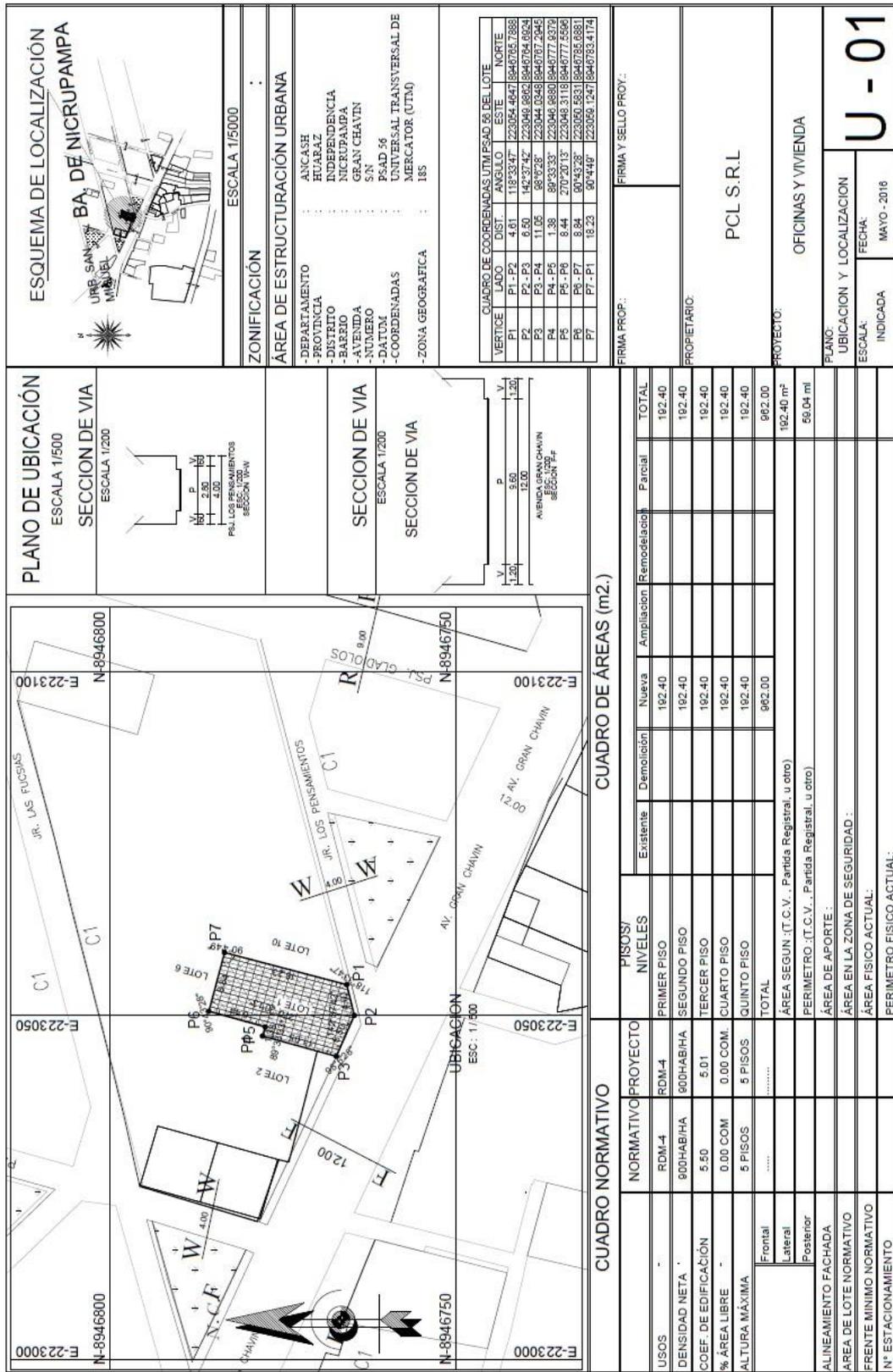


UNIVERSIDAD SAN PEDRO
FACULTAD DE INGENIERÍA
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y ENSAYO DE MATERIALES
Jefe: **Montañez Reyes**

