

“Año del Buen Servicio al Ciudadano”

UNIVERSIDAD NACIONAL DE HUANCVELICA

(Creada por Ley N° 25265)

**FACULTAD DE INGENIERIA MINAS CIVIL AMBIENTAL
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**



TESIS

**“ANÁLISIS DEL PABELLON DE LABORATORIO DE
LA FACULTAD DE INGENIERIA MINAS CIVIL
AMBIENTAL MEDIANTE EL MÉTODO NO LINEAL
ESTÁTICO EN EL DISTRITO DE LIRCAY, DE LA
PROVINCIA DE ANGARAES, REGIÓN DE
HUANCVELICA”**

**LINEA DE INVESTIGACIÓN
ESTRUCTURAS**

**PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:
INGENIERO CIVIL**

PRESENTADO POR:

BACH. GIRALDO DAVILA, Franz Anthony

BACH. ORDOÑEZ ÑAHUI, Víctor Luis

ASESOR:

Arq. SALAS TOCASCA, Hugo Camilo

LIRCAY – HUANCVELICA

2017



[Signature]
Arch. Mauro E. Cusis Romero
TERCER FEDATARIO
19 - 2017-R-UNH

20 MAR. 2017



ACTA DE SUSTENTACION DE TESIS

EN EL PARANINTO DE LA FACULTAD DE INGENIERIA MINAS CIVIL AMBIENTAL DE LA ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL - CIRCA Y A LOS 24 DIAS DEL MES DE ENERO DEL 2017 SIENDO LAS 5:00 P.M. SE INSTALO LOS MIEMBROS DEL JURADO EN BASE A LA RESOLUCION N° 004-2017-FIMCA-UNH DE FECHA 18 DE ENERO DEL 2017 EN LA CUAL SE RESUELVE:

ARTICULO PRIMERO: APROBAR FECHA Y HORA PARA LA SUSTENTACION DE TESIS CUYO TITULO ES "ANALISIS DEL PABELLON DE LABORATORIO DE LA FACULTAD DE INGENIERIA MINAS CIVIL AMBIENTAL MEDIANTE EL METODO LIO LINEAL ESTATICO EN EL DISTRITO DE CIRCA, DE LA PROVINCIA DE ANGARAES, REGION DE HUANCAMELICA" SIENDO LOS RESPONSABLES DEL PROYECTO DE INVESTIGACION LOS BACHILLEROS EN INGENIERIA CIVIL: GIRALDO DAVILA FRANZ ANTHONY Y ORDOÑEZ FIJAHUI VICTOR LUIS, SIENDO LOS MIEMBROS DEL JURADO ING. ENRIQUE RIGOBERTO CAMAC OJEDA (PRESIDENTE), ING. URIEL NEIRA CAUSINA (SECRETARIO), ING. ANDRES ZOSIMO FIJAHUI GASPAR (VOCAL) CON LA FINALIDAD DE EVALUAR LA SUSTENTACION DE LA TESIS REFERIDA. INMEDIATAMENTE DESPUES SE PROCEDE CON LA INTERVENCION DEL PRESIDENTE DANDO LAS INSTRUCCIONES CORRESPONDIENTES PARA EL TRAMITE DE LA SUSTENTACION, SEGUIDAMENTE TERMINADO LA SUSTENTACION DE LA TESIS SE PROCEDE A LA FORMULACION DE PREGUNTAS POR LOS MIEMBROS DEL JURADO LA CUALES FUERON ABSUELTAS POR LOS TESIS TAS.

LOS MIEMBROS DEL JURADO DESPUES DE UN INTENSO DEBATE SE RESUELVE: APROBAR LA SUSTENTACION DE LA TESIS POR UNANIMIDAD SIENDO LAS 6:45 P.M DEL DIA 24 DE ENERO DEL 2017 EN SEÑAL DE CONFORMIDAD FIRMADA AL DIA DEL PRESENTE.

[Signature]

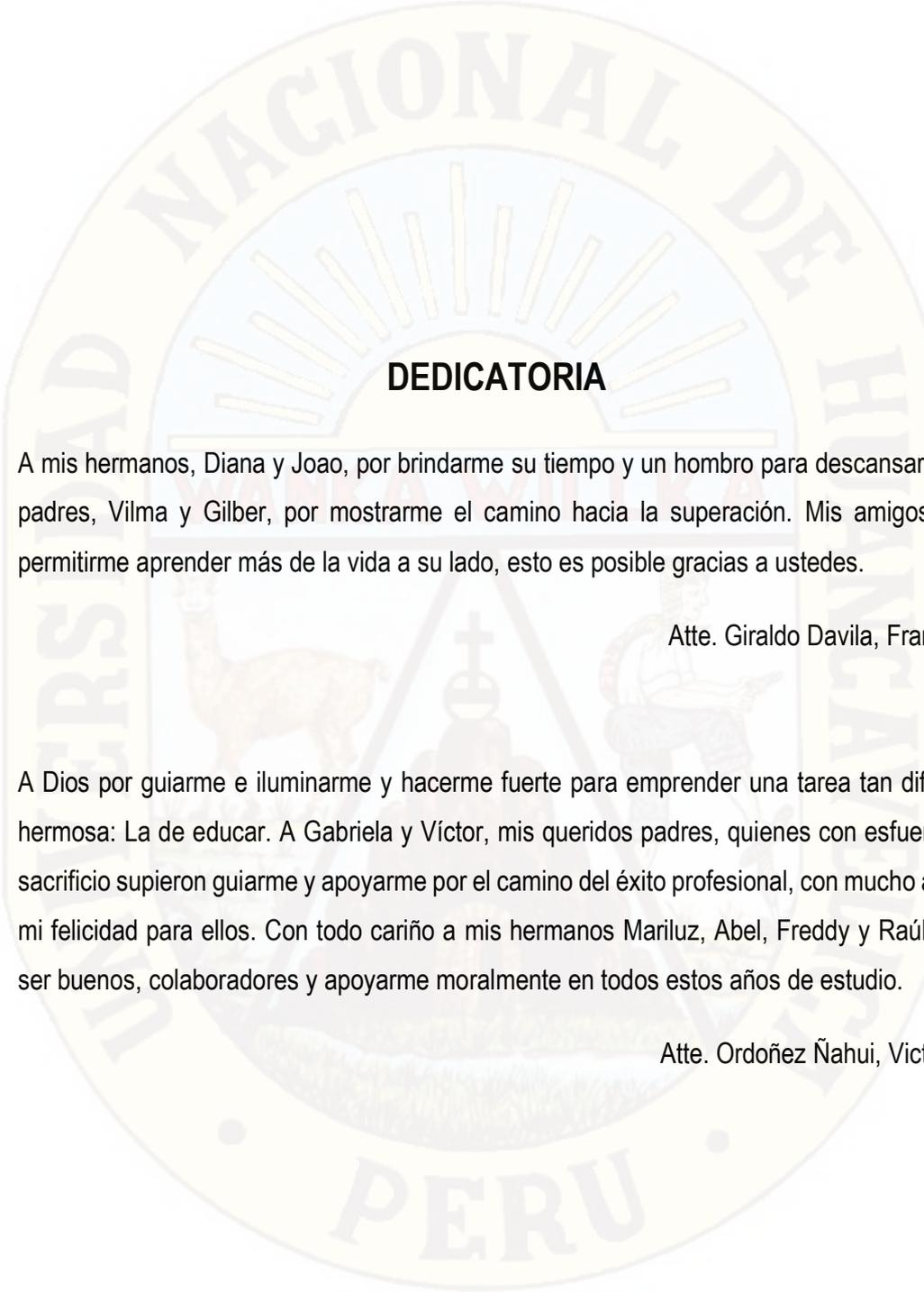
ING. URIEL NEIRA CAUSINA
SECRETARIO

[Signature]

ING. ENRIQUE CAMAC OJEDA
PRESIDENTE

[Signature]

ING. FIJAHUI GASPAR
VOCAL



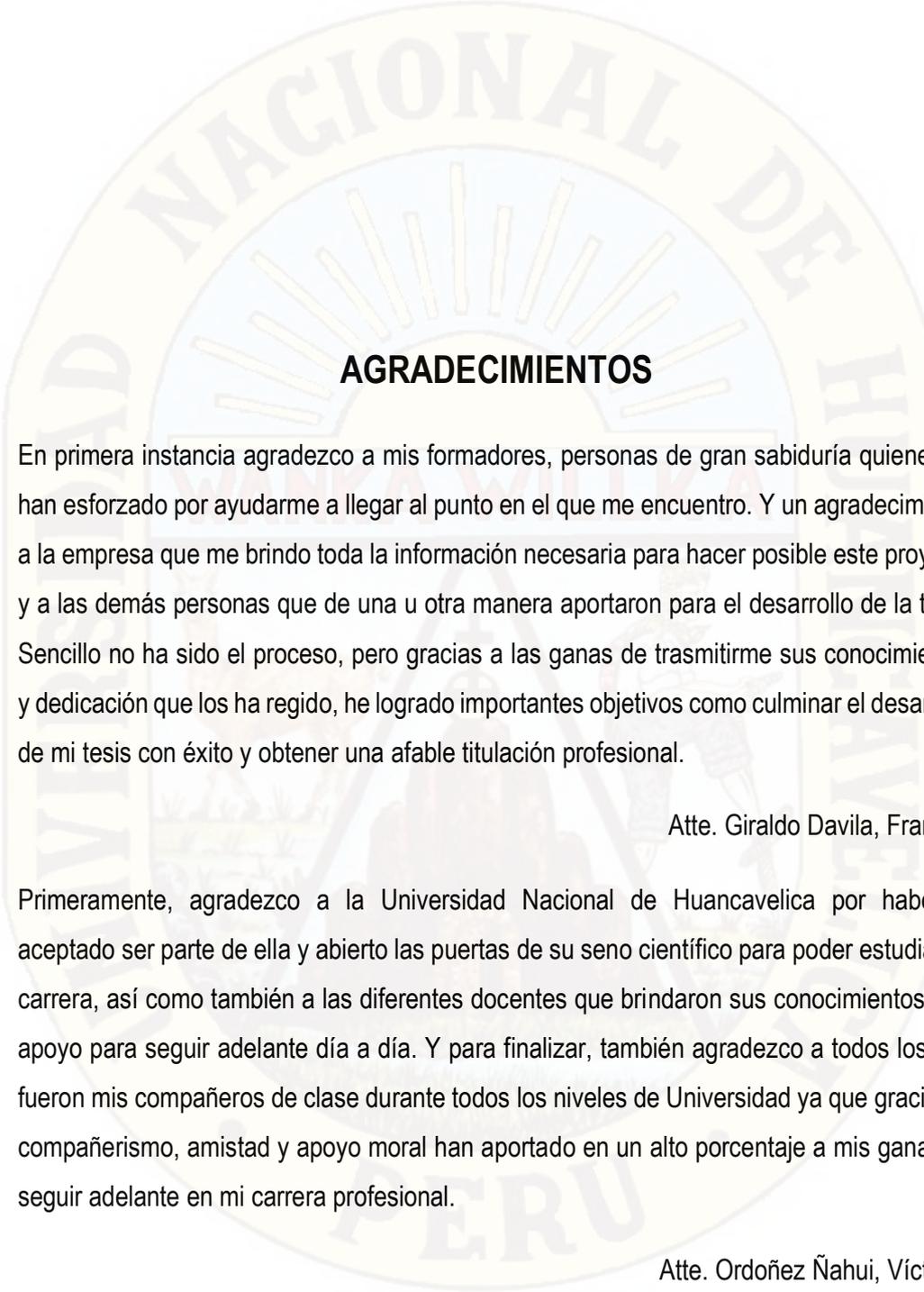
DEDICATORIA

A mis hermanos, Diana y Joao, por brindarme su tiempo y un hombro para descansar. Mis padres, Vilma y Gilber, por mostrarme el camino hacia la superación. Mis amigos por permitirme aprender más de la vida a su lado, esto es posible gracias a ustedes.

Atte. Giraldo Davila, Franz A.

A Dios por guiarme e iluminarme y hacerme fuerte para emprender una tarea tan difícil y hermosa: La de educar. A Gabriela y Víctor, mis queridos padres, quienes con esfuerzo y sacrificio supieron guiarme y apoyarme por el camino del éxito profesional, con mucho amor mi felicidad para ellos. Con todo cariño a mis hermanos Mariluz, Abel, Freddy y Raúl, por ser buenos, colaboradores y apoyarme moralmente en todos estos años de estudio.

Atte. Ordoñez Ñahui, Víctor L.



AGRADECIMIENTOS

En primera instancia agradezco a mis formadores, personas de gran sabiduría quienes se han esforzado por ayudarme a llegar al punto en el que me encuentro. Y un agradecimiento a la empresa que me brindo toda la información necesaria para hacer posible este proyecto y a las demás personas que de una u otra manera aportaron para el desarrollo de la tesis. Sencillo no ha sido el proceso, pero gracias a las ganas de trasmitirme sus conocimientos y dedicación que los ha regido, he logrado importantes objetivos como culminar el desarrollo de mi tesis con éxito y obtener una afable titulación profesional.

Atte. Giraldo Davila, Franz A.

Primeramente, agradezco a la Universidad Nacional de Huancavelica por haberme aceptado ser parte de ella y abierto las puertas de su seno científico para poder estudiar mi carrera, así como también a las diferentes docentes que brindaron sus conocimientos y su apoyo para seguir adelante día a día. Y para finalizar, también agradezco a todos los que fueron mis compañeros de clase durante todos los niveles de Universidad ya que gracias al compañerismo, amistad y apoyo moral han aportado en un alto porcentaje a mis ganas de seguir adelante en mi carrera profesional.

Atte. Ordoñez Ñahui, Víctor L.

INDICE GENERAL

DEDICATORIA.....	iii
AGRADECIMIENTO.....	iv
RESUMEN	ix
ABSTRACT.....	xi
INTRODUCCION.....	xiii
CAPITULO I.....	15
PROBLEMA.....	15
1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	15
1.2. FORMULACION DEL PROBLEMA.....	17
1.3. OBJETIVO DE LA INVESTIGACION	18
1.4. JUSTIFICACION.....	18
CAPITULO II.....	20
MARCO TEORICO.....	20
2.1. ANTECEDENTES.....	20
2.2. BASES TEORICAS.....	24
2.2.1. Evaluación por desempeño sísmico	24
2.2.2. Capacidad Estructural	26
2.2.3. Curva de capacidad	26
2.2.4. Nivel Sísmico	29
2.2.4.1. Propuesta del Comité VISION 2000	29
2.2.4.2. Propuesta del ATC-40.....	30
2.2.5. Punto de Desempeño.....	31
2.2.5.1. Propuesta del Comité VISION 2000	32
2.2.5.2. Propuesta del ATC-40.....	34
2.2.6. Objetivos de desempeño.....	38
2.2.6.1. Propuesta del Comité VISION 2000	38
2.2.6.2. Propuesta del ATC-40.....	39
2.2.7. Capacidad de deformación de muros de albañilería confinada para distintos niveles de desempeño	40

2.2.7.1. Modos de fallas que pueden presentar este tipo de muros son los siguientes.....	41
2.2.7.2. Estados límites de muros de albañilería confinada	43
2.2.7.3. Análisis sísmico en muros de mampostería.....	44
2.2.7.4. Análisis sísmico basados en fuerzas	46
2.2.7.5. Problemas con el diseño sísmico basado en fuerzas	48
2.2.8. Análisis Sísmico Métodos No Lineales	51
2.2.8.1. Ductilidad y tipos de ductilidad	52
2.2.8.2. Relación momento-curvatura	54
2.2.8.3. Capacidad, Demanda y Desempeño de una estructura.....	57
2.2.8.4. Espectro de capacidad	61
2.2.8.5. Conversión de la curva de capacidad al espectro de capacidad	64
CAPITULO III.....	65
METODOLOGIA DE LA INVESTIGACION	65
3.1. AMBITO DE ESTUDIO	65
3.2. TIPO DE INVESTIGACION.....	65
3.3. NIVEL DE INVESTIGACION.....	65
3.4. METODO DE INVESTIGACION	66
3.4.1. Método deductivo.....	66
3.4.2. Método descriptivo	66
3.5. DISEÑO DE INVESTIGACION	66
3.6. POBLACION, MUESTRA, MUESTREO.....	66
3.7. TECNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCION DE DATOS	67
3.7.1. Técnicas.....	67
3.7.2. Instrumentos	67
3.8. PROCEDIMIENTO DE RECOLECCION DE DATOS	67
3.9. TECNICAS DE PROCESAMIENTO Y ANALISIS DE DATOS.....	68
CAPITULO IV.....	69
RESULTADOS.....	69
4.1. RESULTADOS DEL ANALISIS INELASTICO DEL LABORATORIO FIMCA.....	69
4.1.1. Curva de capacidad	69

4.1.2. Punto de comportamiento	70
4.1.3. Resumen de puntos de desempeño para cada nivel sísmico	72
4.1.4. Determinación del grado de daño en la estructura Y-Y.....	74
4.1.5. Determinación del grado de daño en la estructura X-X.....	76
CONCLUSIONES.....	78
RECOMENDACIONES.....	79
REFERENCIA BIBLIOGRAFICA	80
ANEXOS N°1 - MATRIZ DE CONSISTENCIA	
ANEXOS N°2 - ASPECTO ADMINISTRATIVO	
ANEXOS N°3 - MEMORIA DE CALCULO DE ANALISIS Y DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA EXISTENTE	
ANEXOS N°4 - DIAGRAMA DE MOMENTO DE CURVATURA DE COLUMNAS Y VIGAS	
ANEXOS N°5 - PLANOS DE PROYECTO	

INDICE DE TABLAS

Tabla 1. Movimientos sísmicos de diseño (SEAOC Vision2000 Committee, 1995).....	30
Tabla 2. Descripción de los estados de daño y niveles de desempeño (SEAOC Visión 2000 Comité, 1995)	33
Tabla 3. Niveles de desempeño de las estructuras (ATC, 1996)	37
Tabla 4. Objetivos del desempeño sísmico recomendado para estructuras (SEAOC Vision 200 Comité, 1995)	39
Tabla 5. Objetivos de desempeño sísmico recomendados básicos.....	39
Tabla 6. Objetivos de seguridad básica para estructuras convencionales (ATC, 1996)	40
Tabla 7. Punto de comportamiento análisis Pushover Sentido X.....	71
Tabla 8. Punto de comportamiento análisis Pushover Sentido Y.....	71
Tabla 9. Puntos de desempeño con niveles sísmicos ATC 40 en X-X.....	73
Tabla 10. Punto desempeño con NTP E030 y niveles sísmicos ATC 40 en X-X.....	73
Tabla 11. Puntos de desempeño con niveles sísmicos ATC 40 en Y-Y.....	75
Tabla 12. Punto desempeño con NTP E030 y niveles sísmicos ATC 40 en Y-Y.....	75
Tabla 13. Puntos de desempeño con niveles sísmicos ATC 40 en X-X.....	77
Tabla 14. Punto desempeño con NTP E030 y niveles sísmicos ATC 40 en X-X.....	77

RESUMEN

El presente trabajo, que lleva por nombre: “Análisis del Pabellón de Laboratorio de la Facultad de Ingeniería Minas Civil Ambiental mediante el Método No Lineal Estático en el distrito de Lircay, de la provincia de Angaraes, región de Huancavelica”, se ha centrado en la aplicación de un método de análisis no-lineal para determinar la respuesta estructural de la edificación en mención.

La construcción del Laboratorio de la Facultad de Ingeniería Minas Civil Ambiental, se ha realizado principalmente por pórticos de concreto armado y muros de albañilería portante; se sabe que en esta parte del territorio no se ha tenido terremotos que nos demuestren vulnerabilidad sísmica de estas construcciones debido a no poseer una configuración estructural sismorresistente.

Ya anteriormente se han desarrollado la evaluación de diferentes tipos de estructuras existentes mediante métodos de análisis lineal y se determinó que gran parte de las estructuras tipo pórtico de concreto y en algunos casos de albañilería portante, sufriría daños considerables ante la ocurrencia de un sismo severo.

Sin embargo, las estructuras principales fueron planteadas como estructuras aporticadas; en ese sentido, se realizó un reforzamiento estructural mediante el método lineal estático, además de considerar algunos muros portantes para la minimización de los desplazamientos por sismo; además se toma en cuenta la actualización de la Norma E-030 publicado el 24 de enero del 2016.

En la actualidad se han desarrollado métodos de análisis no-lineal, que dan una mejor aproximación a la respuesta estructural, se vio conveniente llevar a cabo esta evaluación para calificar la competencia de la estructura (aporticada) ante la demanda por sismo.

Como herramienta principal de análisis se usó el método del espectro de capacidad, descrito a detalle en la documentación del ATC40, con una alternativa de metodología en la búsqueda del punto de desempeño de la estructura. Esta alternativa usada (método propuesto por Miranda y Bertero, 1994) ayudo a verificar si las coordenadas del punto de

desempeño (en ambas direcciones principales del análisis) basadas en el método original mostraban valores coherentes.

De los resultados más resaltantes se desprendieron algunas de las siguientes conclusiones y recomendaciones.

Ante la ocurrencia de un eventual movimiento sísmico de regular intensidad, la estructura de la edificación (aportada, tal como fue concebida) experimentaría formaciones plásticas en los extremos de la mayoría de las vigas, a niveles de Ocupación Inmediata, en ambas direcciones del edificio. Sin embargo, por la densidad del daño producido, una intervención futura para remediar dichos daños podría significar la paralización de las funciones con las consecuencias perdidas.

El punto de desempeño obtenido en ambas direcciones del análisis realizado muestra que la estructura estaría incursionando en el intervalo de comportamiento inelástico. La estructura, tal como fue estructurada, se muestra muy flexible en la dirección de análisis "Y" llegando a experimentar distorsiones por sismo, en algunos de los pisos intermedios, que superan los estándares permisibles de la norma vigente peruana. Por tanto, se incluye que la estructura necesita mejorar su rigidez en dicha dirección ya que la albañilería confinada existente no sería competente para este propósito. En tal sentido, se recomienda llevar a cabo un reforzamiento de la estructura que apunte a reducir el nivel de posibles daños estructurales a fin de evitar futuras paralizaciones en las funciones básicas para las que la construcción fue destinada.

Para asegurar la continua funcionalidad de la construcción, que sirve como infraestructura de viviendas multifamiliares, se sugiere, además de lo expuesto líneas arriba, llevar a cabo una evaluación integral que considere el comportamiento de los elementos no estructurales (accesorios) que no han sido incluidos en este estudio por no ser parte de los alcances establecidos.

Palabras Claves: Análisis de estructuras mediante iteraciones en puntos rígidos, reforzamiento estructural, estabilidad de edificación.

ABSTRACT

The present work, which is called: "Analysis of the Laboratory Pavilion of the Faculty of Environmental Civil Mine Engineering by means of the Static Nonlinear Method in the district of Lircay, province of Angaraes Huancavelica region", has been Centered on the application of a non-linear analysis method to determine the structural response of the building in question.

The construction of the Laboratory of the Faculty of Civil Engineering Environmental Mines, has been realized mainly by reinforced concrete porticos and walls of supporting masonry; It is known that in this part of the territory there have been no earthquakes that show us seismic vulnerability of these constructions because they do not have a seismic resistant configuration.

The evaluation of different types of execution structures has already been developed using linear analysis methods and it was determined that a great part of the concrete type structures and in some cases of construction of carriers, suffer considerable damage to the occurrence of a severe one.

However, the main structures were posed as structured structures; In this sense, a structural reinforcement was carried out using the static linear method, in addition to considering some support walls for the minimization of displacements by earthquake; In addition, the update of Rule E-030 published on January 24, 2016 is taken into account.

At the present time non-linear analysis methods have been developed, which give a better approximation to the structural response, it was convenient to carry out this evaluation to qualify the competence of the structure (affected) to the demand for earthquake.

As the main analysis tool, the capacity spectrum method, described in detail in the ATC40 documentation, was used with an alternative methodology in the search of the performance point of the structure. This alternative used (Miranda and Bertero, 1994) helped to verify if

the performance point coordinates (in both main directions of analysis) based on the original method showed coherent values.

Some of the following conclusions and recommendations emerged from the most outstanding results.

In view of the occurrence of a seismic movement of regular intensity, the structure of the building (shaped as it was conceived) would experience plastic formations at the ends of most of the beams, at levels of Immediate Occupation, in both directions of the building. However, due to the density of the damage, future intervention to remedy such damages could mean that functions should be stopped with the consequences lost.

The performance point obtained in both directions of the analysis performed shows that the structure would be entering the range of inelastic behavior. The structure, as it was structured, is very flexible in the direction of "Y" analysis getting to experience distortions by earthquake, in some of the intermediate floors, that surpass the permissible standards of the current Peruvian norm. Therefore, it is included that the structure needs to improve its rigidity in that direction since the existing confined masonry would not be competent for this purpose. In that sense, it is recommended to carry out a reinforcement of the structure that aims to reduce the level of possible structural damage in order to avoid future paralyzes in the basic functions for which the construction was destined.

In order to ensure the continuous functionality of the construction, which serves as a multifamily housing infrastructure, it is suggested, in addition to the above, to carry out a comprehensive evaluation that considers the behavior of non-structural elements (accessories) that have not been included in this study for not being part of the established scope.

Keywords: Analysis of structures through iterations in rigid points, structural reinforcement, building stability.

INTRODUCCION

El problema del análisis estructural sísmico es un tema importante en nuestra existencia. El Dr. Raúl D. Bertero en su tesis "Diseño Sismo Resistente Basado en la Performance" menciona: "los terremotos, son un tipo muy especial de evento natural, por ser eventos raros, de baja probabilidad de ocurrencia, cuyas consecuencias, cuando ellos ocurren, son enormes en términos de destrucción y sufrimiento. Los terremotos constituyen desastres naturales cuya característica es, que las mayores pérdidas humanas y económicas, no son en sí debidas a los mecanismos sísmicos, si no a las fallas de las construcciones realizadas por el hombre: edificios, presas, puentes, sistemas de transporte, etc." Por eso los investigadores están en la búsqueda constante de metodologías y herramientas que nos permitan modelar y hacer posible el análisis estructural cada vez más cercanas a como ocurren en la realidad. Dos de esas metodologías son por ejemplo las que nos presentan el ATC-40 y FEMA-356 que, aunque ya tienen algunos años de haber sido publicadas, todavía no se les está dando la debida importancia.

Una de las herramientas usado en este método es el programa de cómputo Sap2000 que se usó en el desarrollo de la presente tesis. También cabe mencionar que en aras de hacer una herramienta propia de trabajo se hizo un programa de cómputo en lenguaje fortran, para hallar la curva de capacidad de una estructura regular en elevación y en planta. Modelando la estructura como una serie de pórticos planos paralelos.

Por la ubicación geográfica de nuestro país, nos encontramos ubicados en el borde occidental de Sudamérica donde la Placa Oceánica de Nazca esta subducida por debajo de la Placa Continental Sudamericana, generando sismos de magnitudes elevadas y con relativa frecuencia; así como también formamos parte del "cinturón de fuego del pacífico" considerado una de las regiones de más alta actividad sísmica del planeta.

La localidad de Huancavelica dentro de la Zonificación Sísmica se encuentra en la Zona 3 de acuerdo a la Norma Técnica Sismoresistente E.030 del Reglamento Nacional de Edificación, aunque no existen antecedentes de que las fallas geológicas provocaron sismos en nuestra región, Existe la evidencia de las siguientes fallas geológicas en nuestra región que podrían generar movimientos telúricos de hasta 6.5 grados en la escala de Richter

(según el IGP), las cuales están ubicadas en Pampas, Huallahuara, Moya, Vilca, Paica, Ascensión en Huancavelica, y Aurahua en la provincia de Castrovirreyna (Oficina Regional de Defensa Nacional y Seguridad Ciudadana). Además de esto existe la posibilidad de que se active la falla del Huaytapallana provocando un movimiento sísmico de gran magnitud.

También podemos añadir que estas fallas geológicas permanecen en un silencio sísmico desde hace más de 55 años, lo cual hace que las edificaciones de la ciudad de Huancavelica sean vulnerables a experimentar un movimiento sísmico de gran escala en cualquier momento. Ante la situación descrita se formuló el siguiente problema a investigar “A lo largo del tiempo transcurrido, las estructuras del pabellón de laboratorios de la Facultad de Ingeniería Minas Civil Ambiental de la universidad de Huancavelica en el distrito de Lircay; se ven afectados por las fallas propias de la zona. Cabe mencionar que las estructuras existentes, presentan fallas estructurales; por lo que la metodología de diseño tradicional, método ACI, se debería ampliar a un sistema más actualizado con el fin analizar las deformaciones propias de la estructura que puede ocasionar la estructura en función a las fallas mencionadas y el diseño por iteración sísmica”, se tuvo como objetivo; Determinar si el desempeño sísmico del pabellón de laboratorios de la Facultad de Ingeniería Minas Civil Ambiental, ubicado en la ciudad de Lircay, cumplirá satisfactoriamente con los objetivos de desempeño sísmico, aplicando un análisis no lineal estático mediante el método de iteración sísmica pushover , con el fin de obtener las rotulas plásticas y así mantener la rigidez de la estructura.

La presente tesis está dividida en IV capítulos, en el capítulo I se presenta el problema, en el capítulo II se presenta el marco teórico, en el capítulo III se toca el tema de la metodología de la investigación, en el capítulo IV se presenta los resultados y curva de demanda sísmica de la Norma E-030 y su transformación a un espectro de capacidad. Luego se presentan las conclusiones y recomendaciones del trabajo.

Se pone a consideración el presente informe de investigación esperando que su aporte sea valioso para posteriores investigaciones.

Los Investigadores.

CAPÍTULO I

PROBLEMA

1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Por la ubicación geográfica de nuestro país, nos encontramos ubicados en el borde oriental de Sudamérica donde la placa oceánica de Nazca esta subducida por debajo de la Placa Continental Sudamericana, generando sismos de magnitudes elevadas y con relativa frecuencia; así mismo también formamos parte del “cinturón de fuego de pacífico” considerado una de las regiones de más alta actividad sísmica del planeta.

A lo largo de la historia tenemos recopilación de eventos sísmicos importantes producidas en el litoral central del territorio peruano, tal como se detalla en los datos proporcionados por el instituto geofísico del Perú en los últimos 5 siglos: lima 1940 magnitud 7.9Ms (Richter) intensidad VIII MM, lima 1966 magnitud 7.7 Ms (Richter) intensidad VIII MM, Ancash 1970 magnitud 7.9Ms (Richter) intensidad VIII-IX MM, lima 1974 magnitud 7.9Ms (Richter) intensidad VIII-IX MM y por ultimo acontecimientos sísmico se tiene manifestado el 15 de agosto del 2007 magnitud 7.0Ms (Richter) afectado a pisco intensidad VII-VIII MM, en lima intensidad VI MM y Huancavelica intensidad V MM, que destruyendo 48,208 viviendas, otras 45,500 quedaron inhabitables 45,813 resultaron afectadas; 14 establecimientos de salud fueron destruidos y 112 afectados; podemos considerar que el Perú está expuesto a este peligro, que trae consigo la pérdida de vidas humanas y pérdidas materiales en su mayoría por la vulnerabilidad de las edificaciones por lo que es necesario hacer estudios para verificar el desempeño de las estructuras ante eventos sísmicos de las construcciones existentes, así como de las nuevas en etapa de diseño para minimizar añadiendo a estas las perdidas como interrupción de la actividad económica y de los servicios que brindan, por ello es el motivo principal para el estudio del presente trabajo de investigación.

Del registro sísmico ocurrido el 15 de agosto del 2007, el departamento de Huancavelica también fue afectado y teniendo en cuenta las característica de las viviendas y edificaciones

según el censo del INEI censo nacional del 2007: XI de población y VI de vivienda existen viviendas construidas con paredes exteriores adobe o tapia, lo que representa el 86.5%; así mismo, 7mil 631 viviendas tienen como material predominante piedra con barro el 6.9%; 5mil 845 viviendas tienen como material predominante ladrillo o bloque de cemento, lo que representa en el 5.3% en este último considerando también edificaciones que comprenden la concurrencia de un número considerable de personas y de una inversión económica considerable que generan estos. Es posible que al evaluar el desempeño de estas edificaciones se encuentren deficiencias estructurales que podrían corregirse oportunamente y optimizar el funcionamiento de la misma.

La localidad de Huancavelica centro de la zonificación sísmica se encuentra en la zona 2 (riesgo sísmico intermedio) de acuerdo a la norma técnica sismo resistente E.030 del reglamento nacional de edificación, aunque no existen antecedentes de fallas geológicas provocaron sismos en nuestra región. Existen las evidencias de las siguientes fallas geológicas en nuestra región que podrían generar movimientos telúricos de hasta 6.5 grados en la escala de Richter (según el IGP), la cual está ubicada en pampas wallawara, molla, vilca, palca, ascensión de Huancavelica, y aurahua en la provincia de castro virreina (oficina regional de defensa nacional seguridad ciudadana). Además de esto existe la posibilidad que se active la falla del waytapallana provocando un movimiento sísmico de gran magnitud. También podemos añadir que estas fallas geológicas permanecen en su silencio sísmico desde hace más de 55 años, lo cual hace que las edificaciones de la región de Huancavelica sean vulnerables a experimentar un movimiento sísmico de una gran escala en cualquier momento.

Por este motivo para fines de esta investigación se evaluará de manera estructural el pabellón de laboratorios de la Facultad de Ingeniería Minas Civil Ambiental, y por medio del método no lineal estático, de acuerdo a la norma técnica peruana E.030 como edificación esencial cuya función no debería interrumpirse inmediatamente después que ocurra un sismo.

Para realizar este estudio utilizaremos el análisis no lineal estático usando la técnica Pushover, para ello se determinará el comportamiento inelástico de la estructura en forma general, y de los elementos estructurales, de las cesiones de los elementos y de los materiales en forma particular.

La aplicación del análisis sísmico estático no lineal sirve como una herramienta práctica para la evaluación de la respuesta sísmica de estructuras. Por lo tanto, está siendo cada vez más considerado en los análisis sísmicos modernos, tanto para el diseño de nuevas estructuras y para la evaluación de los ya existentes., en el caso de nuestro tema de investigación se llevará el análisis de las estructuras ya mencionadas, dentro del campo universitario del distrito de Lircay, provincia de Angaraes departamento de Huancavelica.

1.2 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

1.2.1 PROBLEMA GENERAL

A lo largo del tiempo transcurrido, las estructuras del pabellón de laboratorio de la Facultad de Ingeniería Minas Civil Ambiental de la universidad de Huancavelica en el distrito de Lircay; se ven afectados por las fallas propias de la zona. Cabe mencionar que las estructuras existentes, presentan fallas estructurales; por lo que la metodología de diseño tradicional, método ACI, se debería ampliar a un sistema más actualizado con el fin analizar las deformaciones propias de la estructura que puede ocasionar la estructura en función a las fallas mencionadas y el diseño por iteración sísmica.

1.2.2 PROBLEMA ESPECÍFICO

- El desempeño sísmico del pabellón de laboratorio de la Facultad de Ingeniería Minas Civil Ambiental usando un análisis no lineal estático y no el método ACI, influencia mayores detalles de deformación en la estructura, esto conllevará a extender el tiempo de análisis de la estructura comparada con el convencional.
- Las estructuras evaluadas cumplirán el desempeño propuesto en la metodología del ATC 40, para evaluar la capacidad estructural del edificio; el cual estipula que en el desempeño por flexocompresión debe tener un parámetro más específico en la estructura.
- Cuáles serán los niveles de daño respecto a los rotulas plásticas de las estructuras evaluadas, debido a que en este método se emplea cada elemento estructural y no general de la estructura.

- Cuál será la posibilidad de secuencia de daños en la estructura sometida bajo cargas sísmicas aplicada a una estructura diseñada en una zona de fallas geotécnicas.

1.3 OBJETIVO DE LA INVESTIGACIÓN

1.3.1 OBJETIVO GENERAL

Determinar si el desempeño sísmico del pabellón de laboratorio de la Facultad de Ingeniería Minas Civil Ambiental, ubicado en la ciudad de Lircay, cumplirá satisfactoriamente con los objetivos de desempeño sísmico, aplicando un análisis no lineal estático mediante el método de iteración sísmica pushover, con el fin de obtener las rotulas plásticas y así mantener la rigidez de la estructura. Por el cual minimizan los efectos por las fallas de la zona.

1.3.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Determinar el desempeño sísmico del pabellón de laboratorio de la Facultad de Ingeniería Minas Civil Ambiental usando un análisis no lineal estático se isostatizará la estructura a evaluar.
- Aplicar la metodología propuesta por el ATC -40, referente al método pushover para evaluar la capacidad estructural de los edificios mediante los niveles de desempeño propuesto.
- Definir los niveles de daño respecto a los niveles de desempeño propuesto mediante el método pushover.
- Determinar la posible secuencia de daños de la estructura sometida bajo cargas sísmicas similares a las aplicadas en el método pushover.

1.4 JUSTIFICACIÓN

Los proyectos estructurales tienen implícitamente un objetivo y/o desempeño esperado de su comportamiento durante la vida útil de la estructura, y la normatividad sísmica actual está enfocada en establecer límites implícitos como base para el diseño basado en desempeño.

Los códigos en general se establecían de manera explícita donde casi el único principio es de cumplir los requerimientos de resistencia, pero no existía casi nada sobre el nivel de

daño que se produce por la interrupción de funcionamiento de algunas instalaciones. Por eso que el proceso del diseño sísmico realizado hasta ahora no podrá estimar de manera confiable el comportamiento estructural. Esto ha llevado el diseño por desempeño donde se busca definir los niveles de desempeño deseados para los diferentes niveles de excitación sísmica y que está relacionada no solo con aspectos del comportamiento de elementos estructurales sino también con elementos no estructurales y con el contenido de edificaciones y con el contenido de las edificaciones.

En nuestra norma E-030 se establece los principios de diseño sismo resistente para evitar el colapso de las edificaciones ante un sismo severo y establece las condiciones mínimas para la demanda o distorsión de entrepiso que rige el diseño. Pero estos valores son referentes a estudios de eventos sísmicos pasados que en la comparación con las demandas de resistencia ante los sismos resistentes son mayores.

Además, la metodología del diseño sismo resistente de nuestra norma, considera un solo nivel que amenaza sísmica para lo cual la edificación no debería colapsar, pero no considera la verificación del comportamiento de la estructura ante los sismos frecuentes, pero menos severos, por lo que es necesario considerar el estudio del desempeño sísmico de las edificaciones ante diferentes niveles de amenaza sísmica.

Por ese motivo el propósito de la investigación se llevara el análisis al desempeño sísmico del pabellón de laboratorios de la Facultad de Ingeniería Minas Civil Ambiental el Distrito de Lircay, Provincia de Angaraes , Departamento de Huancavelica; usando un análisis no lineal estático mediante la técnica pushover que nos presenta el ATC -40, utilizando conjuntamente con la demanda sísmica proveída por el reglamento nacional de edificaciones E-030, lo que permitirá evaluar los niveles de desempeño de la estructura, debido a que es importante conocer el comportamiento de los elementos estructurales y no estructurales bajo la acción de un evento sísmico y determinar el estado en la que puedan crear, estableciendo de este modo el nivel de riesgo que pueda significar.

Además de ser de interés para los profesionales y estudiantes de INGENIERÍA CIVIL, realizar Proyectos de investigación que contribuyan al uso adecuado de los recursos económicos – sociales.

CAPÍTULO II:

MARCO TEÓRICO

2.1 ANTECEDENTES

2.1.1 A NIVEL INTERNACIONAL

Portillo W. (2011) "Introducción Al Diseño De Marcos De Concreto Reforzados, Por El Método De Análisis Estático No Lineal (Push-Over), Utilizando Un Software Especializado" Tesis para optar título profesional de Ingeniero Civil, Universidad de El Salvador, su propósito fue el desempeño de la estructura la que es evaluada bajo procedimientos estático según Norma Técnica de Diseño por Sismo de El Salvador, para luego ser analizada por el método no lineal (nonlinear static procedure: NSP) o análisis pushover, con el objetivo de comparar ambos análisis. El análisis estático no lineal se basó en el uso de un espectro de respuesta, basado en los parámetros de El Salvador, según la NTDS. Con el cual se generarán rotulas plásticas bajo los parámetros de modelación y criterios de aceptación numérica que definen las curvas constitutivas de las rótulas plásticas, cualquiera sea su naturaleza, y son evaluados según el documento FEMA 356 (FEMA, 2000), mientras que el análisis pushover es ejecutado en SAP2000. Los diferentes criterios que se tomaron en consideración para modelar la estructura en cada uno de los análisis, son los que producen esta diferencia, que para fines prácticos de análisis representa que el análisis no lineal entra en vibración para los diferentes modos por más del doble del periodo lineal, esto nos indica que en el análisis modal del no lineal los elementos muestran una mayor rigidez debida al comportamiento no lineal de los materiales, también se puede observar que en el análisis estático lineal los desplazamientos que se dan son mayores que el no lineal, esto se debe a que la resistencia de los elementos en el estático es constante mientras que en el análisis no lineal cambia dependiendo de la deformación del elemento.

La presente tesis analizo el diseño estructural y llevando su aplicación al estado no lineal, y dejando las puertas abiertas para llegar a implementar los análisis dinámicos, que serían el siguiente pasó en el análisis estructural.

Guevara N. (2006) "Evaluación De La Capacidad Estructural Del Edificio De La Biblioteca De Las Ingenierías y Arquitectura, Utilizando Análisis Estático No Lineal (Pushover) ", Tesis para optar título profesional de Ingeniero Civil, Universidad de el Salvador, Su propósito fue evaluar la capacidad estructural del edificio de la biblioteca de ingeniería y arquitectura, utilizando análisis estático no lineal.

En este estudio se presenta una metodología que puede ser utilizada para la evaluación de la capacidad estructural de edificios construidos en zonas de alta sismicidad. A partir de toda la información recopilada para el estudio se generará un modelo de programas SAP2000 y SeismoStruct, que permitirá realizar un análisis de colapso (Análisis de Pushover) para obtener la distribución de daños en dicha estructura en los niveles de desempeño considerados en esta evaluación. Además, se presenta el tema de vulnerabilidad sísmica, los diferentes estudios de vulnerabilidad y las metodologías que existen para realizar la evaluación.

Al finalizar el estudio, el comportamiento del edificio varia basándose en la dirección de las cargas laterales aplicadas, presenta alta capacidad de resistencia lateral para cargas paralelas a sus ejes de columnas, pero es vulnerable ante cargas dirigidas en forma diagonal, ya que presenta menor resistencia en esta dirección.

Esta investigación nos permite conocer el comportamiento de una estructura para diferentes intensidades sísmicas, formando una excelente metodología para conocer el comportamiento no lineal de edificios sometidos a excitaciones sísmicas de diferente intensidad.

Sánchez M. (2013) "Vulnerabilidad Sísmica De Construcciones Patrimoniales Históricas De Mampostería En Chile: Aplicación A Los Torreones Españoles De Valdivia". Tesis para optar al Título de Ingeniero civil en Obras Civiles. Universidad Austral de Chile, el propósito de la presente tesis es analizar y evaluar la vulnerabilidad

sísmica de una construcción patrimonial histórica de mampostería, usando el caso del Torreón Los Canelos, La metodología para conseguir los objetivos de esta investigación está conformada por: Construir un modelo analítico para la estructura escogida, a partir de medidas de campo y la definición de las características de sismicidad local de la zona de Valdivia y Realizar un análisis Push-Over para encontrar las cargas de colapso y generar las curvas de capacidad y el espectro de demanda.

Determinar los puntos de desempeño, curvas de fragilidad y matriz de probabilidad de daño. Luego de este estudio, se han obtenido como resultado que la curva de capacidad resultante del análisis estático no lineal y el punto de desempeño obtenidos, revelaron la gran rigidez que posee el Torreón Los Canelos y un comportamiento esencialmente elástico. Esto se debe a diversas razones: el gran espesor de sus muros, su gran peso propio, una geometría simple y simétrica de una baja altura, que está fundado en un suelo con buenas aptitudes para la construcción, X las reformas que se le han hecho, que, al parecer, le han otorgado una alta capacidad sismorresistente.

Este trabajo de Tesis permite evaluar la vulnerabilidad sísmica de construcciones patrimoniales, una manera fiable y satisfactoria desde el punto de vista probabilista, que muestra resultados consecuentes con la sobre vivencia que han sostenido los Torreones Españoles de Valdivia.

Illescas G. (2011) "Diseño Sismo-Resistente De Edificios Construidos En Laderas". Trabajo de fin de carrera previa a la obtención del Título de Ingeniero civil, Universidad Técnica Particular de Loja Ecuador, esta investigación tiene como fin aplicar los criterios de diseño sismo-resistente a modelos paramétricos donde el desempeño de varias estructuras construidas en laderas sea analizado mediante simulaciones computarizadas. Dentro de estas simulaciones se hará el uso de Software OPENSEES para la construcción de modelos paramétricos para edificios construidos en ladera, evaluando el desempeño de este tipo de edificaciones diseñados de acuerdo al Código Ecuatoriano de la Construcción (CEC 2002). También se pretenderá evaluar la capacidad sísmica de este tipo de edificaciones mediante un análisis estático no lineal (Pushover).

En el análisis pushover se observa que cada punto de desempeño varía considerablemente dependiendo de cada tipo de columna de primer nivel, sin embargo, en el análisis ITHA se esperaba que los desplazamientos en el último piso del edificio construido en ladera sean mayores que en el edificio construido sin ladera, adelantándonos a las conclusiones se puede decir que la edificación en ladera tiene un comportamiento bueno. En el caso de las deformaciones del concreto en el edificio construido debido a los tres terremotos se observa que se generan puntos débiles en las columnas, especialmente en las columnas más cortas.

Esta investigación nos recomienda incorporar en nuestros códigos el análisis de pushover, ya que es un método eficiente para conocer la respuesta no lineal de un edificio.

Hernández Y. (2009) "Estudio Comparativo De Dos Alternativas De Reforzamiento Estructural Para El Edificio Maternal Del Liceo Frances Louis Pasteur, Utilizando El Método De Análisis Lineal Dinámico Y Un Método No Lineal Estático (Pushover)". Trabajo de grado presentado como requisito parcial para optar el Título de Ingeniero civil, Universidad De La Salle Bogotá Colombia, su propósito es evaluar dos métodos de análisis y diseño utilizados en los estudios de vulnerabilidad y reforzamiento estructural, aplicándolos al caso real de reforzamiento del edificio "Maternal" del Liceo Francés Louis Pasteur, en la ciudad de Bogotá, El presente trabajo realizará un análisis comparativo entre 2 tipos de análisis ampliamente usados en el mundo en estudios de vulnerabilidad sísmica y reforzamiento estructural, como son el método dinámico elástico lineal y el método estático inelástico no lineal, llamado "Método del Espectro de Capacidad" o "Pushover", La realización de los modelos analíticos para los dos tipos de análisis, lineal y no lineal permiten simular la respuesta estructural ante diferentes estados de solicitaciones. Sin embargo, estos modelos representan la principal herramienta de simulación disponible. En el análisis elástico lineal a parte de la simplificación a la cual se llevan los modelos, no tiene en cuenta aspectos importantes de la estructura, como la localización del refuerzo en todos los elementos estructurales, lo cual nos indica que no se tiene en cuenta para nada el aporte que estos aspectos hacen a la resistencia estructural sin embargo es el análisis pushover se centra sólo en la energía de deformación de una estructura, con lo cual, este procedimiento puede conducir a despreciar la energía asociada

a las componentes dinámicas de las fuerzas, es decir, la energía cinética y la energía de amortiguamiento viscoso.

Esta investigación indica que ambos métodos utilizados tienen sus desventajas.

2.1.2 A NIVEL NACIONAL

Curi M. (2011) "Diseño Por Desempeño De Una Edificación De Albañilería Confinada De 4 Pisos Usando Un Análisis No Lineal Estático" Tesis para optar título profesional de Ingeniero Civil, Universidad de Nacional del Centro del Perú, fue una investigación de tipo descriptivo correlacionar porque se trata de comparar la metodología moderna del análisis sismorresistente con la técnica del Pushover con el análisis convencional vigente de la NTE-E0.30, el cual que tuvo como propósito es determinar si el desempeño sísmico de una edificación de albañilería confinada de 4 pisos diseñado con códigos peruanos y ubicados en la ciudad de Huancayo cumplirá satisfactoriamente los objetivos de desempeño usando un análisis no lineal estático. Para estimar la respuesta estructural se usó procedimientos de análisis no lineal (Pushover) y para obtener el punto de desempeño se usó un procedimiento basado en el binomio de espectro de demanda y capacidad.

Los resultados que se obtuvieron fueron como se había previsto, en las hipótesis: El modelo estructural de albañilería confinada, para las dos alternativas de estructuración, satisface ampliamente los objetivos de desempeño propuestos inicialmente, y asegura el cumplimiento de la filosofía de diseño de la NTE 030. Estas edificaciones diseñadas con las normas vigentes pueden alcanzar ductilidades alrededor de 4, en la zona central del Perú.

2.2 BASES TEORICAS

2.2.1 EVALUACION POR DESEMPEÑO SISMICO.

El diseño de estructuras basado en la resistencia sísmica propuesto en las normativas y códigos corrientes, tiene como objetivos principales que las estructuras sean capaces de resistir sismos de baja intensidad sin sufrir daños estructurales significativos,

sismos moderados con daños reparables y sismos de mayor intensidad sin que se produzca el colapso. Siguiendo esta filosofía de diseño, el desempeño de las estructuras, en términos de potencial de daño, no ha sido cuantificado, debido a que generalmente sólo se considera un nivel del movimiento del terreno para el cual, la edificación no debería colapsar.