Anexo 0 : P

5 Planos de ubicación (Plantas 1 y 2)

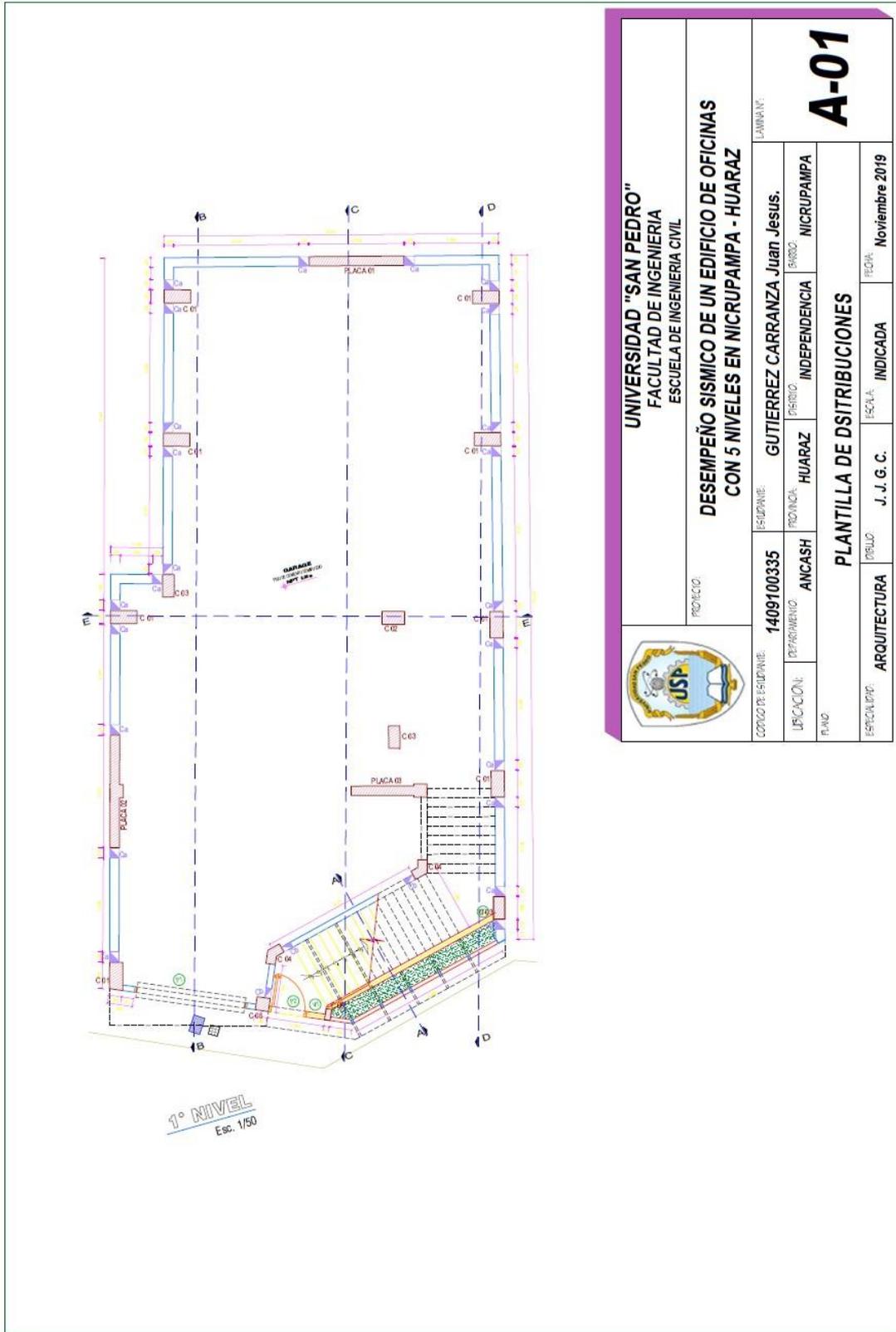
Anexo 0 : P



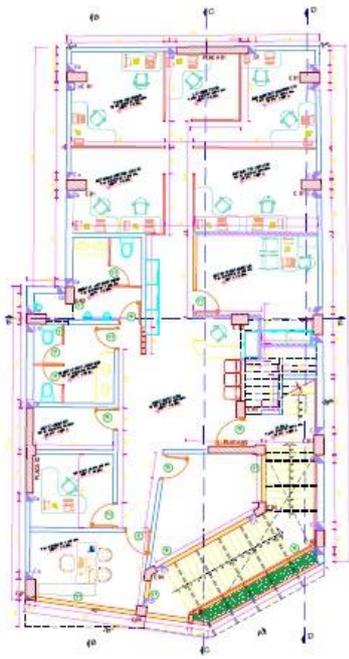
6 planos de estructuras y detalle de vigas.