El diseño basado en el desempeño sísmico consiste en la selección de esquemas de evaluación apropiados que permitan el dimensionado y detalle de los componentes estructurales, no estructurales y contenidos, de manera que, para unos niveles de movimiento del terreno determinados y con ciertos niveles de fiabilidad, los daños en la estructura no deberán superar ciertos estados límite (Bertero, 1997). De acuerdo al comité VISION 2000, la ingeniería basada en el desempeño no sólo involucra aspectos relacionados con el diseño, sino que también considera todas aquellas actividades necesarias tanto para el proceso constructivo, como para las tareas de mantenimiento, que permiten que las estructuras exhiban un desempeño sísmico predecible cuando se ven afectadas por sismos de diferente severidad.

El desempeño se cuantifica en términos de la cantidad de daño en un edificio afectado por un movimiento sísmico y el impacto que tienen estos daños en las actividades posteriores al evento. Este concepto no es sólo aplicable a edificios, sino que puede ser extendido a todo tipo de estructuras e incluso a sus componentes no estructurales y contenidos.

Considerando todos los aspectos mencionados anteriormente, está claro que la "ingeniería basada en el desempeño sísmico" es un proceso que comienza con el planteamiento inicial de un proyecto y termina cuando la estructura deja de existir:

Este proceso incluye: la selección de los objetivos de desempeño, la determinación de la conveniencia del sitio, el diseño conceptual, el comportamiento sísmico preliminar, el comportamiento sísmico final, los chequeos de aceptabilidad durante el comportamiento sísmico, la revisión del comportamiento sísmico, y el mantenimiento durante la vida de la estructura.

Cada paso es crítico para el proceso y el éxito del comportamiento sísmico y debe ser dirigido hacia niveles aceptables consistentes con el objetivo de desempeño seleccionado.

2.2.2 CAPACIDAD ESTRUCTURAL.

La capacidad de una estructura depende de la resistencia y deformación máxima de sus componentes individuales. Para determinar sus capacidades más allá del límite elástico, es necesario analizar algún tipo de análisis no lineal, como por ejemplo el análisis estático no lineal (análisis pushover) este procedimiento usa una serie de análisis elásticos secuenciales, que se suponen para aproximarse a un diagrama conocido como curva de capacidad. Esta curva relaciona las fuerzas en la base (cortante basal, V) y los desplazamientos (D) en el nivel superior de la estructura. El modelo matemático de la estructura se modifica para tener en cuenta la reducción de resistencia de los elementos que ceden. De esta forma se aplica una serie de fuerzas horizontales, las cuales se incrementan de manera monótonica hasta que la estructura alcanza su capacidad máxima. La curva de capacidad se construye generalmente para representar la respuesta del primer modo de la estructura, basado en la hipótesis según la cual el modo fundamental de vibración se corresponde con la respuesta predominante. Esto es generalmente válido para estructuras con periodos propios de menores que 1 segundo.

Para estructuras más flexibles, el análisis debe considerar la influencia de los modos más altos de vibración. (Piralla)

2.2.3 CURVA DE CAPACIDAD.

La representación bilineal de la curva de capacidad, tal y como se verá más adelante, se utiliza para estimar el espectro de demanda reducido llamado también espectro inelástico. Para obtener esta representación, es necesario definir el punto de cedencia y el punto de agotamiento de la capacidad o desempeño de la estructura.

En la actualidad, no existe un consenso dentro de la comunidad internacional para la definición de estos dos puntos. Han sido formuladas varias propuestas, que se traducen en un amplio espectro de desplazamientos límites y ductilidades. Así por ejemplo, el desplazamiento de cedencia se puede definir como: a) el punto de intersección de la rigidez

tangente inicial con la resistencia nominal, b) la intersección de la rigidez secante a través de la primera cedencia con la resistencia nominal y c) el desplazamiento en la primera cedencia, entre otras posibilidades. El desplazamiento último, también ha sido definido de diversas formas: a) el desplazamiento correspondiente a la resistencia pico, b) el desplazamiento correspondiente al 20% o 50 % de la resistencia pico o nominal, y c) el desplazamiento en la fractura inicial del refuerzo transversal.

El procedimiento propuesto en FEMA-273 (1996) para obtener la representación bilineal de la curva de capacidad, ha sido ampliamente utilizado dentro de la comunidad internacional y puede describirse mediante los siguientes pasos:

- a. Definición del desplazamiento último D_U Y el correspondiente valor de cortante en la base V_u al que puede llegar la estructura antes que se inicie el mecanismo de colapso. Estos valores definen el punto B de la Figura 1.
- b. Cálculo del área bajo la curva de capacidad A_{curva} , utilizando un método de integración, como por ejemplo la regla de los trapecios.
- c. Estimación del cortante basal de cedencia V_y^i . Este valor, que es un primer paso, se elige arbitrariamente, y se redefine mediante un proceso iterativo que iguala las áreas bajo la curva real A_{curva} y la curva bilineal idealizada $A_{bilineal}$. El superíndice indica el paso "i" del proceso iterativo.
- d. Cálculo de la pendiente inicial k_e^i de la curva bilineal. Se obtiene uniendo, con una línea recta, el origen "O" y el punto sobre la curva de capacidad real con un cortante basal igual a $0.60 V_y^i$ (ver Figura 1). Para ello, son necesarios los siguientes pasos:
 - A partir de los datos del análisis pushover, se determina el desplazamiento $D_{0.6}^i$ correspondiente a un cortante basal igual a $0.60 V_y^i$.
 - La pendiente KJ y corresponde a la rigidez lateral efectiva de la estructura y se calcula mediante la siguiente expresión:

$$K_e^i = \frac{0.6V_y^i}{D_{0.6}^i} \quad \dots \quad (1)$$

- e. Cálculo del desplazamiento de cedencia D_y^i , el cual se define como:

$$D_y^i = \frac{V_y^i}{k_e^i} \quad \dots \quad (2)$$

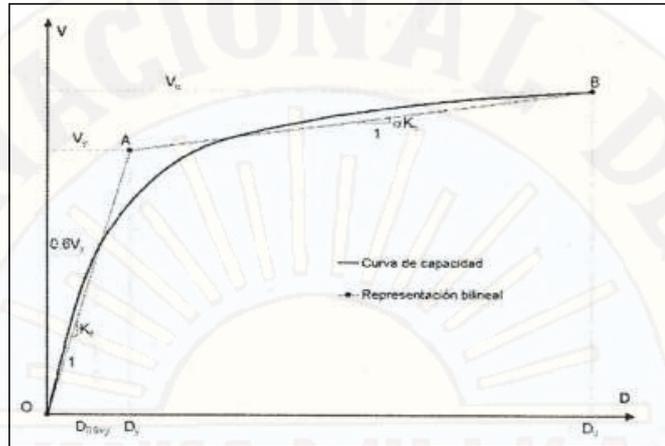


Figura 1. Representación bilineal de la curva de capacidad - Procedimiento empleado en F.E.M.A.

BUILDING SEISMIC SAFETY COUNCIL.1997

El punto A de la Figura 1, corresponde a un cortante basal V_y^i un desplazamiento D_y^i .

- f. Definición de la curva bilineal. Se define mediante las rectas OA_i y AB (ver Figura 1).
- g. Cálculo del factor reductor (α) de la rigidez de la estructura después de la cedencia, mediante la siguiente ecuación:

$$\alpha^i = \frac{\frac{V_u-1}{V_y}}{\frac{D_u-1}{D_y}} \quad \dots \quad (3)$$

- h. Cálculo del área bajo la curva bilineal OAB , $A_{bilineal}$.
- i. Se determina el error ε en la representación bilineal como:

$$\varepsilon = \frac{A_{curva} - A_{bilineal}}{A_{curva}} * 100 \quad \dots \quad (4)$$

Si el error ε excede el nivel de tolerancia preestablecido, se requiere de un proceso iterativo, esto es:

- Se calcula el nuevo valor de cortante basal de cedencia.

$$V_y^{i+1} = V_y^i * \frac{A_{curva}}{A_{bilineal}} \quad \dots \quad (5)$$

- Se repiten los pasos 4 a 8 con el nuevo valor D_y^{i+1} (FEMA-273, 1997)

2.2.4 NIVEL SÍSMICO.

La amenaza sísmica incluye efectos directos tales como: ruptura en la fuente y vibración del terreno, licuefacción del suelo, desprendimientos de tierra, asentamientos.

Diferenciales y efectos indirectos como maremotos, incendios y deslizamientos entre otros. Cada uno de estos efectos puede producir daños que afectan el nivel de desempeño deseado para una estructura. El alcance, para el cual estas amenazas pueden afectar el desempeño de la estructura, depende de la magnitud del sismo, la distancia a la fuente, la dirección de propagación de la ruptura de falla, y las características geológicas de la región y locales. El efecto de cada uno de estos componentes de la amenaza, debe ser considerado e investigado específicamente como parte del proceso de la ingeniería basada en el desempeño.

Para permitir aplicaciones prácticas de diseño basado en el desempeño, es necesario seleccionar una serie de eventos sísmicos discretos que pueden ocurrir y que representan el rango de severidad sísmica para un desempeño particular de la estructura deseada. Estos eventos sísmicos discretos se denominan "Movimientos sísmicos de diseño". Su definición varía de un sitio a otro, dependiendo tanto de la sismicidad de la región en la cual está localizada la estructura como de los niveles social y económicamente aceptables del daño por parte de las instituciones responsables, los propietarios y usuarios de las estructuras. A continuación, se presentan los movimientos sísmicos de diseño que deben considerarse de acuerdo al comité VISION 2000 y al ATC-40.

2.2.4.1 Propuesta del comité VISION 2000

Los movimientos sísmicos de diseño son expresados por el comité VISION 2000 en términos de un intervalo de recurrencia medio o de una probabilidad de excedencia.

El intervalo de recurrencia medio, por ejemplo 475 años, es una expresión del período promedio de tiempo, expresado en años, que transcurre entre la ocurrencia de un sismo que produce daños de una severidad igualo superior a una determinada. La probabilidad de excedencia, es decir en el

ejemplo anterior 10% en 50 años, es una representación estadística de la posibilidad de que el efecto de un sismo exceda una cierta severidad durante un período de tiempo determinado expresado en años. El período de retorno T_R (intervalo de recurrencia) puede relacionarse directamente con una probabilidad de excedencia p_e para un número específico t de años, mediante la siguiente ecuación:

$$T_r = -\frac{t}{\ln(1-p_e)} \dots \quad (6)$$

La Tabla 1 muestra los intervalos de recurrencia y las probabilidades de excedencia para los cuatro movimientos sísmicos de diseño considerados por el comité VISION 2000.

MOVIMIENTO SISMICO DE DISEÑO	INTERVALO DE RECURRENCIA	PROBABILIDAD DE EXCEDENCIA
Frecuente	43 años	50% en 30 años
Ocasional	72 años	50% en 50 años
Raro	478 años	10% en 30 años
Muy Raro	950 años	10% en 100 años

Tabla 1. Movimientos sísmicos de diseño (SEAOC Vision2000 Comité, 1995).

2.2.4.2 Propuesta del ATC-40

El ATC-40 utiliza tres niveles de movimientos sísmicos para el diseño de estructuras: sismo de servicio, sismo de diseño y sismo máximo. Las principales características de estos tres sismos se describen a continuación. Las siglas S, D y M hacen referencia respectivamente a Servicio, Diseño y Máximo, mientras que E, conserva la inicial de la palabra inglesa "Earthquake".

- Sismo de servicio, SE: corresponde a un movimiento del terreno que tiene una probabilidad del 50 % de ser excedido en un período de 50 años, o un período de retorno de 72 años. Éste se califica como un sismo frecuente ya que puede ocurrir más de una vez durante la vida de la estructura. La magnitud de estos

sismos puede tomarse aproximadamente, como la mitad del sismo de diseño utilizado en los códigos y normativas. Es el sismo ocasional de la Tabla 1.

- Sismo de diseño, DE: representa un movimiento sísmico poco frecuente de intensidad entre moderada y severa, y se entiende que puede ocurrir al menos una vez durante la vida de la estructura. Se define como el movimiento del terreno que tiene una probabilidad del 10 % de ser excedido en 50 años, es decir, que tiene un período de retorno de 475 años. Este sismo como su nombre indica, es el que generalmente establecen los códigos para el diseño de estructuras convencionales. Es el sismo raro de la Tabla 1.
- Sismo máximo, ME: corresponde al máximo movimiento del terreno que puede ser esperado en el sitio donde se encuentra localizada la estructura, con una probabilidad del 5% de ser excedido en un período de 50 años, es decir, con un período de retorno de aproximadamente 975 años. Este nivel de movimiento generalmente varía entre 1.25 y 1.50 veces el valor del sismo de diseño y, es utilizado para el diseño de estructuras esenciales.
- Corresponde al sismo muy raro de la Tabla 1.

2.2.5 PUNTO DE DESEMPEÑO.

El nivel de desempeño describe un estado límite de daño discreto. Representa una condición límite o tolerable establecida en función de tres aspectos fundamentales:

- Los posibles daños físicos sobre los componentes estructurales y no estructurales,
- La amenaza sobre la seguridad de los ocupantes de la edificación, inducida por estos daños y
- La funcionalidad de la edificación posterior al terremoto (SEAOC Visión 2000, Comité, 1995), (ATC, 1996).
- A continuación, se presenta una descripción detallada de los niveles establecidos. Por dos de los trabajos más completos realizados hasta el momento: el ATC-40 y el comité VISION 2000.

2.2.5.1 Propuesta del Comité VISION 2000

Este comité define cuatro niveles de desempeño que identifica a través de los siguientes calificadores:

- **Totalmente operacional:** corresponde a un nivel en el cual no ocurren esencialmente daños. La edificación permanece completamente segura para sus ocupantes. Todo el contenido y los servicios de la edificación permanecen funcionales y disponibles para su uso. En general no se requieren reparaciones.
- **Operacional:** en este nivel se presentan daños moderados en los elementos no estructurales y en el contenido de la edificación, e incluso algunos daños leves en los elementos estructurales. El daño es limitado y no compromete la seguridad de la estructura para continuar siendo ocupada inmediatamente después del sismo, no obstante, los daños en algunos contenidos y componentes no estructurales pueden interrumpir parcialmente algunas funciones normales. En general se requieren algunas reparaciones menores.
- **Seguridad:** está asociado a la ocurrencia de daños moderados en elementos estructurales y no estructurales, así como en algunos contenidos de la construcción. La rigidez lateral de la estructura y la capacidad de resistir cargas laterales adicionales, se ven reducidas, posiblemente en un gran porcentaje, sin embargo, aún permanece un margen de seguridad frente al colapso. Los daños producidos pueden impedir que la estructura sea ocupada inmediatamente después del sismo, con lo cual, es probable que sea necesario proceder a su rehabilitación, siempre y cuando sea viable y se justifique desde un punto de vista económico.
- **Próximo al colapso:** la degradación de la rigidez lateral y la capacidad resistente del sistema compromete la estabilidad de la estructura aproximándose al colapso. Los servicios de evacuación pueden verse interrumpidos por fallos locales, aunque los elementos que soportan las cargas verticales continúan en funcionamiento. Bajo estas condiciones, la estructura es insegura para sus ocupantes y el costo de su reparación puede no ser técnicamente viable desde un punto de vista económico.

En el informe presentado por el comité VISION 2000 se incluye una descripción exhaustiva de los niveles permisibles de daño asociados a cada uno de los cuatro niveles de desempeño para varios sistemas y subsistemas del edificio, los componentes del sistema resistente a cargas verticales y laterales, así como los componentes secundarios y no estructurales (arquitectónicos, eléctricos, mecánicos, etc.). La Tabla 2 resume las principales características asociadas a estos niveles de desempeño y su relación con los estados discretos de daño.

Estado de daño	Nivel de desempeño	Descripción de los daños
Despreciable	Totalmente Operacional	Daño estructural y no estructural despreciable o nulo. Los sistemas de evacuación y todas las instalaciones continúan prestando sus servicios.
Leve	Operacional	Agrietamientos en elementos estructurales. Daño entre leve y moderado en contenidos y elementos arquitectónicos. Los sistemas de seguridad y evacuación funcionan con normalidad.
Moderado	Seguridad	Daños moderados en algunos elementos. Pérdida de resistencia y rigidez del sistema resistente de cargas laterales. El sistema permanece funcional. Algunos elementos no estructurales y contenidos pueden dañarse. Puede ser necesario cerrar el edificio temporalmente.
Severo	Pre-Colapso	Daños severos en elementos estructurales. Fallo de elementos secundarios, no estructurales y contenidos. Puede llegar a ser necesario demoler el edificio.
Completo	Colapso	Pérdida parcial o total del soporte. Colapso parcial o total. No es posible la reparación.

Tabla 2. Descripción de los estados de daño y niveles de desempeño (SEAOC Visión 2000 Comité, 1995)

2.2.5.2 Propuesta del ATC-40

Los Niveles de desempeño definido por el ATC-40 para las estructuras, corresponden a una combinación de los niveles utilizados para los elementos estructurales y los niveles correspondientes a los elementos no estructurales, ambos definidos de forma independiente.

Niveles para los elementos estructurales

Se definen tres niveles o estados de daño discretos: ocupación inmediata, seguridad y estabilidad estructural. Estos tres niveles pueden ser utilizados directamente para definir criterios técnicos en los procesos de evaluación y rehabilitación de estructuras.

Adicionalmente, se establecen dos rangos intermedios: daño controlado y seguridad limitada. Estos rangos intermedios permiten discriminar, de una forma más adecuada y útil, el nivel de desempeño de la estructura. Esto es de gran utilidad en el caso de ser necesaria una evaluación o un reforzamiento de una estructura en particular. Estos niveles se identifican por la abreviación, SP-n (SP son las siglas de "Structural Performance" y n es un número que varía entre 1 y 6).

A continuación se describen estos 6 niveles de desempeño.

- **Ocupación inmediata, SP-1:** los daños son muy limitados y de tal magnitud, que el sistema resistente de cargas laterales y verticales permanece prácticamente en las mismas condiciones de capacidad y resistencia que antes de ocurrido el sismo. No se presentan pérdidas de vidas humanas y la estructura funciona con normalidad.
- **Daño controlado, SP-2:** corresponde a un estado de daño que varía entre los límites de ocupación inmediata y seguridad. La vida de los ocupantes no está en peligro, aunque es posible que éstos puedan verse afectados.
- **Seguridad, SP-3:** los daños después del sismo no agotan por completo los márgenes de seguridad existentes frente a un posible colapso parcial o total de la estructura. Pueden producirse algunos heridos tanto en el interior como en el exterior, sin embargo, el riesgo de la vida de los ocupantes debido a un fallo de los elementos estructurales es muy bajo. Es posible

que sea necesario reparar la estructura antes de ser ocupada de nuevo, siempre y cuando sea factible y rentable desde el punto de vista económico.

- **Seguridad limitada, SP-4:** corresponde a un estado de daño entre los niveles de seguridad y estabilidad estructural, en el que algunas partes de la estructura pueden requerir un reforzamiento para poder garantizar el nivel de seguridad.
- **Estabilidad estructural, SP-5:** este nivel corresponde al estado de daño límite después de ocurrido un sismo en el cual el sistema estructural está muy cerca de experimentar un colapso parcial o total. Se producen daños sustanciales, pérdida de rigidez y resistencia en los elementos estructurales.
- **No considerado, SP-6:** éste no es un nivel de desempeño, pero es útil en algunas ocasiones que requieran evaluar los daños sísmicos no estructurales o realizar un reforzamiento.

Niveles para los elementos no estructurales

Se consideran 4 niveles de desempeño correspondientes a estados discretos de daño para los elementos no estructurales: operacional, ocupación inmediata, seguridad y amenaza reducida. Estos niveles se representan con la abreviación NP-n. NP Son las siglas de "Nonstructural Performance" y n es una letra que toma valores entre A y E.

- **Operacional NP-A:** los elementos no estructurales, maquinarias y sistemas del edificio continúan en su sitio y funcionando con normalidad después del sismo.
- **Ocupación inmediata NP-B:** a pesar de que los elementos no estructurales y sistemas permanecen en su sitio, pueden presentarse algunas interrupciones en el funcionamiento de las maquinarias y equipos. Algunos servicios externos pueden no estar disponibles, aunque esto no compromete la ocupación del edificio.

- **Seguridad NP-C:** pueden presentarse daños severos en algunos elementos no estructurales tanto dentro como fuera del edificio, sin que se llegue al colapso, ni se ponga en peligro la seguridad de los ocupantes. Los sistemas, equipos y maquinaria pueden verse seriamente afectados, requiriendo, en algunos casos, ser reparados o, en el peor de los casos, reemplazados.
- **Amenaza reducida NP-D:** se presentan daños severos en elementos no estructurales, contenidos y sistemas, pero sin llegar al colapso o al fallo de grandes elementos, como por ejemplo parapetos y muros exteriores de mampostería, entre otros, que puedan ocasionar heridas a grupos de personas.
- **No considerado NP-E:** no es un nivel de desempeño y se usa para indicar que no se han evaluado los elementos no estructurales, a menos que tengan un efecto directo sobre la respuesta estructural, como por ejemplo los muros de mampostería de relleno o las particiones.

Niveles para las estructuras

En la Tabla 3 se muestran las combinaciones (propuestas en el ATC-40) de los niveles de desempeño de los elementos estructurales y los elementos no estructurales.

Estas combinaciones representan el comportamiento global del edificio. Una descripción detallada de cada una de estas combinaciones puede consultarse en la referencia mencionada. No obstante, entre ellas es posible distinguir cuatro niveles de desempeño fundamentales para una estructura, los cuales han sido resaltados en la Tabla 3 y se describen a continuación.

Niveles de desempeño no estructural	Niveles de desempeño estructural					
	SP1	SP2	SP3	SP4	SP5	SP6
NP-A	1-A Operacional	2-A	NR	NR	NR	NR
NP-B	1-B Ocupación Inmediata	2-B	3-B	NR	NR	NR
NP-C	1-C	2-C	3-C Seguridad	4-C	5-C	6-C
NP-D	NR	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
NP-E	NR	NR	3-E	4-E	5-E Estabilidad estructural	No aceptable

NR: COMBINACIÓN NO RECOMENDADA

Tabla 3. Niveles de desempeño de las estructuras. ATC. 1996

- **Operacional 1-A:** los daños estructurales son limitados y los daños en los sistemas y elementos no estructurales no impiden que la estructura continúe funcionando con normalidad después del sismo. Adicionalmente, las reparaciones que son necesarias no impiden la ocupación del edificio, por lo cual este nivel se asocia con un estado de funcionalidad.
- **Ocupación inmediata 1-B:** corresponde al nivel de desempeño más utilizado para estructuras esenciales, como es el caso por ejemplo de los hospitales. Se espera que los diferentes espacios y sistemas de la estructura puedan seguir siendo utilizados después del sismo, a pesar de que pueden ocurrir algunos daños en los contenidos. Se mantiene la seguridad de los ocupantes.
- **Seguridad 3-C:** la probabilidad de pérdidas de vidas humanas es prácticamente nula. Este nivel corresponde al desempeño esperado de la estructura con la aplicación de los códigos corrientes. Se presentan daños limitados en los elementos estructurales y algunos elementos no estructurales como acabados y fachadas, entre otros, pueden fallar, sin que esto ponga en peligro la seguridad de los ocupantes.
- **Estabilidad estructural 5-E:** el margen de seguridad del sistema resistente de cargas laterales se encuentra prácticamente al límite y la probabilidad del colapso ante la ocurrencia de posibles réplicas es bastante

alta, no obstante, el sistema de cargas verticales continúa garantizando la estabilidad del edificio. Los daños no estructurales no requieren ser evaluados debido al elevado nivel de daños en los elementos estructurales. No se garantiza la seguridad de los ocupantes ni transeúntes, por lo que se sugiere desalojar y, en algunos casos, demoler la estructura.

2.2.6 OBJETIVOS DE DESEMPEÑO.

El primer paso en la ingeniería basada en el desempeño, es la selección de los objetivos del desempeño sísmico para el diseño. Estos corresponden a expresiones de acoplamiento entre los niveles de desempeño deseados para una estructura y el nivel de movimiento sísmico esperado. Para seleccionar estos objetivos, es necesario tener en cuenta factores tales como: la ocupación, la importancia de las funciones que ocurren dentro de la estructura, consideraciones económicas, incluyendo el costo de reparación y el costo de la interrupción de las actividades que se realizan en su interior, y consideraciones de la importancia de la estructura como por ejemplo una fuente de patrimonio histórico y cultural (Bertero, 1997).

2.2.6.1 Propuesta del comité VISION 2000

El comité VISION 2000 considera las estructuras en tres grandes grupos, de acuerdo a su grado de importancia durante y después de un sismo:

- Estructuras críticas que contienen cantidades de materiales peligrosos que podrían resultar en una amenaza inaceptable para un amplio sector de la comunidad.
- estructuras esenciales que son las encargadas de todas las operaciones post-terremoto, tales como hospitales, estaciones de bomberos, policía, centros de control de emergencia, etc.
- estructuras básicas que no están incluidas en los dos primeros grupos. La Tabla 4 muestra la matriz propuesta por el comité VISION 2000 para definir los objetivos de desempeño.

Las filas corresponden a los movimientos sísmicos de diseño y las columnas a los niveles de desempeño. Los números corresponden a los tres tipos de estructuras considerados. La Tabla 5 es un ejemplo que ilustra los objetivos para las estructuras básicas.

Para el caso de estructuras existentes, es' evidente que estos niveles recomendados de desempeño pueden requerir gastos económicos que desde el punto de vista práctico resultan excesivamente altos.

Movimiento sísmico de diseño	Nivel de desempeño de la estructura			
	operacional	Operacional	Seguridad	Próximo al Colapso
frecuente (43 años)	1	0	0	0
Ocupacional (72 años)	2	1	0	0
Raro (475 años)	3	2	1	0
Muy raro (970 Años)	-	3	2	1
0. Desempeño inaceptable				
1. Estructuras básicas				
2. Estructuras esenciales/riesgosas				
3. Estructuras de seguridad crítica				

Tabla 4. Objetivos del desempeño sísmico recomendado para estructuras (SEADC Visión Comité, 1995)

Movimiento sísmico de diseño	Nivel de desempeño mínimo
Frecuente	Totalmente operacional
Ocupacional	Ocupacional
Raro	Seguridad
Muy raro	Próximo al colapso

Tabla 5. Objetivos de desempeño sísmico recomendados básicos.

2.2.6.2 Propuesta del ATC-40

Esta propuesta considera que existe una gran variedad de objetivos de desempeño para una estructura, los cuales pueden definirse combinando los niveles de desempeño estructural con los movimientos sísmicos de diseño.

Estos objetivos pueden ser asignados a cualquier estructura a partir de consideraciones funcionales, legales, económicas y de preservación. A manera de ilustración, la Tabla 6 muestra los objetivos de seguridad básica para estructuras convencionales. Puede verse que para el sismo de diseño, el desempeño de la estructura debe corresponder al nivel de seguridad, mientras que para el sismo máximo, el nivel de estabilidad estructural es suficiente.

Movimiento sísmico de diseño	Nivel de desempeño del edificio			
	Ocupacional	Ocupación Inmediata	Seguridad	Estabilidad Estructural
Sismo de Servicio, SE				
Sismo de Diseño, DE			✓	
Sismo Máximo, ME				✓

Tabla 6. Objetivos de seguridad básica para estructuras convencionales (ATC, 1996)

2.2.7 CAPACIDAD DE DEFORMACIÓN DE MUROS DE ALBAÑILERÍA CONFINADA PARA DISTINTOS NIVELES DE DESEMPEÑO.

La construcción de viviendas en Perú como en el resto de los países latinoamericanos, se realiza principalmente en albañilería confinada. En general se ha reconocido que en este tipo de construcciones ha tenido un buen comportamiento en los terremotos que han afectado la región. Con el propósito de contribuir al diseño sísmico de ese tipo de edificios, en este trabajo se establecen los niveles de deformación asociados con diferentes estados de límites, para lo cual se aprovecha, la información de estudios experimentales de muros de albañilería confinada realizados.

El comportamiento de un muro de albañilería confinada depende de la calidad de la albañilería, de las dimensiones y de la cuantía de refuerzo de los elementos de confinamiento, del trabajo conjunto que se logre entre el paño de albañilería y los elementos de confinamiento, de la esbeltez del muro y de la existencia de armadura horizontal en el paño de albañilería, Las armaduras de refuerzo de los elementos de confinamiento deben resistir tanto las tracciones que

producen los momentos de flexión debido a las acciones que actúan en el plano del muro como los esfuerzos de flexión y corte que producen las cargas perpendiculares al plano del muro.

Además, es necesario una mayor concentración de estribos en las zonas por donde se tiende a propagar el agrietamiento del paño, zonas críticas (fig. 2), para evitar que la grieta atraviese los pilares o la cadena del muro y se produzca una rotulación en los elementos de confinamiento.

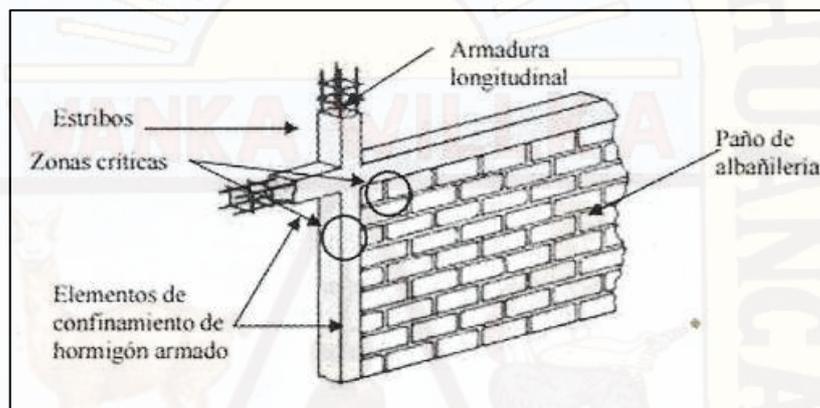


Figura 2. Configuración de un muro de albañilería confinada. **BUILDING SEISMIC SAFETY COUNCIL (BSSC), 2000**

2.2.7.1 Modos de fallas que pueden presentar este tipo de muros son los siguientes

- **Falla de flexión:** Este modo de falla se puede presentar en muros esbeltos, cuando se generan tracciones importantes en los pilares de confinamiento, produciéndose la fluencia de las armaduras longitudinales y una falla de compresión por flexión en el talón comprimido del muro.
- **Falla de corte por deslizamiento:** Este modo de falla se produce por un deslizamiento a lo largo de la junta horizontal de mortero como consecuencia de una falla de adherencia por corte en la junta. Este deslizamiento produce

un mecanismo del tipo "columna corta" en los pilares, como se muestra en la fig 3.

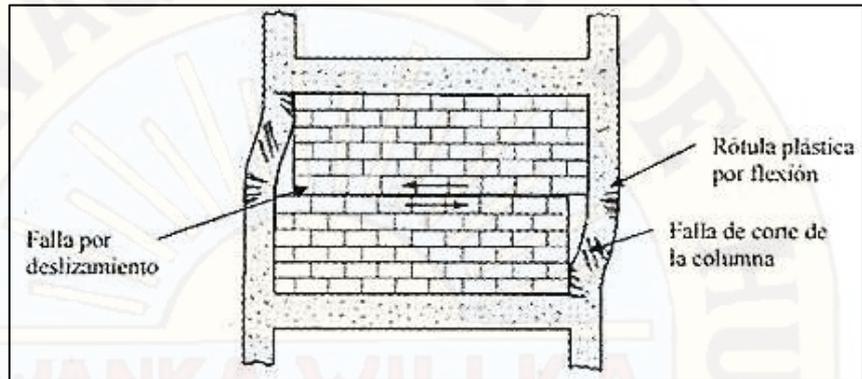


Figura 3. Falla de corte por deslizamiento. **BUILDING SEISMIC SAFETY COUNCIL (BSSC), 2000**

- c. **Falla de corte:** Esta falla se caracteriza por un agrietamiento diagonal del paño de albañilería como se muestra en la fig 4 Y es consecuencia de las tensiones de tracción diagonal que se producen en el paño. Para evitar la propagación de la grieta diagonal en los elementos de confinamiento es necesario reforzar las zonas críticas de estos elementos, especialmente cuando la albañilería es de buena calidad y el paño de albañilería es largo.

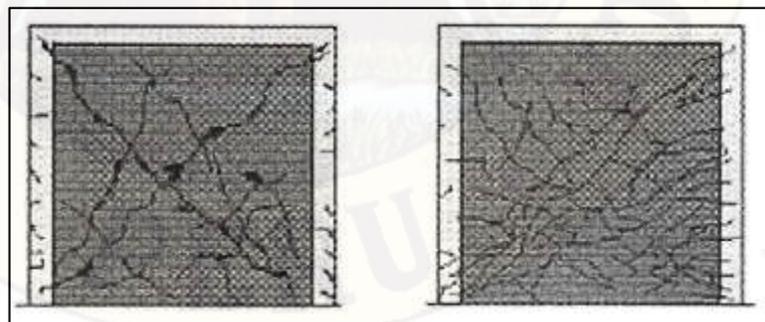


Figura 4. Falla de corte sin y con armadura horizontal en el paño. **BUILDING SEISMIC SAFETY COUNCIL (BSSC), 2000**

- d. **Falla de aplastamiento por compresión diagonal:** Esta falla es producto del efecto de puntal que se produce cuando se separa el paño de albañilería de

los elementos de confinamiento, como se muestra en la fig. 5. Esta situación genera grandes tensiones de compresión en las esquinas del muro, las que pueden provocar la falla por aplastamiento de la zona cuando la albañilería es de baja calidad o cuando se usan unidades del tipo rejilla de paredes delgadas. (Gallegos,1989; Paulay y Priestley, 1991):

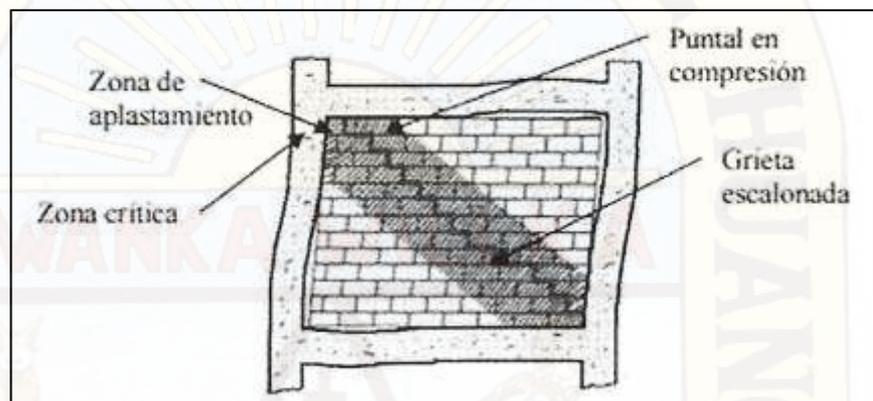


Figura 5. Falla de aplastamiento por compresión diagonal. **BUILDING SEISMIC SAFETY COUNCIL (BSSC), 2000**

2.2.7.2 Estados límites de muros de albañilería confinada

Los estados límites o los niveles de desempeño reconocidos en el diseño quedan definidos por un patrón de daños, el que depende del nivel de deformación (deriva o distorsión angular) alcanzado, por los elementos primarios de una estructura (Bonelli, 1999).

Para los efectos de este trabajo, los estados límites que se reconocen en un muro de albañilería confinada son los siguientes:

- **Último nominal (ELU):** Estado más allá del cual no queda asegurado que no se producirá el colapso. Para efectos prácticos se ha considerado que este estado se alcanza cuando el muro ha experimentado un deterioro del 20% de la fuerza máxima resistida durante el ensayo. Para este estado, los daños del muro son apreciables, observándose grietas de gran ancho (10 mm o más) y difíciles de reparar. Además de la degradación de la resistencia (20%) se presenta un importante deterioro de la rigidez.

- **Resistencia (ELR):** Estado en el cual el muro alcanza la máxima capacidad de carga. El muro presenta un daño importante pero tiene un margen razonable de seguridad contra el colapso parcial o total.
- **Daño controlado (ELDC):** Estado en el cual se presenta la formación de un patrón estable de agrietamiento diagonal. El estado del muro permite repararlo en un tiempo razonable y no hay ningún riesgo para las personas y los contenidos.
- **Operacional (ELO):** Estado en el cual se presenta el inicio del agrietamiento diagonal. El daño del muro es muy limitado, conservando toda su capacidad resistente y parte importante de su rigidez; el riesgo para los habitantes como resultado de este daño es nulo.
- **Servicio (ELS):** Estado en el cual se presenta el inicio de agrietamiento visible del muro y corresponde al nivel donde se produce el término del rango elástico de respuesta del muro.

2.2.7.3 Análisis sísmico en muros de mampostería

Cuando se acopla la mampostería a la estructura, es importante considerarle en el análisis sísmico debido a la gran rigidez que ésta tiene. Existen dos caminos para estudiar el tema, el primero con micro modelos basados en elementos finitos, que no se aborda en este apartado y el segundo con macro modelos que son aproximados pero que dan una buena aproximación.

De igual manera, existen modelos para el análisis elástico y para el análisis inelástico. Para incorporar la mampostería al análisis sísmico de estructuras. Como todo este libro está orientado al análisis elástico de estructuras se presenta un macro modelo para el rango elástico, mediante una diagonal equivalente.

Es importante realizar esta aclaración ya que, dentro de los macro modelos para el rango elástico, existen modelos numéricos de cálculo en base a dos diagonales equivalentes, a tres diagonales o a cinco diagonales. König (1991);

Chrysostomou (1991), Symakezis y Vratsanou (1986). La selección de estos modelos depende del grado de seguridad que se desee tener el estudio y de los intereses que persigue el investigador. En Crisafulli (1997) se tiene un acopio de estos y otros modelos para la incorporación de la mampostería al análisis estructural mediante micro y macro modelos, para el rango elástico e inelástico.

En la figura 6 se presenta un marco con la mampostería, en una posición deformada. En ella se aprecia que, al deformarse la estructura por efecto de una acción sísmica, una parte de la mampostería trabaja a compresión, que en la figura está achurada, a esta parte que trabaja a compresión se la modela como una diagonal que tiene un ancho equivalente. La otra diagonal de la mampostería trabaja a tracción y como este material a tiene una baja capacidad a tracción, muy probablemente se produzcan fisuras si el movimiento es intenso.

Lo importante de la figura 6, es identificar la nomenclatura utilizada, ya que a continuación se indican varios modelos para hallar las dimensiones de la diagonal equivalente, en forma cronológica de publicación.

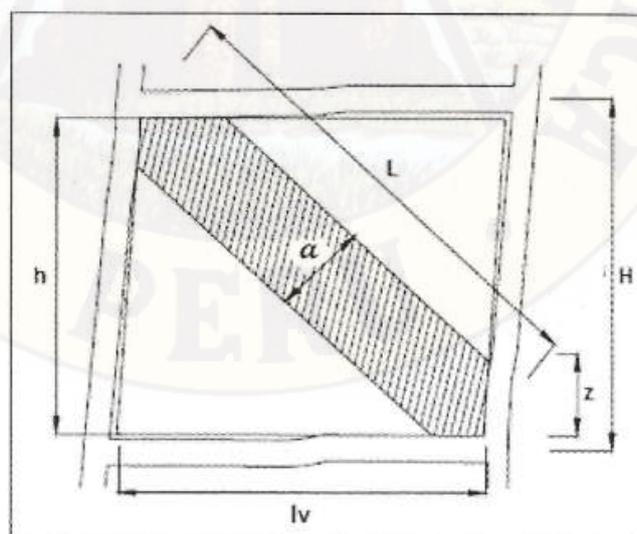


Figura 6. Diagonal equivalente de la mampostería. **BUILDING SEISMIC SAFETY COUNCIL (BSSC), 2000**

- **Modelo de Holmes (1961)**

Holmes (1961) fue el primero en proponer el ancho equivalente de la diagonal equivalente, de la siguiente forma.

$$a = \frac{L}{3} \dots \quad (7)$$

Donde:

L es la longitud de la diagonal equivalente. Al estar definido el ancho a se puede calcular el área de la sección transversal multiplicando por el espesor de la mampostería.

Posteriormente, Stafford (1962, 1966) define el parámetro adimensional λ_h que será muy utilizado por otros investigadores como una relación entre la rigidez de la mampostería con respecto a la rigidez del pórtico.

$$\lambda_h = H \left[\frac{E_m t \cdot \text{sen} 2\theta}{4E_c I_{col} h} \right]^{\frac{1}{4}} \dots \quad (8)$$

Donde

E_m = módulo de elasticidad de la mampostería;

t = espesor de la mampostería;

θ = ángulo de inclinación de la diagonal;

E_c = módulo de elasticidad del hormigón;

I_{col} = momento de inercia promedio de las columnas

Adyacentes;

h = altura col de la mampostería;

H = altura del pórtico como se aprecia en la figura 3.18. Si se considera que

h = H y que $\text{Sen } 2\theta = 1$ la ecuación (8) queda:

$$\lambda_h \approx \left[\frac{E_m t \cdot H^3}{4E_c I_{col}} \right]^{\frac{1}{4}} \dots \quad (9)$$

La ecuación (8) es adecuada para mamposterías en las cuales e este alrededor de los 45 grados.

2.2.7.4 Análisis sísmico basado en fuerzas

Por la importancia de algunas estructuras, éstas han de requerir que su diseño y análisis sea del tipo lineal elástico. Estas estructuras de respuesta elástica

no requieren una metodología muy complicada al enfrentar su análisis y/o diseño, puesto que se espera que respondan según la teoría básica de la elasticidad.

Para una estructura con respuesta elástica lineal la máxima fuerza desarrollada, F_{el} , está relacionada a una única deformación, Δ_{max} , siendo en este caso indistinto el uso de métodos por fuerzas o desplazamientos.

Sin embargo, para una estructura con respuesta inelástica se observa que los niveles de resistencia última son afectados por un factor de reducción, R_2 ó R_3 , relativo al nivel de respuesta elástico, según se muestra en la figura 7. Ésta es una simplificación, dicho factor de reducción trata de incorporar la propiedad inelástica que, se sabe, posee el sistema luego de que se alcanza ciertos niveles de demanda.

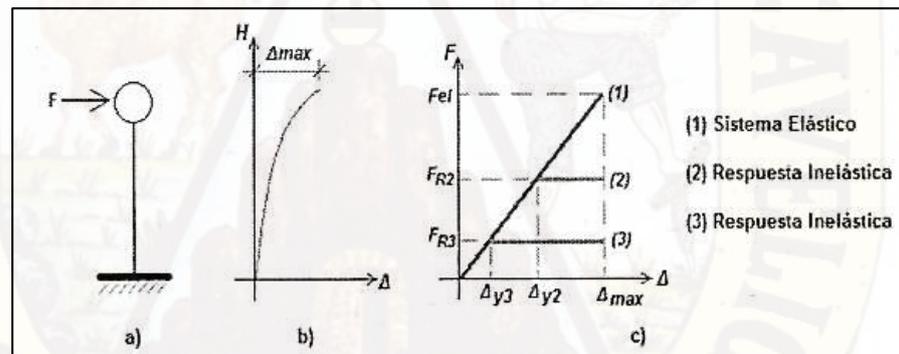


Figura 7 Idealización del Sistema Estructural. a) Sistema de un grado de libertad. b) Perfil de deformación. c) Relación Fuerza-Desplazamiento en el tope de la estructura. **BUILDING SEISMIC SAFETY COUNCIL (BSSC), 2000**

Esta técnica resulta muy práctica y, en ocasiones, parece haber dado buenos resultados en los diseños de algunas estructuras. Pero esto no siempre es así. A veces encontramos estructuras complejas en su configuración y composición estructural y en la realidad terminan comportándose de manera muy distinta a la que podríamos haber previsto. Esto se debe, en parte, a que la técnica

descrita anteriormente para tratar de simular el comportamiento inelástico de una estructura presenta en ciertos casos algunas debilidades o problema.

2.2.7.5 Problemas con el diseño sísmico basado en fuerzas

Un problema fundamental con el diseño basado en fuerzas, particularmente cuando tratamos con estructuras de concreto y mampostería reforzada, es la selección apropiada de los miembros que aportan rigidez. La rigidez de un miembro o componente está basada, comúnmente, en la geometría de la sección transversal y, en otras ocasiones, por consideraciones de agrietamiento. Claramente, el valor de la rigidez asumida afecta significativamente el diseño por fuerzas. El pre-dimensionamiento hecho en el diseño tiene influencia sobre el porcentaje de la fuerza que cada elemento toma del total de la fuerza sísmica.

Este porcentaje se da en proporción de la rigidez que corresponda a cada miembro que compone la estructura. Pero esta rigidez asumida para cada elemento ha de ser válida hasta cierto nivel de demanda, luego es posible que algunos elementos componentes de la estructura cambien su rigidez asumida antes que otros.

Tradicionalmente asumimos que la rigidez es independiente de la resistencia para una sección dada. Para examinar esta suposición consideremos la rigidez a flexión, la cual puede ser adecuadamente estimada de la relación momento-curvatura, en concordancia con la ecuación de la viga:

$$EI = Mn / \phi_y \quad \dots \quad (10)$$

Donde:

M_n = capacidad de momento nominal

ϕ_y = curvatura de fluencia, basada en la representación bi-lineal del momento-curvatura.

La suposición de la rigidez constante de un miembro implica que la curvatura es directamente proporcional a la resistencia por flexión (ver figura 8). Sin embargo análisis detallados y evidencia experimental muestran que esta suposición es inválida; siendo la rigidez sensiblemente proporcional a la resistencia y la curvatura de fluencia esencialmente independiente de la resistencia, para una sección dada (ver figura 8).

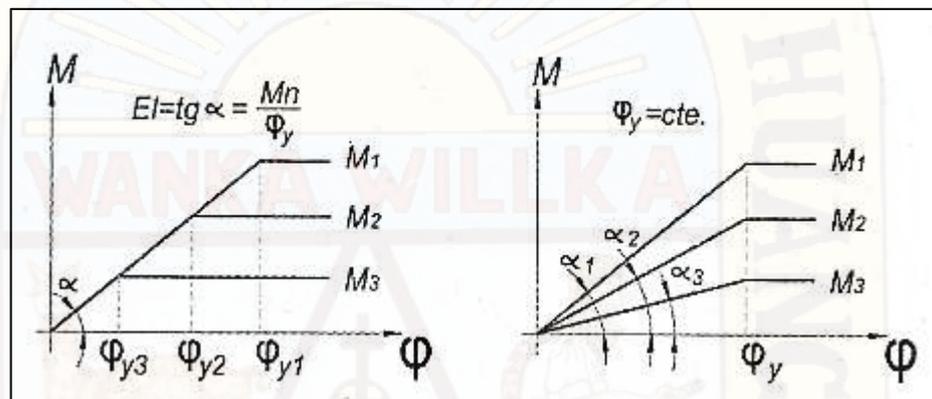


Figura 8 Influencia de la resistencia en la relación momento curvatura. Izquierda: Hipótesis usualmente asumida en el diseño. Derecha: Condición realista. **ANÁLISIS SISMICO POR DESEMPEÑO (M.P.), 2007**

Como consecuencia de esto, no es posible obtener un resultado exacto del periodo elástico del sistema ni de la distribución elástica de la resistencia de la estructura hasta que la resistencia de cada uno de sus componentes estructurales haya sido calculada previamente con el cuidado del caso.

Un principio clave en el diseño basado en fuerzas, en la práctica común, es que un único valor del factor de reducción de la fuerza sísmica puede ser asignado para distintos sistemas estructurales que tienen en común la misma tipología. Así, dependiendo del código de diseño que se esté usando, factores de reducción de 8 y 4 podrían ser usados para sistemas de pórticos de concreto armado y albañilería, respectivamente. Sin embargo esta práctica

podría resultar inapropiada cuando enfrentamos sistemas complejos como el que se muestra en la figura 9.

Como se puede notar, al usar un único factor de reducción de la fuerza sísmica para todo el sistema estamos sugiriendo que todos los elementos del sistema han de comportarse igual. Sin embargo, algunos elementos componentes de la estructura van a alcanzar su resistencia última antes que otros y su aporte a la rigidez global del sistema serán, para entonces, despreciable.

En la figura 9, se muestra un sistema aperturado con elementos que poseen la misma sección geométrica, aunque podrían tener distintos refuerzos.

Como se puede comprobar fácilmente, la columna de altura H_1 , en el primer piso, va a tomar más fuerza cortante que el resto de las columnas del mismo nivel ante la acción de fuerzas laterales. Dependiendo de la exigencia que las cargas aplicadas impongan sobre la estructura, dicha columna podría llegar a sufrir una degradación importante en su rigidez y, de esta manera, dejaría de ser un elemento que aporta a la rigidez lateral del sistema, mientras las otras columnas siguen en pie para soportar la acción de las cargas persistentes.

Ante la demanda sísmica algunas columnas (como las más cortas) van a presentar mayor rigidez lateral que otras y van a presentar menor capacidad de ductilidad por desplazamiento. Por tanto, el uso de un único valor de reducción de la fuerza sísmica "R" podría estar obviando esta diferencia de comportamiento entre las columnas más cortas y las más largas. Sin embargo, se deberían tener claras las diferencias que existen entre los distintos elementos para comportarse como parte de una estructura global.

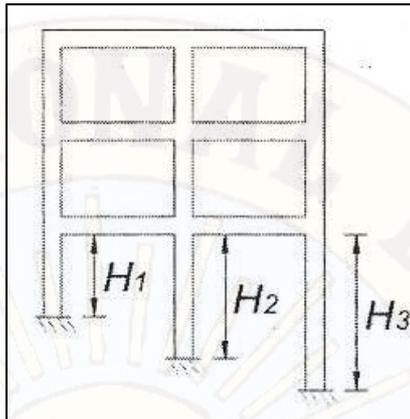


Figura 9 Esquema de un sistema estructural tipo aporticado con elementos que poseen distintas rigideces laterales. **ANÁLISIS SISMICO POR DESEMPEÑO (M.P.), 2007**

Cuando enfrentamos un análisis o diseño basado por fuerzas, al hacer la reducción de la fuerza sísmica contamos con un intervalo de deformación de la estructura para un mismo nivel de resistencia última. Otro problema que surge aquí es que, para el mismo nivel de resistencia última, la estructura podría estarse deformando con un nivel de daño que es poco o nada legible vía esta metodología. Como estos, algunos otros ejemplos de debilidades con las que cuenta el análisis y diseño de estructuras, por el método de fuerzas, son señalados por Priestley (2007).