Anexo 0 : P

7 Planos de Arquitectura y detalles.



| | | | | | | | |
|-----------------------|---------------|---|---------------|---|----------|---------------------|----------------|
| | | UNIVERSIDAD "SAN PEDRO" FACULTAD DE INGENIERIA ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL | | DESEMPEÑO SISMICO DE UN EDIFICIO DE OFICINAS CON 5 NIVELES EN NICRUPAMPA - HUARAZ | | LAMINA: A-01 | |
| | | PROYECTO: | EQUIPAMIENTO: | | | DISEÑADOR: | FECHA: |
| CODIGO DE ESTUDIANTE: | DEPARTAMENTO: | DEPARTAMENTO: | PROVINCIA: | DISTRITO: | ESCUELA: | INDICADA | NOVIEMBRE 2019 |
| UBICACION: | DEPARTAMENTO: | DEPARTAMENTO: | PROVINCIA: | DISTRITO: | ESCUELA: | INDICADA | NOVIEMBRE 2019 |
| PLAN: | DEPARTAMENTO: | DEPARTAMENTO: | PROVINCIA: | DISTRITO: | ESCUELA: | INDICADA | NOVIEMBRE 2019 |
| ESPECIALIDAD: | DEPARTAMENTO: | DEPARTAMENTO: | PROVINCIA: | DISTRITO: | ESCUELA: | INDICADA | NOVIEMBRE 2019 |