2.2.8 ANÁLISIS SÍSMICO MÉTODOS NO LINEALES

Con la experiencia que los ingenieros han adquirido de investigaciones y eventos pasados, hoy sabemos que muchos de los sismos que ocurren pueden dañar severamente las edificaciones, causando en éstas comportamiento inelástico que disipa energía. La suposición de que los edificios responden elásticamente simplifica el trabajo del ingeniero, pero dificulta el entendimiento básico del comportamiento real de la estructura.

El uso de procedimientos tradicionales para el análisis de las edificaciones existentes puede llevar a conclusiones erróneas y/o asumir costos innecesariamente altos para reforzamientos.

Procedimientos de análisis relativamente nuevos ayudan a describir el comportamiento inelástico de los componentes estructurales de un edificio. Estas técnicas pueden estimar, con mayor precisión, el comportamiento real de un edificio durante un movimiento específico del suelo. Algunos de estos métodos, como el método N2 (Fajfar, 2000) o el método de la estructura sustituta (Chopra & Goel, 1999) por mencionar algunos, buscan incorporar las características no-lineales del comportamiento de una estructura en su análisis. Pero todos estos métodos tienen mucho en común en cuanto a la necesidad de contar con información referida al comportamiento de los elementos componentes. Deben manejarse bien los conceptos sobre la ductilidad de los materiales, la ductilidad de los elementos y la ductilidad de la misma estructura. Debe tenerse familiaridad con la construcción de los gráficos que relacionan el momento flector con la curvatura ya que de estos se infieren otros tipos de gráficos que serán de utilidad para describir la relación entre las demandas impuestas en los elementos componentes, y sobre la misma estructura en consecuencia, con la respuesta de los mismos.

2.2.8.1 Ductilidad y tipos de ductilidad

Esta propiedad está referida a la capacidad que posee una estructura, elemento o material, para deformarse inelásticamente (más allá de la deformación de fluencia) sin perder de manera significativa su resistencia debido a la demanda impuesta por fuerzas externas o inducidas. Esta capacidad puede ser medida por el cociente de las deformaciones últimas entre las deformaciones de fluencia. Estas deformaciones pueden ser medidas como desplazamientos, giros, curvaturas, etc. y son debidas a fuerzas inerciales, cortantes, cargas axiales, momentos.

El cálculo de la ductilidad de la estructura global podría ser llevado a cabo mediante un análisis estático incremental (pushover) o por medio de análisis dinámicos, que son más complejos en su desarrollo, pero más confiables. En algunos casos, en los que se opta por los análisis estáticos, se suele idealizar el comportamiento global como un mecanismo rígido-plástico. Pero, a pesar de ser más sencillo, el análisis estático incremental está sujeto

a varias suposiciones que el ingeniero estructural deberá enfrentar para obtener la mejor idealización.

En estos tiempos, a diferencia de décadas pasadas, ya se cuenta con una vasta información referida al comportamiento de los materiales y su influencia en el comportamiento de una estructura, pasando por el comportamiento de cada uno de los elementos que la componen.

Así, los siguientes tipos de ductilidad referidas a la capacidad de la estructura y de sus elementos componentes se pueden distinguir:

- Ductilidad del material (o ductilidad axial), la cual caracteriza las deformaciones plásticas del material.
- Ductilidad de la sección transversal (o ductilidad de curvatura), la cual es referida a las deformaciones de la sección donde se considera el aporte e interacción entre los materiales que componen dicha sección.
- Ductilidad de los miembros (o ductilidad de rotación), la cual es referida a las propiedades de cada miembro componente de la estructura.
- Ductilidad de la estructura (o ductilidad de desplazamiento), la cual considera el comportamiento de la estructura global.

Así se tiene claro, por ejemplo, que, si se espera que un elemento de concreto armado se comporte de manera dúctil, pues por lo menos alguno de los materiales que lo componen ha de tener dicha propiedad. Se sabe que un elemento con buen confinamiento lateral (por medio de estribos o zunchos), en las zonas de mayor sollicitación, muestra un incremento importante en la capacidad de ductilidad. Se conoce también que un elemento con carga axial reduce su capacidad de ductilidad; pero, para niveles bajos de dicha carga axial, puede sufrir un ligero incremento en su resistencia última. Sin embargo, especialmente en el caso de columnas, es necesario contar con un buen detalle del confinamiento lateral cuando dicha carga axial supera el 10% de la capacidad última, para garantizar un mejor comportamiento dúctil de la sección crítica.

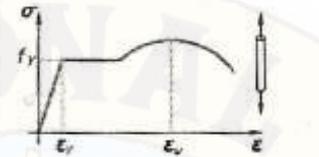
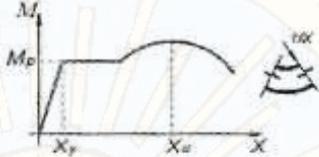
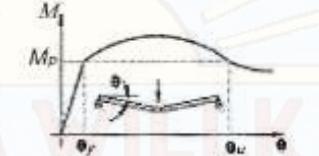
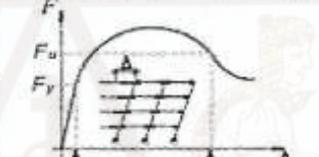
TIPO DE DUCTILIDAD	REPRESENTACIÓN ESQUEMÁTICA	DEFINICIÓN
DUCTILIDAD DEL MATERIAL (AXIAL)		$\mu_{\epsilon} = \frac{\epsilon_u}{\epsilon_y}$
DUCTILIDAD DE LA SECCIÓN (CURVATURA)		$\mu_x = \frac{X_u}{X_y}$
DUCTILIDAD DEL MIEMBRO (ROTACIÓN)		$\mu_{\theta} = \frac{\theta_u}{\theta_y}$
DUCTILIDAD DE LA ESTRUCTURA (DESPLAZAMIENTO)		$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$

Figura 10. Tipos de ductilidad. **PRESTANDARD AND COMMENTARY FOR THE SEISMIC REHABILITATION OF BUILDINGS (FEMA 356), 2000**

Por otro lado, para evaluar la ductilidad requerida, es necesario recoger la información pertinente referida a las condiciones de sitio. En ocasiones, dependiendo del nivel de coincidencia de los periodos del movimiento del terreno de fundación con los periodos de las estructuras, emplazadas sobre dichos terrenos, un efecto de amplificación de la ductilidad requerida (de demanda) ha de ser tomado en cuenta. Así, las condiciones de sitio, la distancia a la fuente de excitación y algunos otros factores relacionados a la geografía y geología del suelo, han de influenciar en la ductilidad requerida.

2.2.8.2 Relación momento-curvatura

En las regiones donde la actividad sísmica es parte de la realidad el entendimiento sobre el comportamiento de las estructuras cobra mayor importancia. En la actualidad, muchas estructuras son diseñadas para soportar los embates de la demanda sísmica permitiéndose que éstas experimenten

deformaciones plásticas que se traducen en la disipación de la energía absorbida. La medida de estas deformaciones puede ser traducida en rotaciones o desplazamientos por flexión de los miembros que componen la estructura. La deformación de los miembros a flexión en la cedencia y en el momento último depende principalmente de la relación momento-curvatura.

La figura 11 muestra un elemento inicialmente recto de un miembro de concreto reforzado con momentos de extremos y fuerzas axiales iguales. El radio de curvatura R se mide hasta el eje neutro. El radio de curvatura R , la profundidad del eje neutro k_d , la deformación del concreto en la fibra extrema a compresión ϵ_c y la deformación del acero a tensión varían a lo largo del miembro debido a que entre las grietas el concreto toma cierta tensión.

Considerando únicamente un pequeño elemento de longitud d_x del elemento, las siguientes relaciones proporcionan la rotación entre los extremos del elemento:

$$\theta = \frac{d_x}{R} = \frac{\epsilon_c \cdot d_x}{k_d} \quad \dots \quad (11)$$

$$\text{Pero: } \varphi = \frac{1}{R} = \frac{\epsilon_c}{k_d} \quad \dots \quad (12)$$

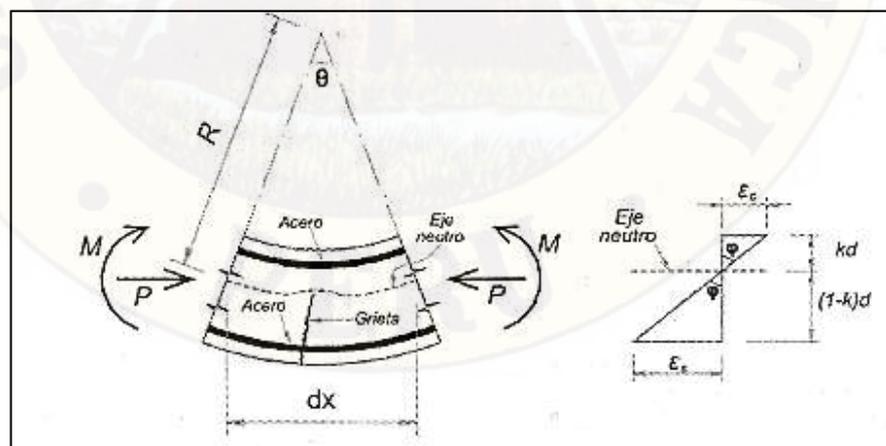


Figura 11 Deformación de un miembro a flexión. Izquierda: Elemento del miembro. Derecha: Distribución de deformaciones unitarias. **PRESTANDARD AND COMMENTARY FOR THE SEISMIC REHABILITATION OF BUILDINGS (FEMA 356), 2000**

Entonces, $1/R$ es la curvatura (la rotación por unidad de longitud) y está dada por el símbolo.

Es posible deducir curvas momento-curvatura para secciones de concreto reforzado con flexión y carga axial, en base a suposiciones semejantes a las utilizadas para la determinación de la resistencia a flexión. Se supone que las secciones planas antes de la flexión permanecen planas después de la flexión y que se conocen las curvas esfuerzo-deformación para el concreto y el acero.

Las curvaturas asociadas con un rango de momentos flexionantes y cargas axiales pueden determinarse utilizando estas suposiciones y a partir de los requerimientos de compatibilidad de deformación y equilibrio de las fuerzas. Una descripción detallada para entender este proceso se encuentra en la referencia bibliográfica. A partir de las relaciones momento-curvatura es posible calcular la rotación y deflexión de un miembro integrando las curvaturas a lo largo del mismo. Ya que la curvatura se define como la rotación por longitud unitaria del miembro, la relación:

$$\theta_{AB} = \int_A^B \varphi \cdot dx \quad \dots \quad (13)$$

Proporciona la rotación entre dos puntos cualesquiera A y B del miembro en que dx es un elemento de longitud del miembro (ver figura 12).

La rotación de es igual a $\varphi \cdot dx$, en que φ es la curvatura del elemento. La deflexión transversal d_{Δ} , en el punto A, desde la tangente al eje del miembro en el extremo empotrado B, debido a la rotación de entre los extremos del elemento, es $x \cdot d\theta$ ó $x \cdot \varphi \cdot dx$. Entonces, la deflexión total entre A y B es:

Cabe notar, en este punto, que las formulaciones mostradas ignoran el efecto del aumento de rigidez de los miembros, debido a la tensión que transmite el concreto entre las grietas, al igual que las deformaciones adicionales

provocadas por las grietas a tensión diagonal debidas al cortante y por deslizamiento de adherencia del refuerzo

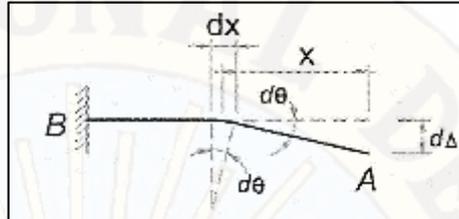


Figura 12 Deflexión debida a deformación por flexión de un elemento. PRESTANDARD AND COMMENTARY FOR THE SEISMIC REHABILITATION OF BUILDINGS (FEMA 356), 2000

2.2.8.3 Capacidad, Demanda y Desempeño de una estructura

La "capacidad" está dada por la historia de la resistencia de la estructura conforme alcanza ciertos niveles de deformación, aún más allá de su comportamiento elástico.

La "demanda" es medida a partir de la excitación del suelo de fundación que produce patrones de deformación en la estructura, medida por desplazamientos, por ejemplo. Luego de haber definido las curvas de capacidad y demanda, en un formato en el que ambas son leídas en las mismas coordenadas, el nivel de "desempeño" (performance) puede ser juzgado para verificar que la estructura (y los componentes no estructurales) responderán de manera adecuada según los límites de aceptabilidad.

La tendencia actual de la ingeniería sísmica es la de buscar un mejor control del desempeño de una edificación sujeta a distintos niveles de intensidad sísmica. Si bien el objetivo del diseño sísmico siempre ha sido el de concebir estructuras que tengan un comportamiento, o un "desempeño", favorable ante eventos sísmicos, el criterio actual de diseño sísmico basado en el desempeño pretende no sólo predecir de manera más clara el comportamiento estructural sino incluso controlarlo, con el objeto de asegurar un desempeño adecuado acorde con la funcionalidad e importancia de la edificación.

El diseño sísmico por desempeño, en su concepción actual, se define como la selección de criterios de diseño, sistemas estructurales apropiados, configuración, aseguramiento y detallado para sus componentes estructurales y no estructurales, y el aseguramiento y control de la calidad de la construcción y mantenimiento a largo plazo, tal que, para un nivel de movimiento del terreno dado con niveles definidos de confiabilidad, la estructura no se dañará más allá de ciertos estados límites u otros estados de utilidad (Vision 2000).

La idea esencial de esta filosofía es que una edificación diseñada con estos criterios sea capaz de tener un desempeño adecuado cuando ésta se encuentre sujeta a demandas sísmicas asociadas a intensidades de diseño correspondientes al sitio en que se encuentra emplazada. Así, en la actualidad, para los niveles de desempeño que debiera presentar una estructura ante una demanda sísmica, el Comité Visión 2000 define las siguientes clasificaciones:

- Ocupación inmediata (IO): Nivel de desempeño en el que se espera que las edificaciones presenten daño nulo o de escasa magnitud en sus elementos estructurales y un daño mínimo, en los componentes no estructurales. La edificación es segura para la reocupación inmediata luego de la ocurrencia de un sismo fuerte, la reutilización de los servicios es también inmediata y el riesgo de pérdidas de vidas humanas es muy bajo.
- Seguridad de vida (LS): En este estado límite los edificios pueden presentar daño significativo en componentes estructurales y no estructurales. Existe la posibilidad de que antes de utilizar de nuevo la edificación se tenga la necesidad de hacer reparaciones. Sin embargo, en algunos casos el daño será de tal magnitud que la reparación será económicamente impráctica. El riesgo de pérdida de vidas en este nivel de desempeño es bajo.
- Prevención del colapso (CP): En este nivel se espera que la edificación sufra daños significativos en sus componentes estructurales y no estructurales.

Debido a la falla de estos últimos, la seguridad de la vida de los ocupantes no es garantizada, pero considerando que la estructura del edificio no colapsará totalmente, se espera que las pérdidas humanas no sean de gran magnitud. La estructura difícilmente podrá ser reparada y no es segura para la reocupación, incluso, muchos de los edificios que alcancen este estado límite tendrán pérdidas económicas totales.

Para saber si la estructura de una edificación cae en una u otra de las clasificaciones descritas, algunos ingenieros usan como parámetros indicadores del desempeño las distorsiones de entrepiso que alcanzaría la edificación bajo el nivel de sollicitación sísmica de evaluación. Pero las distorsiones de entrepiso no son los únicos indicadores del nivel de desempeño; así hoy se cuenta, también, con los criterios de aceptación del FEMA relativos al daño que se pudiera presentar en los distintos elementos que componen la estructura.

2.2.8.3.1 Procedimientos de análisis estático no-lineal simplificado.

Como ya se mencionó anteriormente, los análisis que se saben más precisos y confiables son aquellos que tratan de incorporar en su desarrollo todas las características de la estructura y de la demanda. En ese sentido, lo más recomendable sería realizar análisis del tipo dinámicos no-lineales. Sin embargo, a pesar de los avances con que se cuenta en la actualidad, en cuanto al conocimiento dinámico de las estructuras y el aporte de los programas de cómputo que ayudan a enfrentar los cálculos complejos, aún se tienen limitaciones que no hacen posible la utilización de este tipo de análisis en todos los casos.

Debido a lo anterior, y ante la necesidad de contar con herramientas accesibles a los ingenieros, en el tiempo se han desarrollado varios procedimientos simplificados de análisis no-lineal para evaluar el

comportamiento sísmico de estructuras de edificios en tres dimensiones. La mayoría de estos estudios se basan en análisis del empujón en dos dimensiones en los que la estructura tridimensional se evalúa a partir de las curvas de comportamiento de los marcos planos que la forman. A partir de la generación de la curva de capacidad, mediante la utilización de estos procedimientos de análisis estático no-lineales, se puede proporcionar información acerca de la rigidez inicial, de la rigidez de post-fluencia, de la resistencia de la estructura y de la evolución del daño hasta el colapso para niveles crecientes de cortante basal.

La naturaleza de estas metodologías que simplifican el trabajo de análisis las hace susceptibles de cargar con ciertos errores en la obtención de los resultados pero, por diversos estudios realizados, se sabe que se pueden lograr buenas aproximaciones a la respuesta real.

2.2.8.3.2 Esquema típico del flujo de trabajos a realizar en el análisis no - lineal simplificado

La figura 13 se muestra, a manera de ayuda gráfica, el flujo de trabajo a realizarse para encontrar la Capacidad de la estructura. A partir de este punto, existen una variedad de propuestas para encontrar el punto de Desempeño de la misma. Hoy encontramos métodos, como el método N2 (Fajfar, 2000), el método de la estructura sustituta (Chopra & Goel, 1999) o el método del Espectro de Capacidad (ATC40, 1996), que proponen distintas formulaciones o técnicas para reducir la respuesta estructural a una equivalente de un grado de libertad (1GDL). Para el presente trabajo se ha elegido una de estas, por su práctica aplicación y entendimiento, que será descrita en el capítulo siguiente.

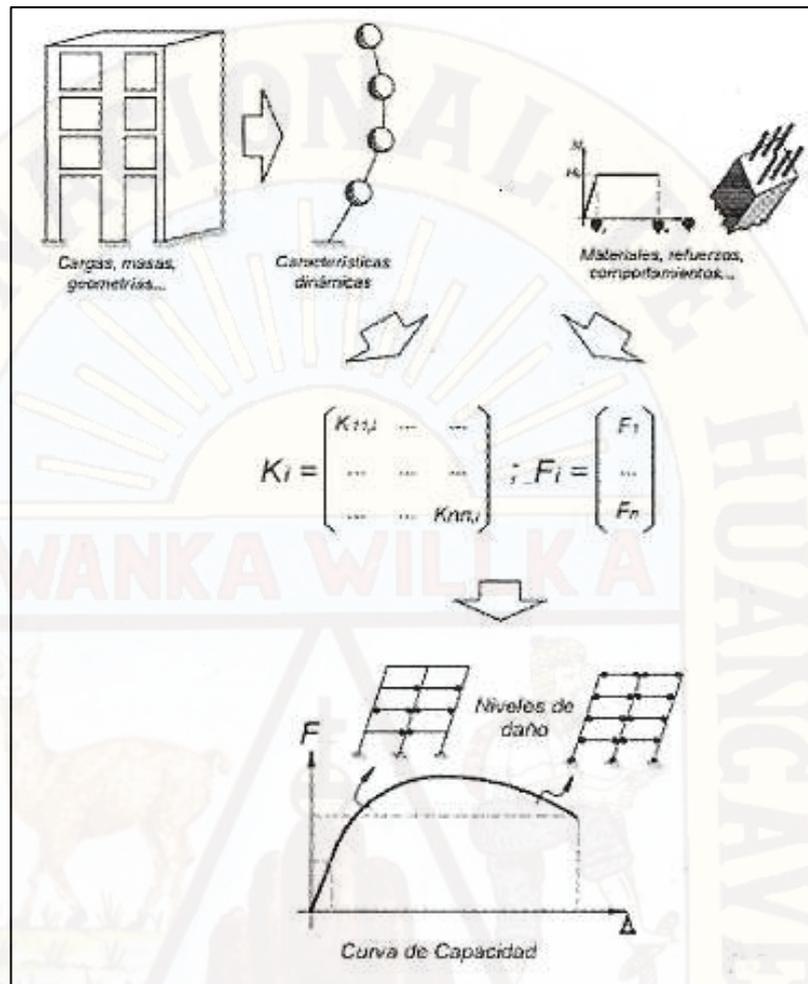


Figura 13 Pasos típicos a seguir en el análisis no-lineal simplificado. **PRESTANDARD AND COMMENTARY FOR THE SEISMIC REHABILITATION OF BUILDINGS (FEMA 356), 2000**

2.2.8.4 Espectro de capacidad

2.2.8.4.1 Obtención de la curva de capacidad de la estructura

La capacidad de la estructura puede ser representada por una curva pushover. Ésta representa la relación entre la fuerza cortante en la base de la estructura y el desplazamiento máximo asociado en el tope de la misma. Por lo general se usa un patrón de distribución de la fuerza lateral, a lo largo del eje vertical del edificio, que corresponde a la primera forma modal. Este proceso es independiente del método usado para el cálculo de la demanda y proporciona información valiosa para el ingeniero estructural.

La capacidad general de una estructura depende de la resistencia y la habilidad de deformación de los componentes individuales de la estructura. Este procedimiento usa una serie de secuencias de análisis elásticos superpuestos para aproximar un diagrama de capacidad fuerza-desplazamiento de la estructura. A diferencia del análisis estático lineal, en estructuras de concreto armado, esta técnica implica el conocimiento del refuerzo en cada sección de los elementos que componen la estructura a ser analizada. Esto se debe a que el refuerzo (o la cuantía asociada) es influyente en la determinación del momento plástico. Como herramientas para afrontar este tipo de análisis, se recomienda tener cierta familiaridad con la determinación del momento plástico de una sección de concreto armado ya sea con la construcción de gráficas de momento curvatura o momento-rotación, además del planteamiento adecuado del sistema de ecuaciones que caracterizan a la estructura que será afectada por fuerzas externas (esto haciendo uso de análisis matricial por ejemplo).

El modelo matemático de la estructura: es modificado para tomar en cuenta la reducción de la resistencia de la estructura debido a la fluencia de algunos de los componentes estructurales. Una distribución de la fuerza lateral es aplicada, nuevamente, hasta la ocurrencia significativa de la fluencia de otros componentes estructurales. Este proceso es continuado hasta que la estructura se vuelve inestable o hasta que límites preestablecidos son alcanzados.

El procedimiento del pushover ha sido presentado en una variedad de formas para uso en una variedad de metodologías.

Como el nombre lo implica, el procedimiento consiste en una serie de empujones horizontales, con un patrón de carga prescrito, incrementalmente, hasta que la estructura alcanza un estado límite.

Existen varios niveles de sofisticación que podrían ser usados para el análisis pushover. A continuación, se mencionan algunas alternativas de análisis:

- Simplemente, aplicar una fuerza singular horizontal concentrada a nivel del tope (la parte más alta) de la estructura. Esto es razonable, generalmente, en estructuras de un solo nivel.
- Aplicar fuerzas laterales, a nivel de cada entrepiso, en proporción a lo establecido en el procedimiento estándar del código correspondiente, sin la fuerza concentrada a nivel del tope de la estructura.
- Aplicar fuerzas laterales, a nivel de los entrepisos, en proporción a sus masas y la forma del modo fundamental de modelo elástico de la estructura (por ejemplo: $\omega_i \cdot \Phi_i \cdot \frac{V}{\sum_i} \cdot \omega_i \cdot \Phi_i$).
- Igual que en caso anterior, pero hasta la primera fluencia significativa que represente un cambio importante en la rigidez del sistema. Luego, para cada fase subsecuente, se recalcula el patrón de fuerzas laterales a ser aplicado, según la forma de modo correspondiente al nuevo sistema de rigidez (degradado).

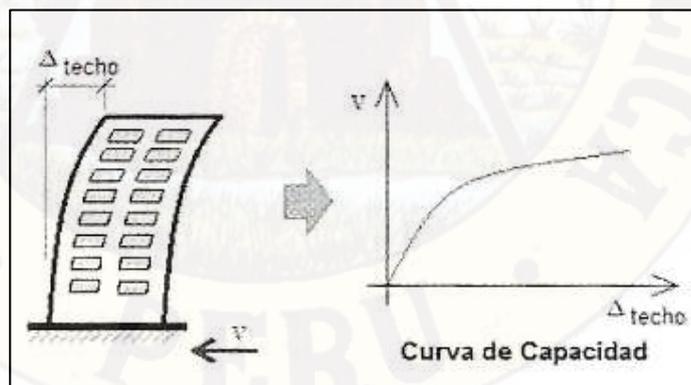


Figura 14. Representación de la curva de capacidad. PRESTANDARD AND COMMENTARY FOR THE SEISMIC REHABILITATION OF BUILDINGS (FEMA 356), 2000

2.2.8.5 Conversión de la curva de capacidad al espectro de capacidad

Para usar el método del espectro de capacidad es necesario convertir la curva de capacidad, la cual está descrita en términos de la fuerza cortante en la base de la estructura y el desplazamiento (asociado a dicha fuerza) en el tope de la misma, en un espectro de respuesta en el formato de aceleración desplazamiento (ver figura 15).

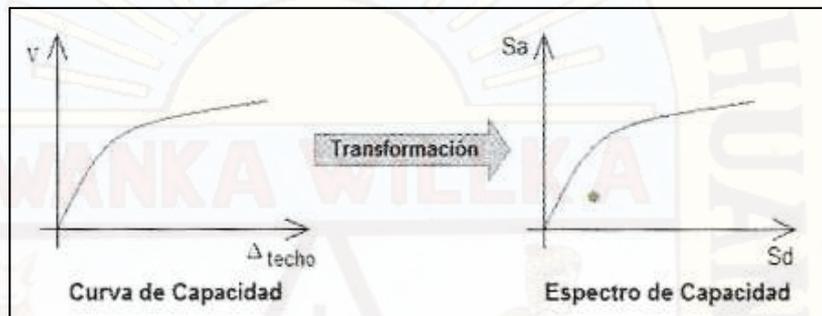


Figura 15 Conversión de la Curva de Capacidad al Espectro de Capacidad. **PRESTANDARD AND COMMENTARY FOR THE SEISMIC REHABILITATION OF BUILDINGS (FEMA 356), 2000**

III CAPÍTULO: METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN

3.1 ÁMBITO DE ESTUDIO

El presente Proyecto se encuentra ubicado en la Universidad Nacional de Huancavelica sede Lircay en la Facultad de Ingeniería Ambiental del Barrio de Santa Rosa del Distrito de Lircay – Angaraes.

3.1.1 UBICACIÓN DEMOGRÁFICA:

Barrio	:	SANTA ROSA
Distrito	:	LIRCAY
Provincia	:	ANGARAES
Región	:	HUANCVELICA

3.1.2 UBICACIÓN GEOGRÁFICA:

Norte	:	8563189.06
Este	:	530175.74
Altitud	:	3285.00 msnm.

3.2 TIPO DE INVESTIGACIÓN

Aplicada porque se somete a estímulos externos controlados por el investigador.

3.3 NIVEL DE INVESTIGACIÓN

Descriptivo Comparativo porque va a la descripción de conceptos o fenómenos o del establecimiento de relaciones entre conceptos; está dirigido a responder a las causas de los eventos físicos o sociales. Como su nombre lo indica, su interés se centra en comparar por qué ocurre un fenómeno y en qué condiciones se da este frente a otros.

3.4 MÉTODO DE INVESTIGACIÓN

3.4.1. MÉTODO DEDUCTIVO:

Este método nos permite llegar a las aplicaciones, comprobaciones o consecuencias particulares de un principio, por ello se pretende llevar a la aplicación de un caso específico, estudios previamente establecidos.

3.4.2. MÉTODO DESCRIPTIVO:

En este método se describen todas las actividades y procedimientos secuenciales en el desarrollo del proyecto de tesis, especificando cada una de las actividades, los recursos requeridos y avance progresivo al realizar el estudio de tesis.

3.5 DISEÑO DE INVESTIGACIÓN

G.E.	X	O ₁
G.C.	-----	O ₂

Donde:

G.E. = Grupo Experimental

G.C. = Grupo Control

X = Tratamiento que se aplica a la variable

----- = Ausencia de tratamiento.

O₁ y O₂ = Observaciones realizadas al GE y GC respectivamente.

3.6 POBLACIÓN, MUESTRA, MUESTREO

POBLACIÓN : Está constituido en la Universidad Nacional de Huancavelica de la Facultad de Ingeniería Minas Civil Ambiental sede Lircay del Barrio de Santa Rosa, del Distrito de Lircay - Angaraes.

MUESTRA : 03 muestras de tipo de suelo, ubicados en el terreno in situ, por medio de calicatas.

MUESTREO : Es de tipo probabilístico.

3.7 TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS

3.7.1 TÉCNICAS

Las Técnicas son diversas en las que se puede mencionar:

- Análisis documentario.
- Observación.
- Moldeamiento virtual.

3.7.2 INSTRUMENTOS

- Bolsas de conservación de muestra.
- Balanza.
- Computadoras.
- Software de ingeniería.
- Instrumentos Topográficos.
- Bibliografía relacionada al tema.
- Papel y lapicero.
- Movilidad adecuada.

VALIDACION DEL EQUIPO Y CONFIABILIDAD

Los equipos e instrumentos a utilizar serán del laboratorio de mecánica de suelos de la Escuela profesional de ingeniería Civil – Lircay de la Universidad Nacional de Huancavelica.

3.8 PROCEDIMIENTO DE RECOLECCIÓN DE DATOS

- En el presente Proyecto de investigación se recolectará ensayos de campo al terreno natural para el estudio de suelos en el barrio de Santa Rosa.
- Se verificará el diseño de la estructura, para ello se empleará los programas SAP2000 v8.1.2., otros
- se realizará una comparación de una estructura de diseño suelo estructura

- utilización de la Norma técnica ASTM y ACI.

3.9 TÉCNICAS DE PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS DE DATOS

Para el procesamiento y análisis de datos se utilizará diferentes herramientas: Reglamento Nacional de Edificaciones E.060 Concreto Armado, el empleo del programa SAP2000 v8.1.2, bibliografía sobre interacción suelo estructura. Por otra parte se utilizará el paquete estadístico SPSS para Windows Vers. 22.0, Hoja de cálculo de Microsoft Office Excel 2010, tomando en cuenta que los datos obtenidos son variables cuantitativos y cualitativos.

También se hará uso de la estadística inferencial de tipo no paramétrico para a través de la correlación de Pearson. A un nivel de confianza de 95% y nivel de significancia al 5%.

CAPÍTULO IV: RESULTADOS

4.1. RESULTADOS DEL ANALISIS INELASTICO DEL LABORATORIO FIMCA

4.1.1. Curva de Capacidad

Para el análisis de la estructura, se realizó teniendo un total de 1040 rotulas ubicadas en los elementos estructurales. Se obtuvo el siguiente comportamiento de la edificación.

CURVA DE CAPACIDAD

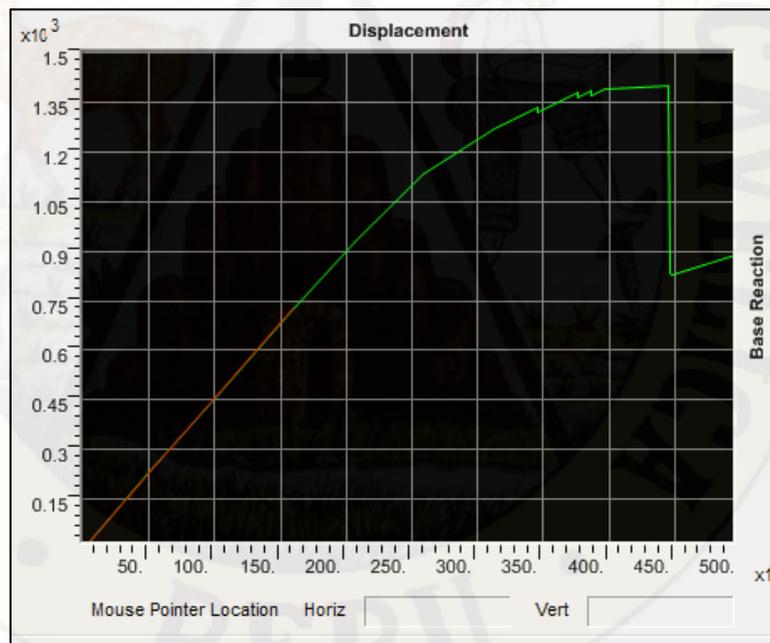


Figura 16. Curva de capacidad Pushover sentido X. SAP 2000 V18

Valores característicos de la curva de capacidad.

dy	0.073 m
Du	0.29 m

CURVA DE CAPACIDAD

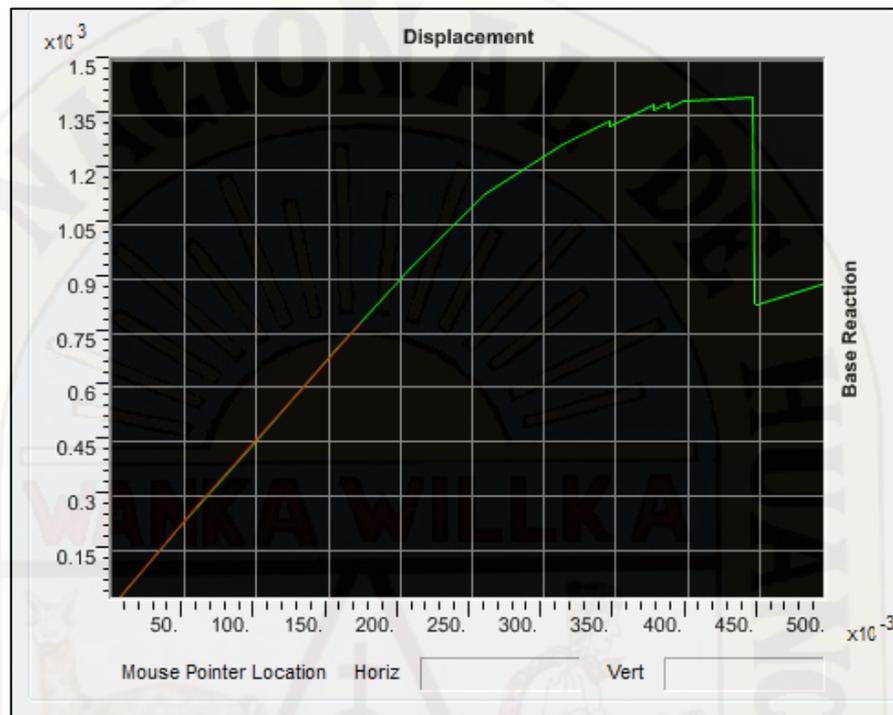


Figura 17. Curva de capacidad Pushover sentido Y. SAP 2000 V18

Valores característicos de la curva de capacidad.

dy	0.068 m
Du	0.34 m

4.1.2. Punto de comportamiento

El punto de comportamiento como se mencionó en capítulos anteriores, es el punto donde se iguala la demanda y la capacidad. Este punto representa la respuesta estructural correspondiente al modo fundamental de vibración en términos de pseudo-aceleración y pseudo-desplazamiento espectral asociado al máximo desplazamiento, se obtuvo puntos de comportamiento para el sentido X y el sentido Y.

V cortante basal	182.16 Tn
D Desplazamiento	0.20 m.
Sa Aceleración espectral/g	0.074
Sd Desplazamiento espectral	0.168

Tabla 7. Punto de comportamiento análisis Pushover Sentido X

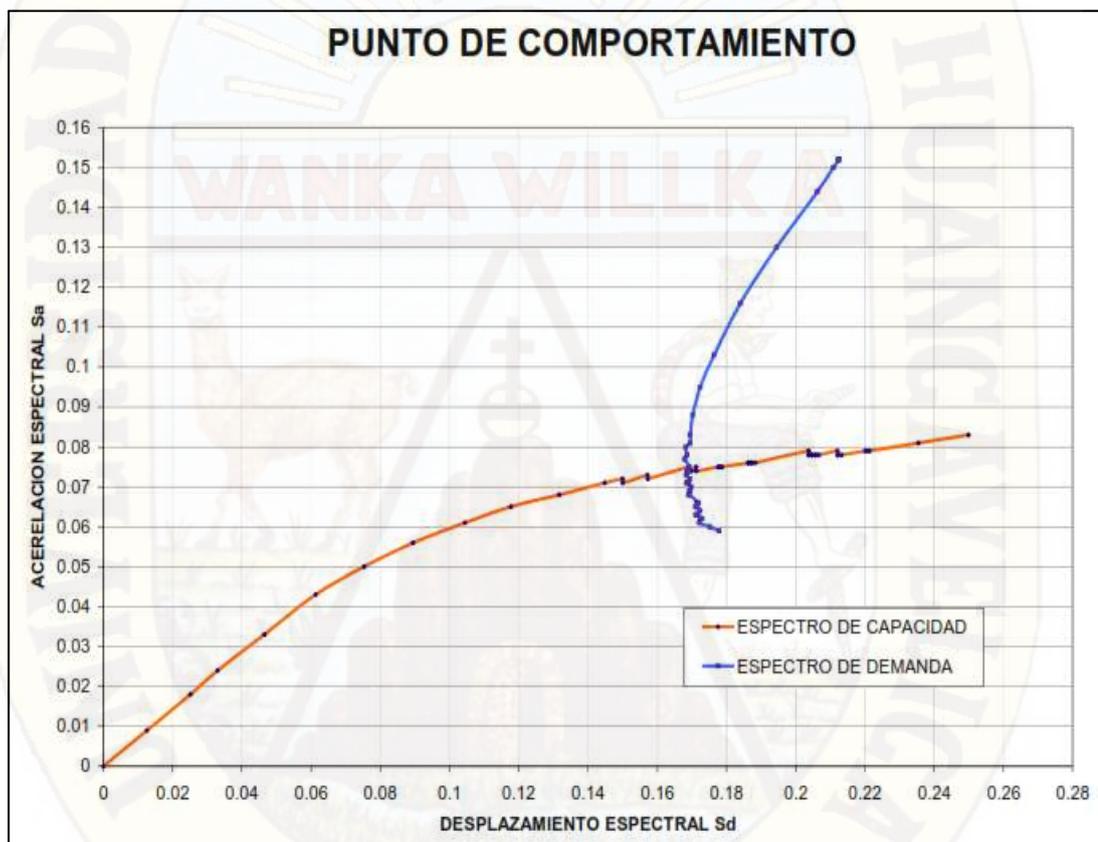


Figura 18. Punto de comportamiento análisis Pushover sentido X. **SAP 2000 V18**

V cortante basal	95.34 Tn
D Desplazamiento	0.205 m.
Sa Aceleración espectral/g	0.054
Sd Desplazamiento espectral	0.197

Tabla 8. Punto de comportamiento análisis Pushover Sentido Y



Figura 19. Punto de comportamiento análisis Pushover sentido Y. SAP 2000 V18

4.1.3. Resumen de puntos de desempeño para cada nivel sísmico

A continuación se presenta los puntos de desempeño para cada nivel sísmico, como ya se mencionó anteriormente estos puntos de desempeño fueron determinados por dos métodos, el primero considerando espectros de demanda sísmica con niveles del ATC 40 con un amortiguamiento de 7% y 12%, Y el segundo se construyó considerando la NTP E030 con los niveles sísmicos del ATC 40.

DIRECCION X-X

- Puntos de desempeño con niveles sísmicos del ATC 40

PUNTO DESEMPEÑO NIVEL DE SERVICIO 7%

Sa (g)	Sd (m)	D (m)	T (seg)	V (tn)	Drift Techo	D1 nivel (m)	Drift 1 nivel
0.3241	0.1004	0.1494	0.1373	0.41574	0.00041	0.0502	0.00051

PUNTO DESEMPEÑO NIVEL DE DISEÑO 12%

Sa (g)	Sd (m)	D (m)	T (seg)	V (tn)	Drift Techo	D1 nivel (m)	Drift 1 nivel
0.7895	0.1526	0.2271	0.1406	0.57364	0.00061	0.0714	0.00030

PUNTO DESEMPEÑO NIVEL MAXIMO 12%

Sa (g)	Sd (m)	D (m)	T (seg)	V (tn)	Drift Techo	D1 nivel (m)	Drift 1 nivel
0.9425	0.2007	0.2986	0.1483	0.68425	0.00079	0.0814	0.00040

Tabla 9 Puntos desempeño con niveles sísmicos ATC 40 en X-X

- **Puntos de desempeño con NTP E030 y ATC 40**

PUNTO DESEMPEÑO E030 SERVICIO

Sa (g)	Sd (m)	D (m)	T (seg)	V (tn)	Drift Techo	D1 nivel (m)	Drift 1 nivel
0.4500	0.1754	0.2465	0.1371	0.30154	0.00030	0.0240	0.00032

PUNTO DESEMPEÑO E030 DISEÑO

Sa (g)	Sd (m)	D (m)	T (seg)	V (tn)	Drift Techo	D1 nivel (m)	Drift 1 nivel
0.9200	0.3641	0.5427	0.1455	0.60425	0.00067	0.0702	0.00074

PUNTO DESEMPEÑO E030 MAXIMO

Sa (g)	Sd (m)	D (m)	T (seg)	V (tn)	Drift Techo	D1 nivel (m)	Drift 1 nivel
0.9945	0.2337	0.6847	0.1550	0.85600	0.00086	0.0824	0.00092

Tabla 10. Puntos desempeño con NTP E030 y niveles sísmicos ATC 40 en X-X

4.1.4. Determinación del grado de daño en la estructura Y-Y

Se muestra las figuras en donde se determinan el grado de daño de acuerdo a los resultados obtenidos, para cada nivel sísmico en la dirección X-X. Determinamos el grado de daño a nivel del primer piso ya nivel global para su respectiva comparación.

- Con espectros construidos con Niveles Sísmicos de ATC 40

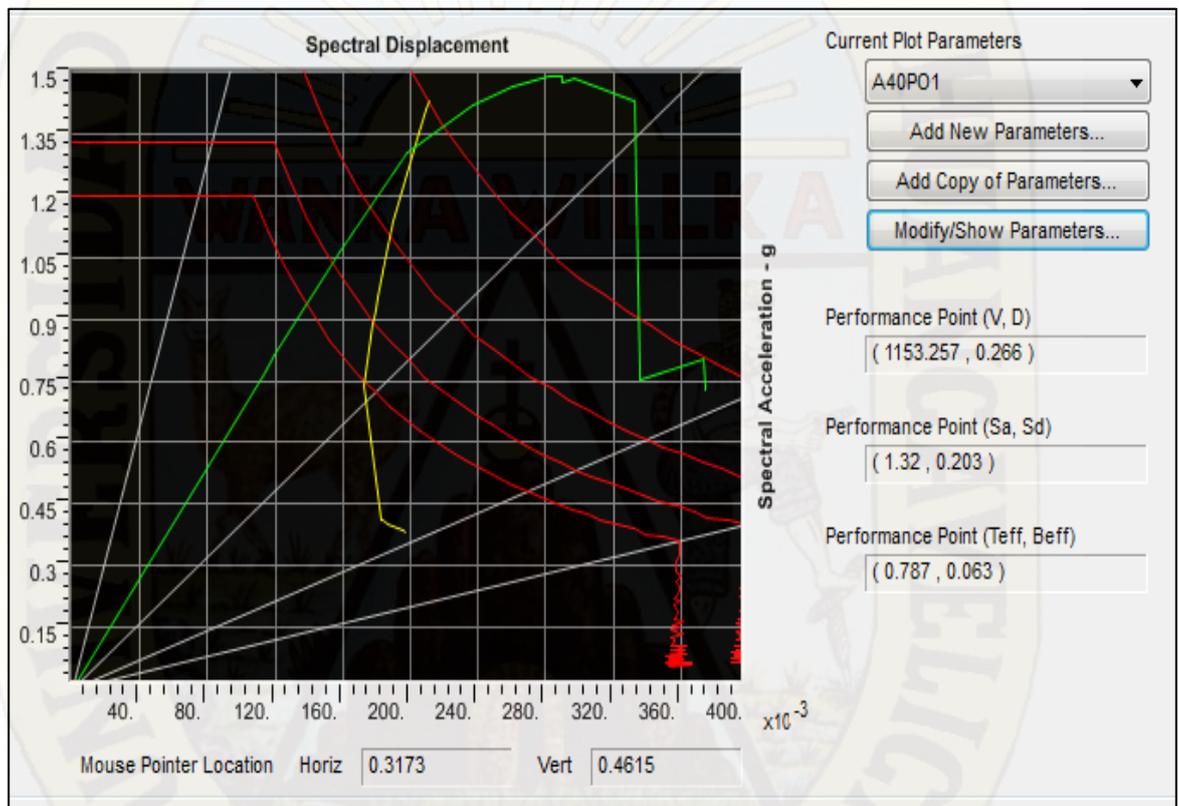


Figura 20. Grado de daño X-X en formato Sa vs Drift Techo con espectros de demanda sísmica construidos con niveles sísmicos ATC 40. **SAP 2000 V18**

De la figura 20 se muestra para cada nivel sísmico en la dirección X-X los resultados siguientes:

NIVEL SISMICO	DAÑO
SERVICIO	LIGERO I
DISEÑO	MODERADO II Y III
MAXIMO	MODERADO II Y III

DIRECCION Y-Y

- Puntos de desempeño con niveles sísmicos del ATC 40

PUNTO DESEMPEÑO NIVEL DE SERVICIO 7%

Sa (g)	Sd (m)	D (m)	T (seg)	V (tn)	Drift Techo	D1 nivel (m)	Drift 1 nivel
0.4798	0.2004	0.2894	0.0973	0.34574	0.00035	0.0492	0.00061

PUNTO DESEMPEÑO NIVEL DE DISEÑO 12%

Sa (g)	Sd (m)	D (m)	T (seg)	V (tn)	Drift Techo	D1 nivel (m)	Drift 1 nivel
0.7895	0.1526	0.2271	0.1521	0.57364	0.00061	0.0714	0.00030

PUNTO DESEMPEÑO NIVEL MAXIMO 17%

Sa (g)	Sd (m)	D (m)	T (seg)	V (tn)	Drift Techo	D1 nivel (m)	Drift 1 nivel
0.9315	0.2007	0.2874	0.1483	0.68425	0.00079	0.0765	0.00036

Tabla 11. Puntos desempeño con niveles sísmicos ATC 40 en Y-Y

- Puntos de desempeño con NTP E030 y ATC 40

PUNTO DESEMPEÑO E030 SERVICIO

Sa (g)	Sd (m)	D (m)	T (seg)	V (tn)	Drift Techo	D1 nivel (m)	Drift 1 nivel
0.4500	0.1754	0.2465	0.1371	0.30154	0.00030	0.0240	0.00032

PUNTO DESEMPEÑO E030 DISEÑO

Sa (g)	Sd (m)	D (m)	T (seg)	V (tn)	Drift Techo	D1 nivel (m)	Drift 1 nivel
0.8900	0.3641	0.5427	0.1255	0.60425	0.00067	0.0682	0.00074

PUNTO DESEMPEÑO E030 MAXIMO

Sa (g)	Sd (m)	D (m)	T (seg)	V (tn)	Drift Techo	D1 nivel (m)	Drift 1 nivel
0.9445	0.2337	0.6247	0.1550	0.74900	0.00074	0.0734	0.00092

Tabla 12. Puntos desempeño con NTP E030 y niveles sísmicos ATC 40 en Y-Y

4.1.5. Determinación del grado de daño en la estructura X-X

Se muestra las figuras en donde se determinan el grado de daño de acuerdo a los resultados obtenidos, para cada nivel sísmico en la dirección X-X. Determinamos el grado de daño a nivel del primer piso ya nivel global para su respectiva comparación.