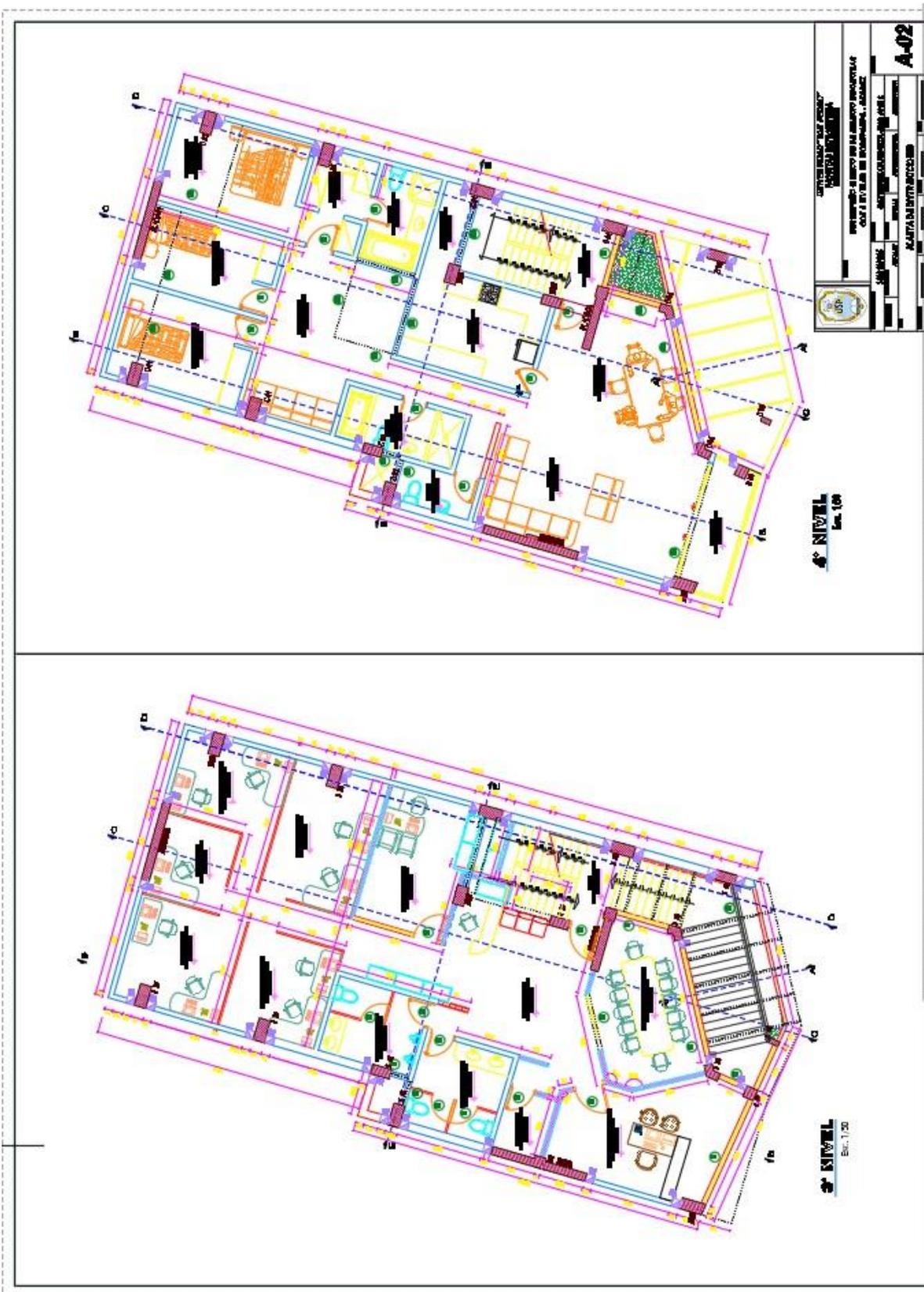
2º PAVIMENTO
Escala: 1:50

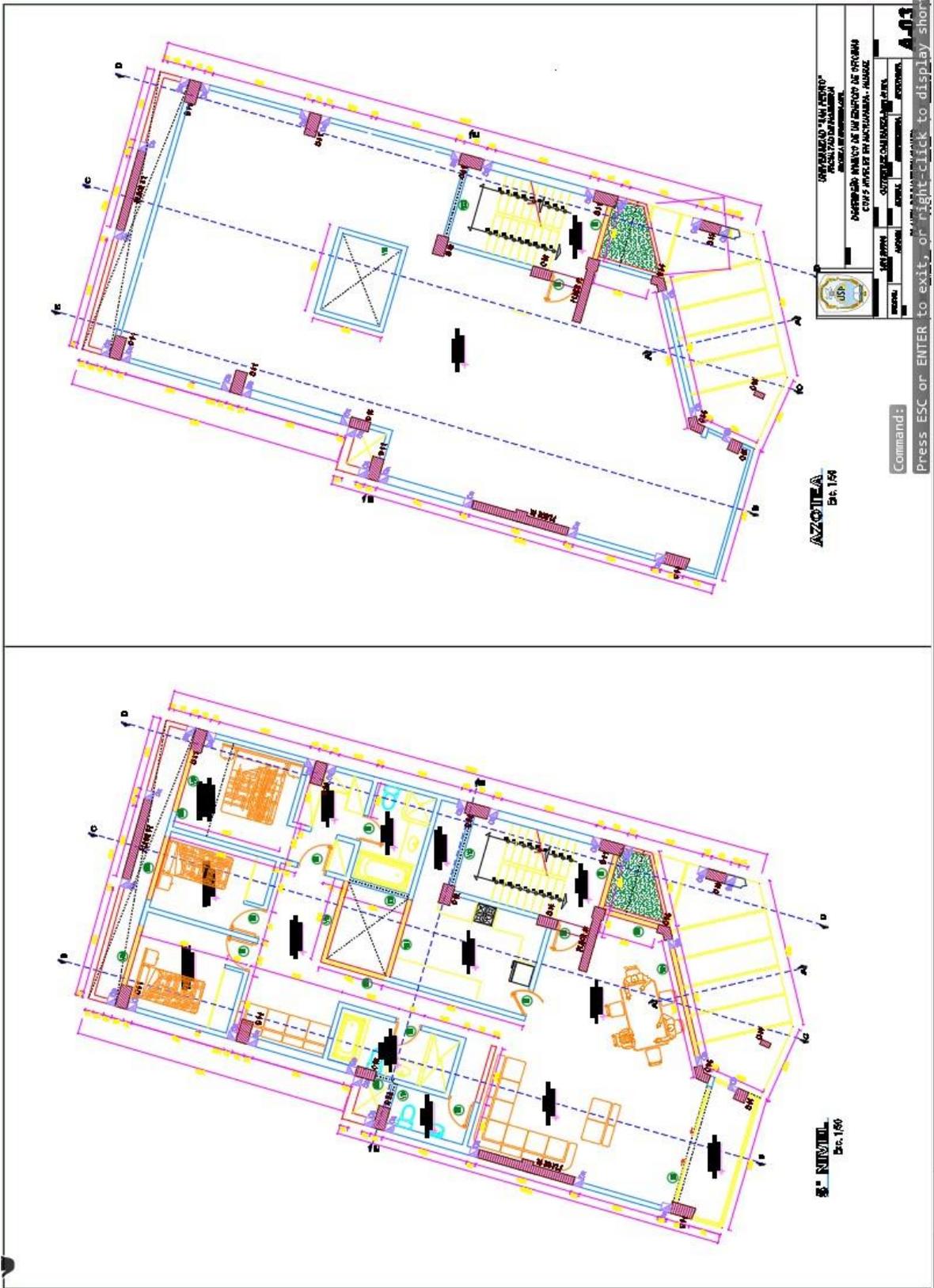


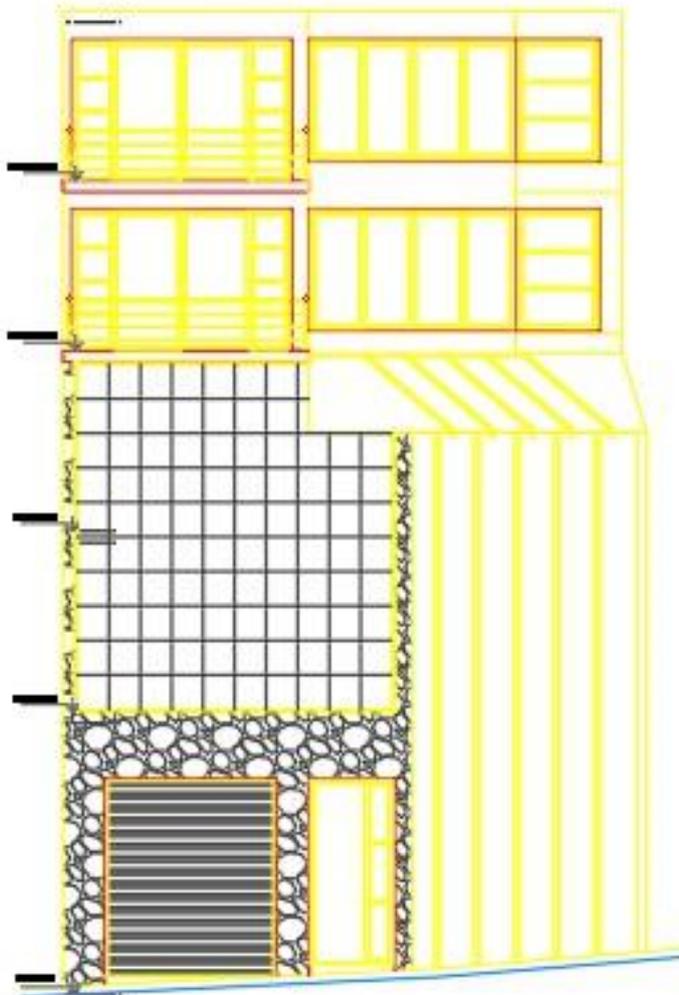
UNIVERSIDAD "SAN PEDRO"
FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO: DESEMPEÑO SISMICO DE UN EDIFICIO DE OFICINAS
CON 5 NIVELES EN NICRUPAMPA - HUARAZ

| | | | |
|---------------------|--------------------------------|---------------|----------------|
| CODIGO DE REGIONAL: | REGIONAL: | EDIFICIO: | LAMINA: |
| 1409100335 | GUTIERREZ CARRANZA Juan Jesus. | | A-01 |
| UBICACION: | PROVINCIA: | DEPARTAMENTO: | |
| AMICASH | HUARAZ | INDEPENDENCIA | NICRUPAMPA |
| FUNDO: | PLANTA DE DISTRIBUCIONES | | |
| ESPECIALIDAD: | PROYECTO: | ESCALA: | FECHA: |
| ARQUITECTURA | J. J. G. C. | INDICADA | Noviembre 2019 |