- Con espectros construidos con Niveles Sísmicos de ATC 40

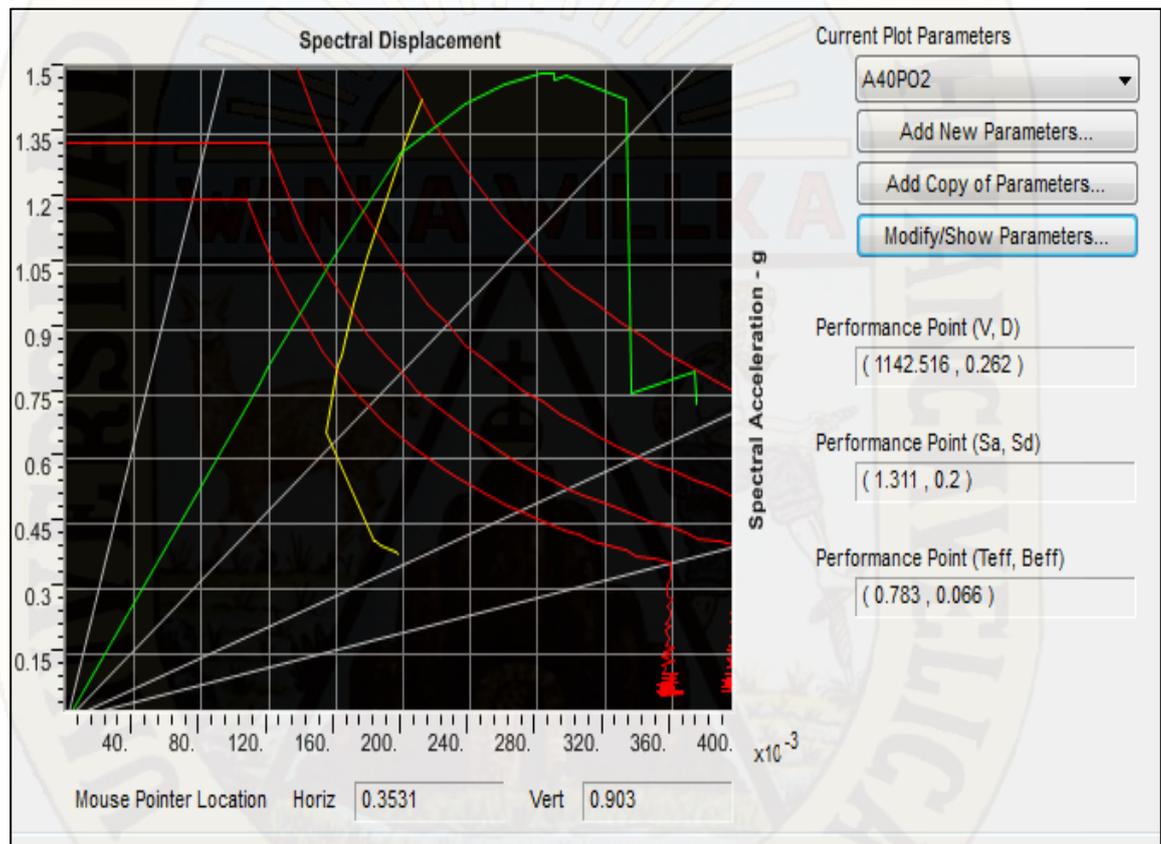


Figura 21. Grado de daño Y-Y en formato Sa vs Drift Techo con espectros de demanda sísmica construidos con niveles sísmicos ATC 40. **SAP 2000 V18**

De la figura 21 se muestra para cada nivel sísmico en la dirección Y-Y los resultados siguientes:

NIVEL SISMICO	DAÑO
SERVICIO	MODERADO II
DISEÑO	MODERADO II Y III
MAXIMO	MODERADO II Y III

DIRECCION X-X

- Puntos de desempeño con niveles sísmicos del ATC 40

PUNTO DESEMPEÑO NIVEL DE SERVICIO 7%

Sa (g)	Sd (m)	D (m)	T (seg)	V (tn)	Drift Techo	D1 nivel (m)	Drift 1 nivel
0.1498	0.1054	0.1494	0.0145	0.1452	0.00012	0.0128	0.00018

PUNTO DESEMPEÑO NIVEL DE DISEÑO 12%

Sa (g)	Sd (m)	D (m)	T (seg)	V (tn)	Drift Techo	D1 nivel (m)	Drift 1 nivel
0.2465	0.0461	0.1871	0.0214	0.2489	0.00021	0.0219	0.00031

PUNTO DESEMPEÑO NIVEL MAXIMO 17%

Sa (g)	Sd (m)	D (m)	T (seg)	V (tn)	Drift Techo	D1 nivel (m)	Drift 1 nivel
0.3638	0.2559	0.3628	0.0352	0.3526	0.00029	0.0311	0.00044

Tabla 13 Puntos desempeño con niveles sísmicos ATC 40 en X-X

- Puntos de desempeño con NTP E030 y ATC 40

PUNTO DESEMPEÑO E030 SERVICIO

Sa (g)	Sd (m)	D (m)	T (seg)	V (tn)	Drift Techo	D1 nivel (m)	Drift 1 nivel
0.1200	0.1451	0.1965	0.0795	0.1507	0.00015	0.0120	0.00016

PUNTO DESEMPEÑO E030 DISEÑO

Sa (g)	Sd (m)	D (m)	T (seg)	V (tn)	Drift Techo	D1 nivel (m)	Drift 1 nivel
0.4850	0.1821	0.2713	0.0625	0.3021	0.00034	0.0341	0.00037

PUNTO DESEMPEÑO E030 MAXIMO

Sa (g)	Sd (m)	D (m)	T (seg)	V (tn)	Drift Techo	D1 nivel (m)	Drift 1 nivel
0.4723	0.1317	0.3125	0.0728	0.35450	0.00037	0.0354	0.00046

Tabla 14. Puntos desempeño con NTP E030 y niveles sísmicos ATC 40 en X-X

CONCLUSIONES

1. El desempeño sísmico establecido del pabellón de los laboratorios de la FIMCA, demuestra que el modelo estructural con albañilería portante y estructura aporticadas, analizada en esta tesis con las especificaciones de las normas peruanas NTE 030 Y NTE 070, no cumple con los objetivos de desempeño concordantes con la filosofía de diseño sismorresistente del RNE E.030, por lo que la estructura se refuerza en los puntos de mayor esfuerzo y nuevamente se analiza mediante el método lineal No Estático (pushover) donde cumple de acuerdo a la norma E030.
2. De acuerdo a la metodología del ATC-40, muestra que el laboratorio de la facultad de ingeniería minas-civil-ambiental de acuerdo las normas peruanas tendrían los siguientes desempeños en la ciudad de Lircay 1) elástico y lineal para sismos de nivel de demanda de servicio (sismos frecuentes); 2) en rango no lineal, pero concordante con la filosofía de diseño de la R.N.E E030 y la E060 para sismos de niveles de demanda diseño (raro) y máximo (muy raro).
3. Los niveles de daño respecto a los niveles de desempeño propuesto mediante el método pushover en la estructura no reforzada tienen los siguientes desempeños: 1) ante sismos de servicio o frecuentes, se agrieta, incursionando así en rango inelástico; de la que se deduce que no cumple con los objetivos de desempeño; 2) la ductilidad obtenida para estas edificaciones es la mitad de lo que se obtiene para los modelos concordantes con las especificaciones de la R.N.E. E.030 Y E.060; 3) estas construcciones, están de pie porque no soportan cargas de gravedad.
4. De acuerdo al método de pushover la secuencia de daños en la estructura sometida bajo cargas sísmicas, presentan un esfuerzos relativos en el primer nivel en el primer modo, en el segundo nivel presenta las primeras rotulas y esfuerzos admisibles en los demás elementos estructurales en el décimo modo, en el 1 primer piso presenta la 15va. rotula el cual ocasiona el colapso de la estructura en el vigésimo modo.

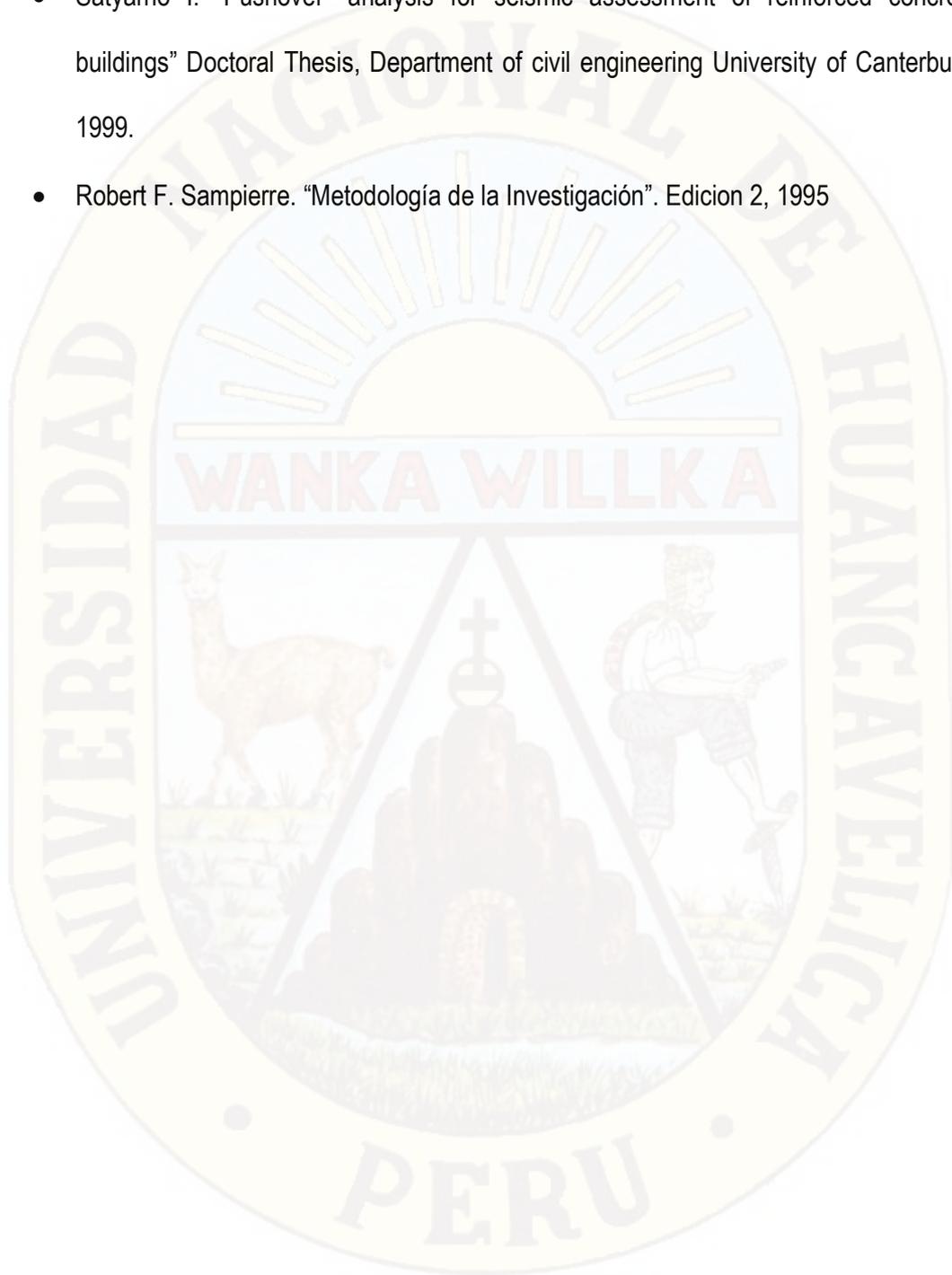
RECOMENDACIONES

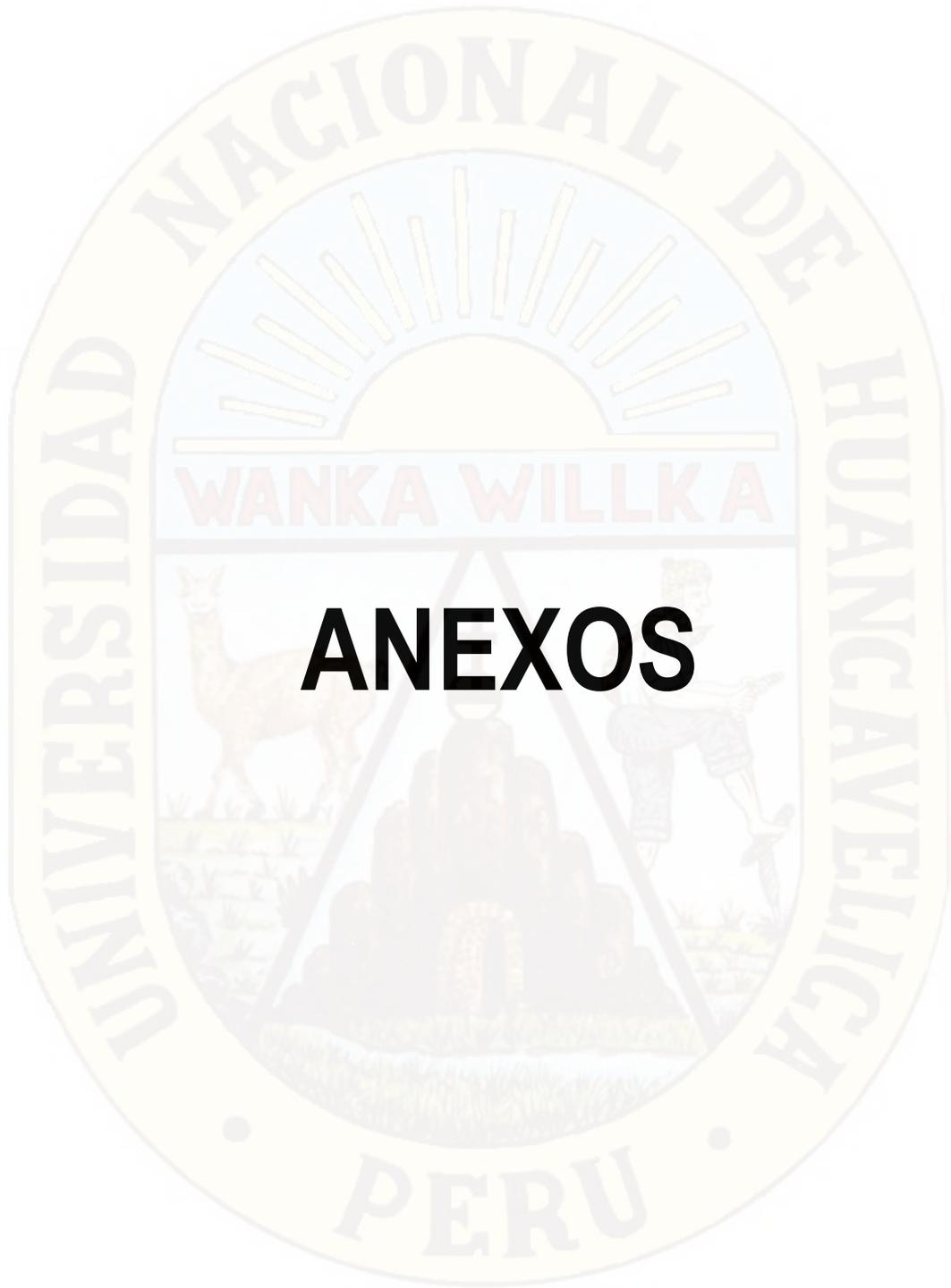
1. Se recomienda que las edificaciones de gran valor presupuestal o de gran importancia llamados también esenciales en nuestra región Huancavelica como: Hospitales, Centros educativos Cuarteles de Bomberos, Cuarteles de Policías, etc., deben ser evaluados y reforzados mediante la elaboración de un análisis no lineal a fin de establecer el desempeño sísmico de la estructura, de acuerdo a la exigencia del Reglamento Nacional de Edificaciones E.030 y E.060.
2. Asimismo en base a la metodología ATC-40 se deben realizar evaluaciones de vulnerabilidad sísmica en las edificaciones de albañilería portante o aporticada que son comunes en la ciudad de Huancavelica, usando un análisis no lineal, como el que se desarrolla en este trabajo. Debido a que las estructuras actuales emplean en su mayoría muros de albañilería confinada están más propenso al colapso.
3. Otra recomendación las estructuras de albañilería portante deben estar conectadas cada 2.00 a 2.50 metros debido a que los niveles de daño por desempeño muestran agrietamientos y en algunos casos presentarían fallas a corte, por lo que los refuerzos en muros contribuiría en isostatizar la estructura y minimizar el rango inelástico.
4. Por último se recomienda el primer nivel de cualquier estructura los pilares estructurales, mantengan una rigidez adecuada, a fin de no crear rotulas plásticas, por la demostración de la secuencia de daños obtenidos en el modelo realizado en el programa SAP2000, mediante el método pushover.

REFERENCIA BIBLIOGRAFICA

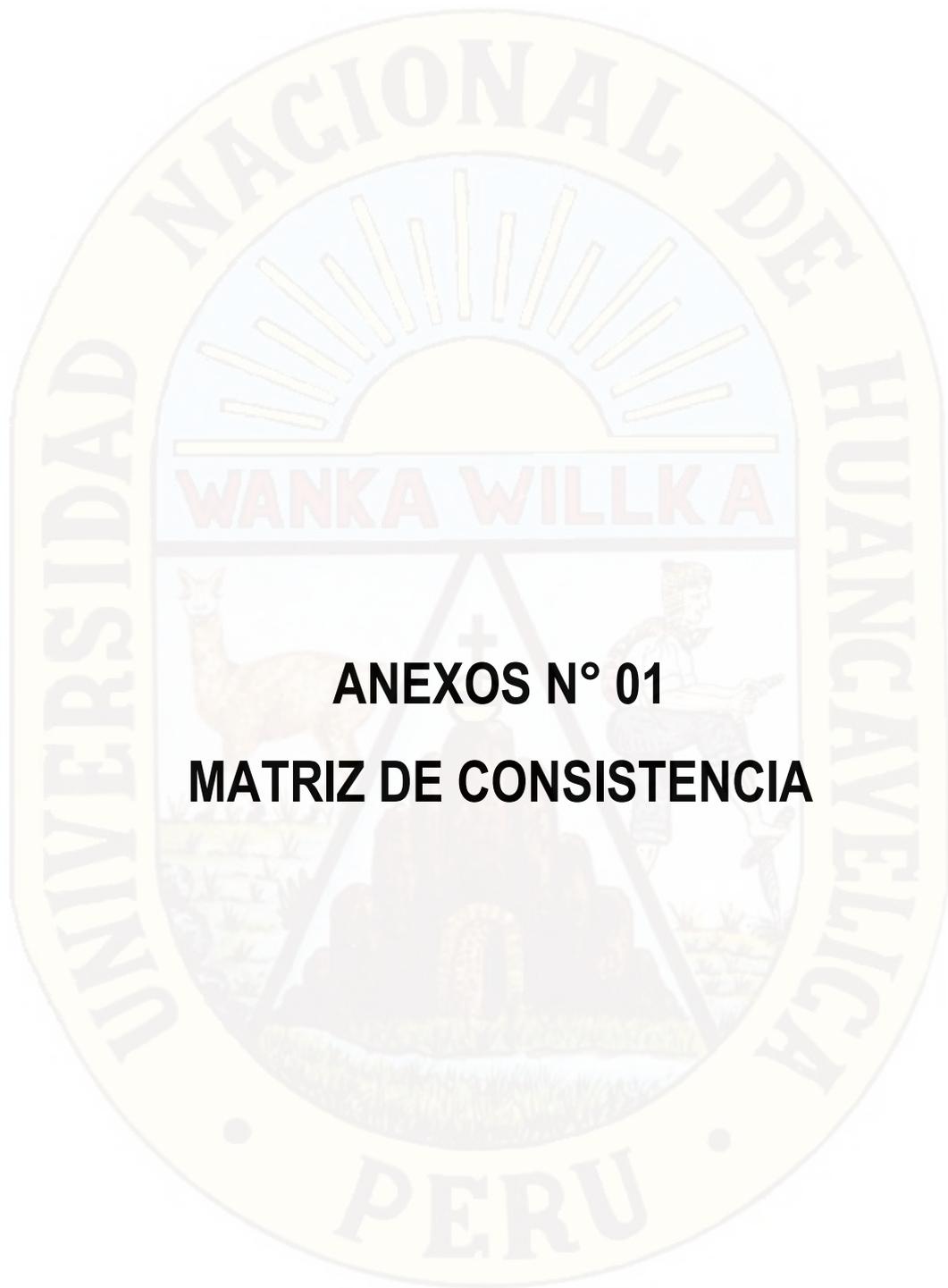
- BENJAMIN J. R. and CORNELL C. A: Probability, Statistics, and Decision for Civil Engineers, McGraw-Hill. 1970
- BUILDING SEISMIC SAFETY COUNCIL (BSSC). NEHRP: Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings, FEMA-273, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C. 1997.
- BUILDING SEISMIC SAFETY COUNCIL (BSSC). Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, FEMA-356, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C. 2000.
- DE-LA-COLINA, J. "Effects of torsion factors on simple non-linear systems using fully-bidirectional analyses", Earthquake Engineering and Structural Dynamics. 1999
- DE-LA-COLINA, J. "Assessment of design recommendations for torsionally unbalanced multistory buildings", Earthquake Spectra. 2003.
- MAISON, B F. Discusión del artículo "Evaluation of Modal and FEMA Pushover Analyses: SAC Buildings" por R Goel y A K Chopra, presentado en Earthquake Spectra, Vol. 20, No. 1 de 2004. Earthquake Spectra. 2005.
- CHOPRA, A K., and Goel, R. K. A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings, Earthquake Eng. Struct. Dyn. 2002.
- MELI PIRALLA: "DISEÑO ESTRUCTURAL": Segunda Edición: Editorial Limusa: Mexico. 1997.
- ROBERTO AGUIER FALCONI, "Análisis Sísmico por Desempeño" Edición: 1, 2003,
- ATC. Seismic Evaluation And retrofit of Concrete Buildings, ATC-40 Report, Volumes 1 and 2, ATC, California. 1996.
- FEMA 273. NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings, 1997.
- FEMA 356. Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, 2000.
- FEMA 440, ATC 55. Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures, 2004.
- GÁLVEZ A, "Análisis Tiempo - Historia No Lineal en la Norma Peruana de Diseño Sismorresistente". Lima - Perú, 2000.

- Satyarno I. "Pushover" analysis for seismic assessment of reinforced concrete buildings" Doctoral Thesis, Department of civil engineering University of Canterbury. 1999.
- Robert F. Sampierre. "Metodología de la Investigación". Edicion 2, 1995





ANEXOS



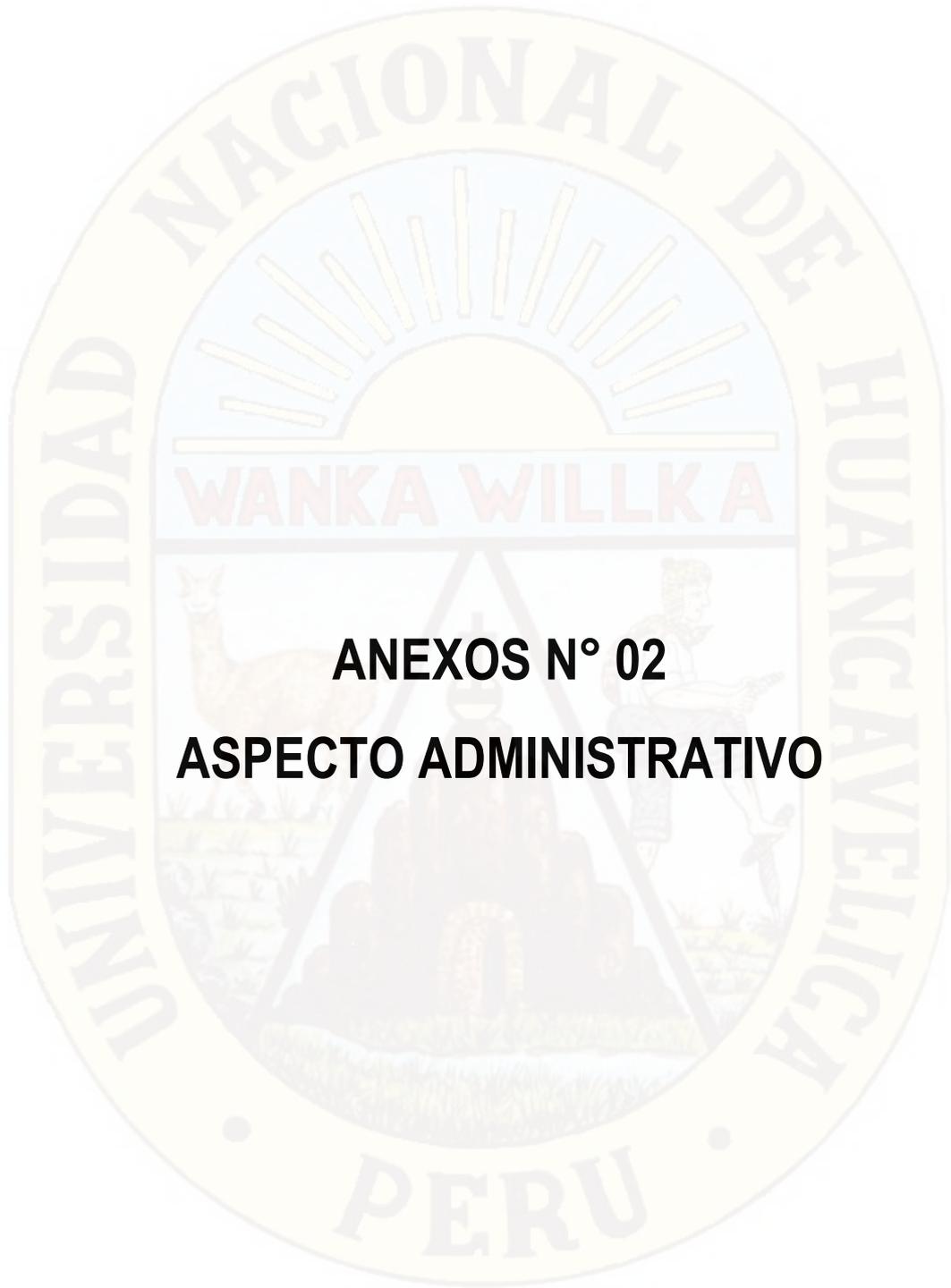
ANEXOS N° 01
MATRIZ DE CONSISTENCIA

MATRIZ DE CONSISTENCIA

TÍTULO: “ANÁLISIS DEL PABELLON DE LABORATORIO DE LA FACULTAD DE INGENIERIA MINAS CIVIL AMBIENTAL MEDIANTE EL MÉTODO NO LINEAL ESTÁTICO EN EL DISTRITO DE LIRCAY, DE LA PROVINCIA DE ANGARAES, REGION DE HUANCavelica”