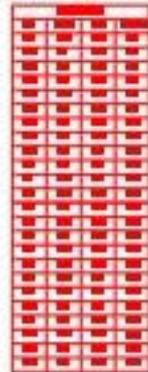




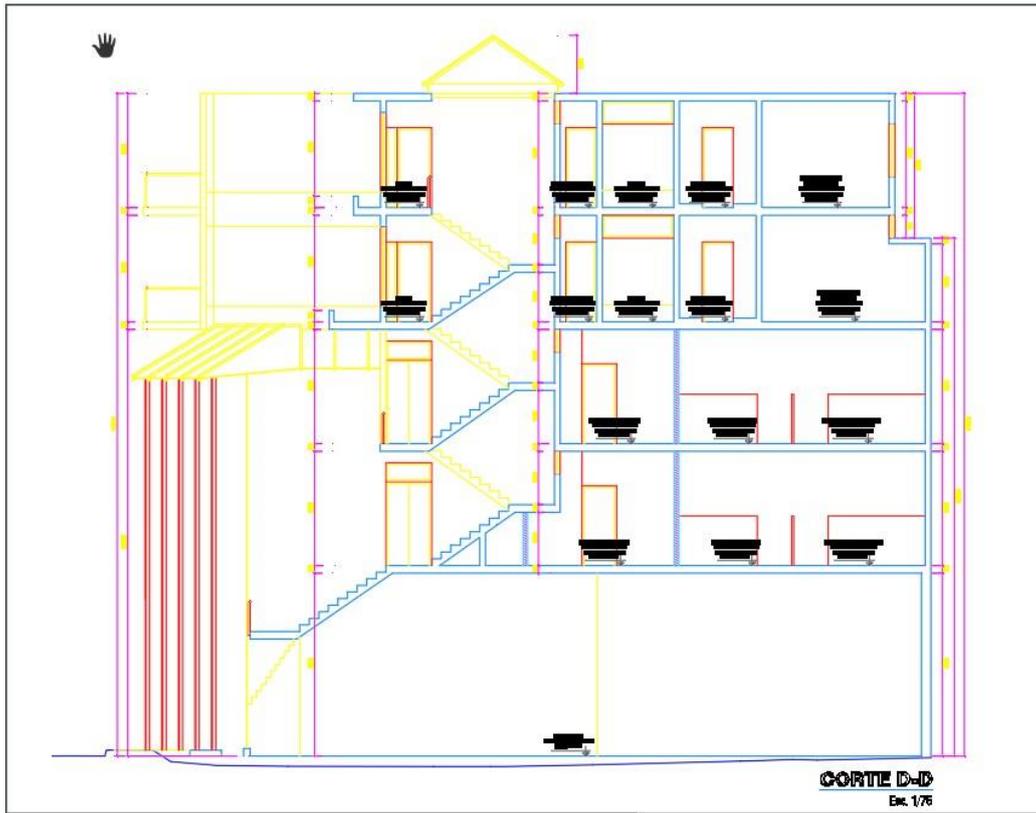
ELEVACION PRINCIPAL

Esc. 1/40

CUADRO DE VANOS



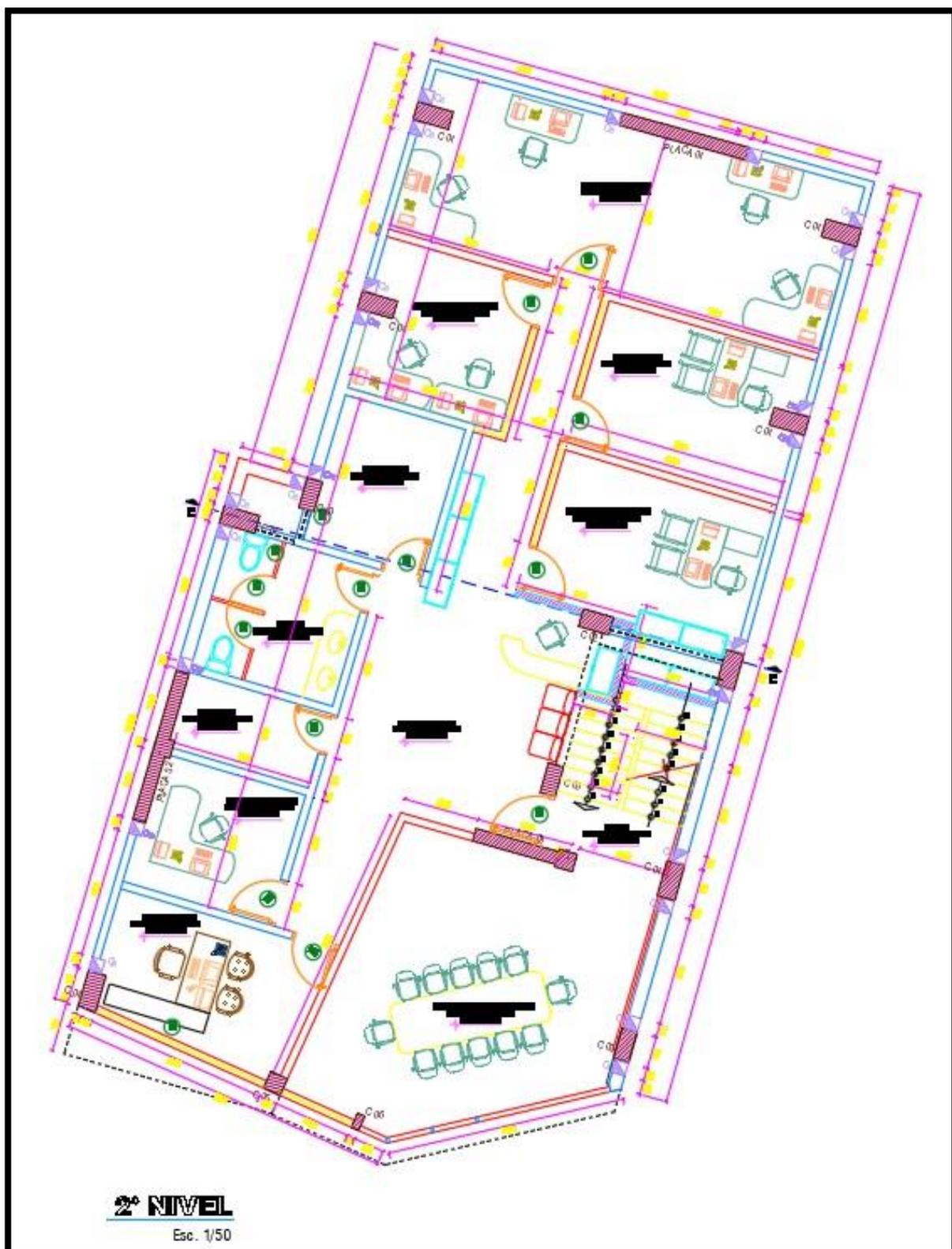
| | | |
|-------------------|--|--------------------|
| | UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA INSTITUTO DE ARQUITECTURA Y URBANISMO | |
| | ALUMNO: [REDACTED] GRUPO: [REDACTED] | TÍTULO: [REDACTED] |
| FECHA: [REDACTED] | | A-04 |



CORTE E-E
Etc. 1/76

| | | | |
|---|--|------------------------------------|---------------------------------|
| | | | |
| UNIVERSIDAD "SAN PEDRO" FACULTAD DE INGENIERIA ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL | | | |
| DESEMPEÑO SISMICO DE UN EDIFICIO DE OFICINAS CON 5 NIVELES EN NICUPAMPA - INUAJAZ | | | |
| CURSO Y SEMESTRE: 1400 INGENIERIA CIVIL | PROFESOR: GUTIERREZ CAPRANZA José Javier | FECHA: | |
| UBICACION: NICUPAMPA | DISTRITO: INUAJAZ | PROVINCIA: INDEPENDENCIA | PAIS: NICUPAMPA |
| CORTES | | | |
| PROFESOR: ESTRUCTURA | FECHA: J. J. O. C. | PROFESOR: INGENIERIA | FECHA: Noviembre 2018 |

A-06



Anexo 08: Fotografías de laboratorio.



