NOMBRE DE LOS ELABORADORES: BACH. GIRALDO DAVILA, FRANZ ANTHONY BACH. ORDOÑEZ NAHUI, VÍCTOR LUIS

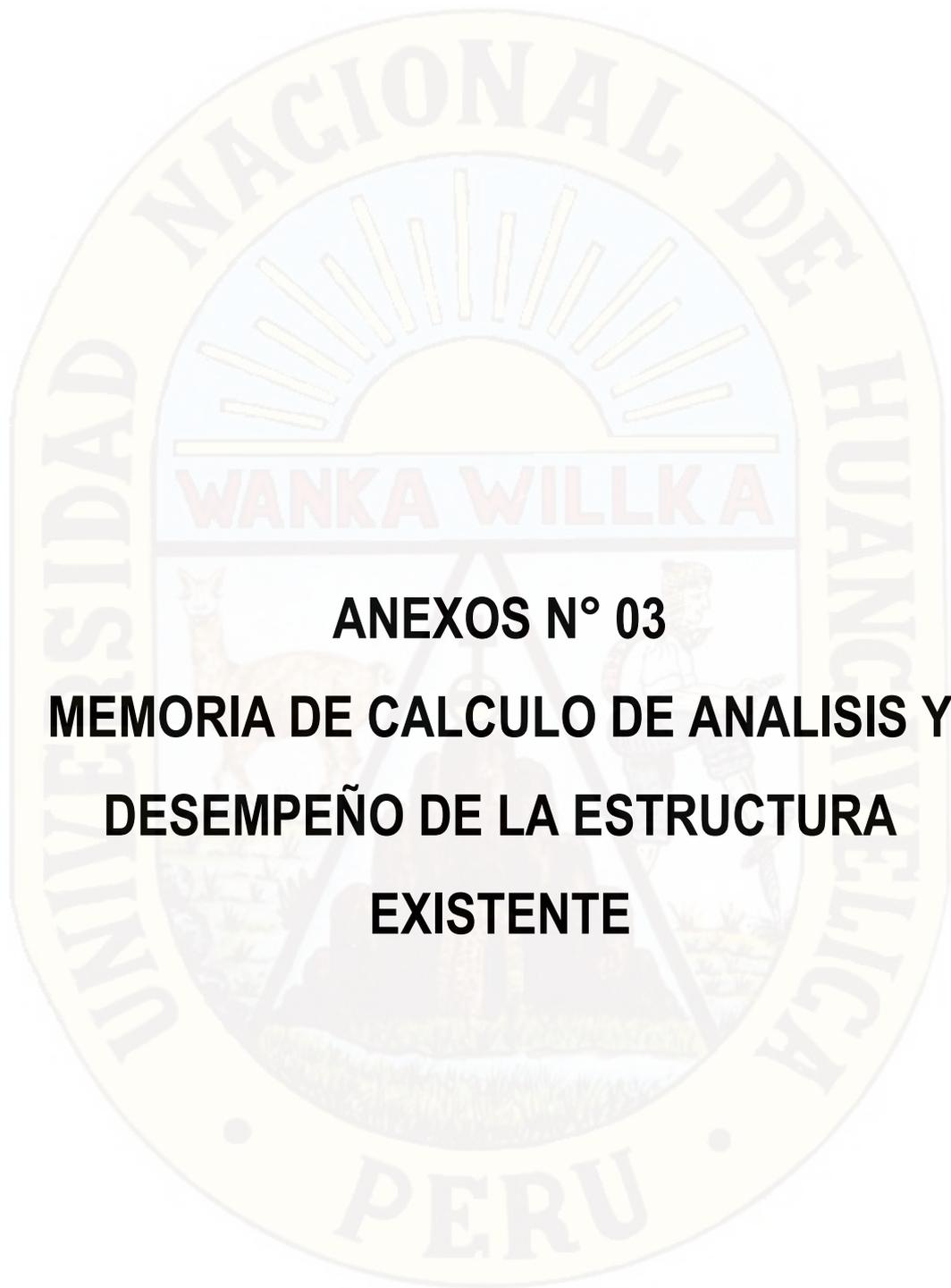
PROBLEMAS	OBJETIVOS	HIPOTESIS:	VARIABLES:	METODOLOGÍA
<p>PROBLEMA GENERAL: A lo largo del tiempo transcurrido, las estructuras de la facultad de Ingeniería Civil Minas Ambiental (FIMCA) de la universidad de Huancavelica en el distrito de Lircay; se ven afectados por las fallas propias de la zona. Cabe mencionar que las estructuras existentes, presentan fallas estructurales.</p> <p>PROBLEMAS ESPECÍFICOS: 1. El desempeño sísmico del diseño del pabellón usando un análisis no lineal estático y no el método ACI, influencia mayores detalles de deformación en la estructura, esto conllevará a extender el tiempo de análisis de la estructura comparada con el convencional. 2. El diseño del pabellón cumplirá los niveles de desempeño propuesto en la metodología del ATC 40, para evaluar la capacidad estructural del edificio; el cual estipula que en el desempeño por flexocompresión debe tener un parámetro más específico en la estructura. 3. Cuáles serán los niveles de daño respecto a los rotulas plásticas de las estructuras evaluadas, debido a que en este método se emplea cada elemento estructural y no general de la estructura. 4.Cuál será la posibilidad de secuencia de daños en la estructura sometida bajo cargas sísmicas aplicadas a una estructura diseñada en una zona de fallas geotécnicas.</p>	<p>OBJETIVO GENERAL: Determinar si el desempeño sísmico del diseño del Pabellón de laboratorio del FIMCA diseñado con criterios empíricos, ubicado en la ciudad de Lircay, cumplirá satisfactoriamente con los objetivos de desempeño sísmico, aplicando un análisis no lineal estático mediante el programa de iteración sísmica pushover, con el fin de obtener las rotulas plásticas y así mantener la rigidez de la estructura. Por el cual minimizan los efectos por las fallas de la zona.</p> <p>OBJETIVOS ESPECÍFICOS: 1. Determinar el desempeño sísmico del pabellón de laboratorios de la Facultad de Ingeniería Minas Civil Ambiental usando un análisis no lineal estático se isostatará la estructura a evaluar. 1. Aplicar la metodología propuesta por el TC-40, referente al método pushover para evaluar la capacidad estructural de los edificios mediante los niveles de desempeño propuesto. 2. Definir los niveles de daño respecto a los niveles de desempeño propuesto mediante el método pushover. 3. Determinar la posible secuencia de daños de la estructura sometida bajo cargas sísmicas similares a las aplicadas en el método pushover.</p>	<p>HIPÓTESIS GENERAL La aplicación de iteración sísmica pushover en el pabellón del laboratorio del FIMCA brindará un análisis más cercano a la reacción de la estructura frente a los factores sísmicos y/o agentes de degradación estructural. Mediante la ubicación de las rotulas plásticas podremos reforzar la estructura y mantener la estabilidad estructural.</p> <p>HIPÓTESIS ESPECÍFICAS: 1. Los desempeños sísmicos del pabellón de los laboratorios de la FIMCA, establecerán los puntos de fallas por piso. 2. Mediante la metodología del TC-40, se mostrará las deformaciones por desempeño en cada nivel. 3. Mediante los niveles de daño estructurales se determinara los refuerzos y el tipo de método estructural idoneo para la estructura. 4. La secuencia de daños establece los puntos principales para refuerzo, realizando posteriormente un diagrama de iteración por esfuerzos admisibles.</p>	<p>VARIABLE INDEPENDIENTE: Método no lineal estático; la cual brinda los parámetros de rigidez de la estructura; ubicación de rotulas plásticas y desempeño sísmico (desplazamiento máximos según RNE)</p> <p>VARIABLE DEPENDIENTE: La rigidez de la estructura, reforzados en los elementos ubicados en las rotulas plásticas. La geometría de los elementos estructurales. Presupuesto de análisis sísmico.</p>	<p>TIPO DE INVESTIGACION: Aplicativo</p> <p>NIVEL DE INVESTIGACION: descriptivo.</p> <p>MÉTODO DE INVESTIGACION: Explicativo.</p> <p>DISEÑO DE INVESTIGACIÓN: Experimental.</p> <p>POBLACIÓN MUESTRA Y MUESTREO Población: Estructuras realizadas por método convencional, a fin de comparar resultados.</p> <p>Muestra: 03 muestras de tipo de suelo, ubicados en el terreno in situ, por medio de calicatas.</p> <p>Muestreo: Probabilístico</p> <p>TÉCNICAS Las principales técnicas que se utilizará en este estudio serán: 1. Ubicar los ejes donde se realizara la cimentación. 2. Diseñar la estructura del para reforzamiento del pabellón de los laboratorios de la FIMCA. 3. Recoleclar la muestra del tipo de suelo y obtener la capacidad portante.</p> <p>TÉCNICAS DE PROCESAMIENTO 1. Formatos del laboratorio de mecánica de suelos de la FIMC- UNH. 2. Informes de Cálculos estructurales del pabellón de ingeniería ambiental.</p>



ANEXOS N° 02
ASPECTO ADMINISTRATIVO

PRESUPUESTO

ACTIVIDADES	RECURSOS	UNID. MED.	CANT.	COSTO UNIT. (S/.)	COSTO TOTAL (S/.)
Elaboración del Proyecto de Investigación	Movilidad local	Pasajes	8	15.00	120.00
	Panel bond 80 gr.	Millar	2	23.00	46.00
	Impresión del proyecto de investigación	Unidad	1800	0.10	180
	Faster	Unidad	10	0.30	3.00
	Folder Manilas	Unidad	10	0.50	5.00
	Refrigerio	Unidad	8	20.00	160.00
	Espiralados	Unidad	10	3.00	30.00
Reunión y Coordinación con los sujetos de estudio	Libro de Actas	Unidad	1	25.00	25.00
	Movilidad Local	Pasajes	8	15.00	120.00
Socializando del trabajo de investigación con los sujetos de estudio	Movilidad Local	Pasajes	4	15.00	60.00
	Refrigerios	Unidad	6	20.00	120.00
	Alquiler de multimedia	Unidad	2	200.00	400.00
	Fotocopias de resúmenes de la importancia de la investigación	Unidad	200	0.10	20.00
Aplicar los instrumentos de recolección de datos programados	Movilidad Local	Pasajes	8	15.00	120.00
	Refrigerios	Unidad	8	20.00	160.00
	Fotocopias del instrumento de recolección de datos	Unidad	2000	0.10	200.00
Organización y revisión de los datos captados	Movilidad Local	Pasajes	8	15.00	120.00
Representación de datos	Asesor Estadístico	Profesional	1	2000.00	2000.00
	Servicios de Secretaria	Profesional	1	600.00	600.00
	Papel Bond 80 gr.	Millar	0.5	35.00	17.50
	Impresión	Unidad	500	0.10	50.00
	Ensayos de Laboratorio	Unidad	4	350	1400.00
	Movilidad Local	Pasajes	8	15.00	120.00
Elaboracion del informe final	Movilidad Local	Pasajes	8	15.00	120.00
	Papel bond 80 gr.	Millar	4	35.00	140.00
	Impresión del informe de investigación	Unidad	1000	0.10	100.00
	Espiralados	Unidad	12	3.00	36.00
	Encuadernados	Unidad	8	25.00	200.00
TOTAL				3465.30	6672.50



ANEXOS N° 03

MEMORIA DE CALCULO DE ANALISIS Y

DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA

EXISTENTE

MEMORIA DE CALCULO DEL LABORATORIO DE LA FACULTAD DE INGENIERIA MINAS CIVIL AMBIENTAL EXISTENTE

1. INFORMACION GENERAL

- **UBICACIÓN:** El presente Proyecto se encuentra ubicado en la Universidad Nacional de Huancavelica sede Lircay en la Facultad de Ingeniería Ambiental del Barrio de Santa Rosa del Distrito de Lircay – Angaraes.
- **DISTRIBUCION ARQUITECTONICA:** La infraestructura está constituido por 3 niveles que consta de 6 ambientes y 6 depósitos, el área techada es de 280.84 m² por cada nivel
- **CARACTERISTICAS Y ESPECIFICACIONES GENERALES:**

Número de pisos	: N =3
Altura de piso a techo	: h=3.60 m
Espesor de losa aligerado unidireccional	: e = 0.20 m
Espesor de losa Maciza	: e = 0.15 m
Espesor de muro de albañilería	: t= 0.15 y t = 0.25m
Espesor de muro de corte	: e= 0.25m

2. CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES

- **ALBAÑILERÍA**

Solido Industrial: tipo King Kong industrial de arcilla. $t=15\text{cm}$, $f'b = 145 \text{ kg/cm}^2$.

Mortero tipo P1: cemento – arena 1:4.

Pilas: resistencia característica a compresión = $f'm = 65 \text{ kg/cm}^2 = 650 \text{ ton/m}^2$.

Muretes: resistencia característica a corte puro = $f'm = 8.1 \text{ kg/cm}^2 = 81 \text{ ton/m}^2$.

Módulo de elasticidad = $E_m = 500 f'm = 32,500 \text{ kg/cm}^2 = 325,000 \text{ ton/m}^2$.

Modulo de corte = $G_m = 0.4 E_m = 11,000 \text{ kg/cm}^2$, Modulo de Poisson = $\nu = 0.25$.
- **CONCRETO**

Resistencia nominal a compresion = $f'c = 175 \text{ kg/cm}^2$.

Modulo de elasticidad = $E_c = 15000 \times 175 \text{ kg/cm}^2 = 2\,000\,000 \text{ ton/m}^2$.

Modulo de poisson = $\nu = 0.15$.

- **ACERO DE REFUERZO**

Corrugado, grado 60, esfuerzo de fluencia = $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2 = 4.2 \text{ ton/cm}^2$.

3. METRADO DE CARGAS DE GRAVEDAD

En este capítulo se realizará un metrado a algunos elementos estructurales de la edificación, con la finalidad de agilizar el proceso de diseño más adelante.

3.1 METRADO DE LOSAS

Losas Aligeradas

Se tomaron en cuenta las siguientes consideraciones para el metrado.

- Las viguetas se repiten cada 40 cm. Por eso, se considerará una franja tributaria de 40 cm de ancho para el metrado de las viguetas.
- La zona de apoyo de las viguetas con las vigas o placas de la estructura se consideran como simplemente apoyadas.

El aligerado es de 20 cm de altura. En la tabla siguiente se mencionan las posibles cargas que pueden actuar sobre este.

Carga	Descripción	Operación	Metrado	Unidades
CM	Peso propio	$0,35 \times 0,4$	0,14	Ton/m
	Piso terminado	$0,1 \times 0,4$	0,04	Ton/m
	TOTAL =		0,18	Ton/m
CV	Laboratorio	$0,30 \times 0,4$	0,12	Ton/m
	Corredor	$0,4 \times 0,4$	0,16	Ton/m
	Azotea	$0,4 \times 0,1$	0,04	Ton/m

Tabla 3.1 Valores de cargas para la losa aligerada

Se elegirá la sección señalada en la figura siguiente.

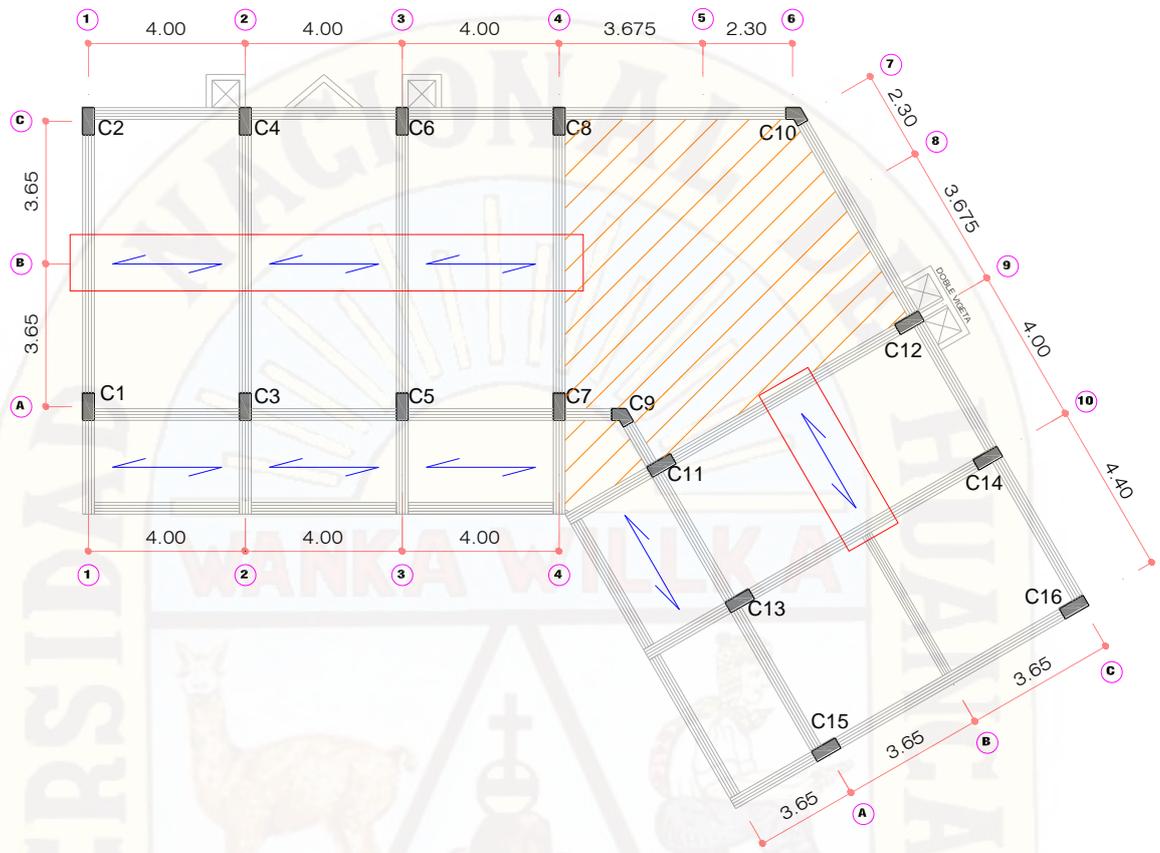


Figura 3.1. Paño de aligerado a analizar piso típico

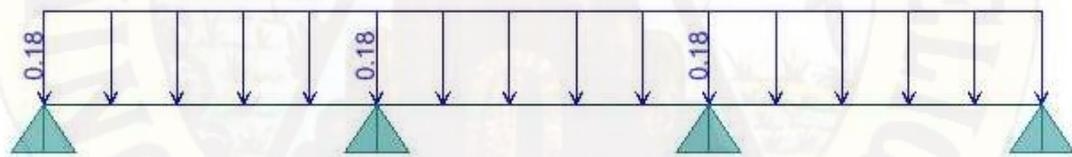


Figura 3.2. CM aligerado seleccionado, primeros tramos



Figura 3.3. CV aligerado seleccionado, primeros tramos

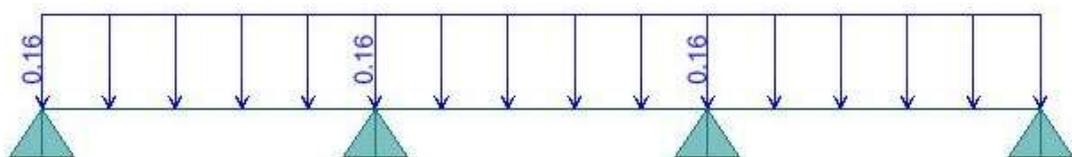


Figura 3.4. CV aligerado seleccionado, primeros tramos

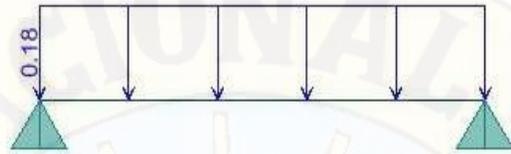


Figura 3.5. CM aligerado seleccionado, Tramo a lado de la escalera

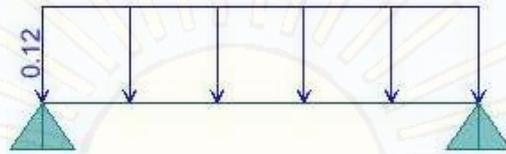


Figura 3.6. CV aligerado seleccionado, Tramo a lado de la escalera

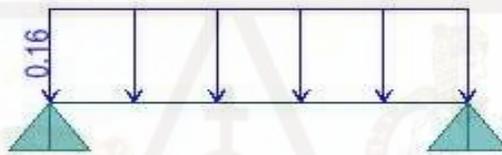


Figura 3.7. CV aligerado seleccionado, Tramo a lado de la escalera

Losas Maciza

Se tomaron en cuenta las siguientes consideraciones para el metrado.

La losa maciza es de 20 cm de altura. En la tabla siguiente se mencionan las posibles cargas que pueden actuar sobre este.

Carga	Descripción	Metrado	Unidades
CM	Peso propio	0,47	Ton/m ²
	Piso terminado	0,1	Ton/m ²
	TOTAL =	0,57	Ton/m ²
CV	Almacenaje	0.50	Ton/m ²
	Azotea	0,10	Ton/m ²

Tabla 3.2. Valores de cargas para la losa maciza

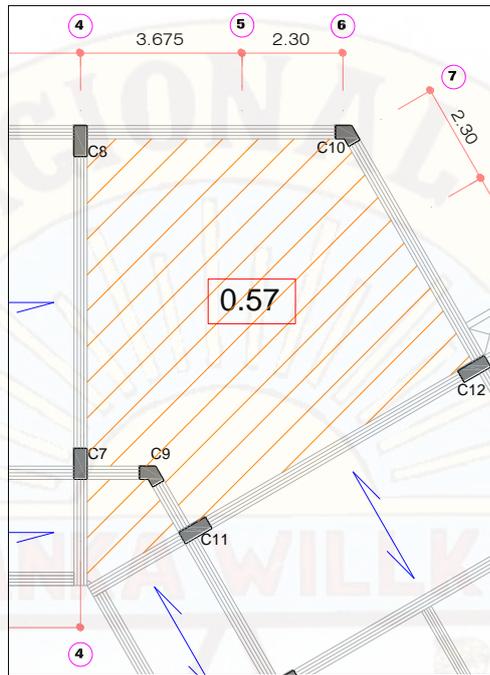


Figura 3.8 CM maciza seleccionado. Típico.

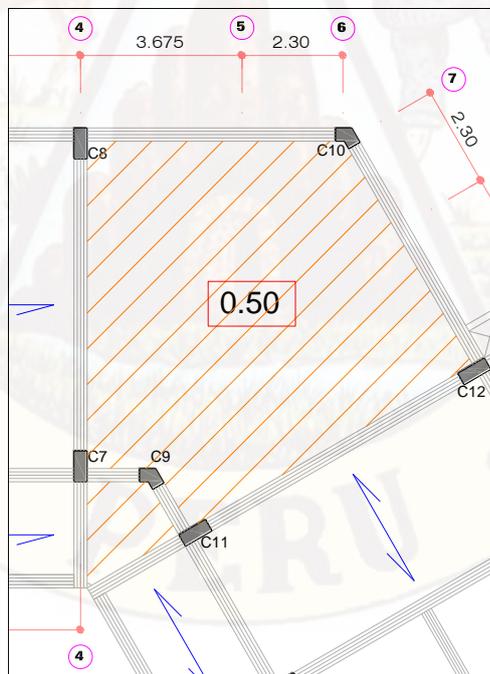


Figura 3.9 CV maciza seleccionado. Típico.

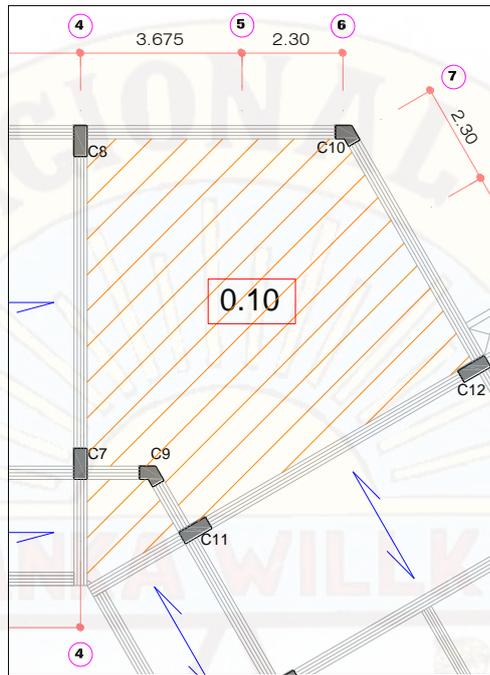


Figura 3.10 CV maciza seleccionado. Azotea

Las cargas mencionadas anteriormente se distribuyen de manera uniforme en toda el área por metro cuadrado. Además, debido a los apoyos que posee vigas de borde se considera que la losa posee sus 4 lados simplemente apoyados como se muestra en la siguiente figura.

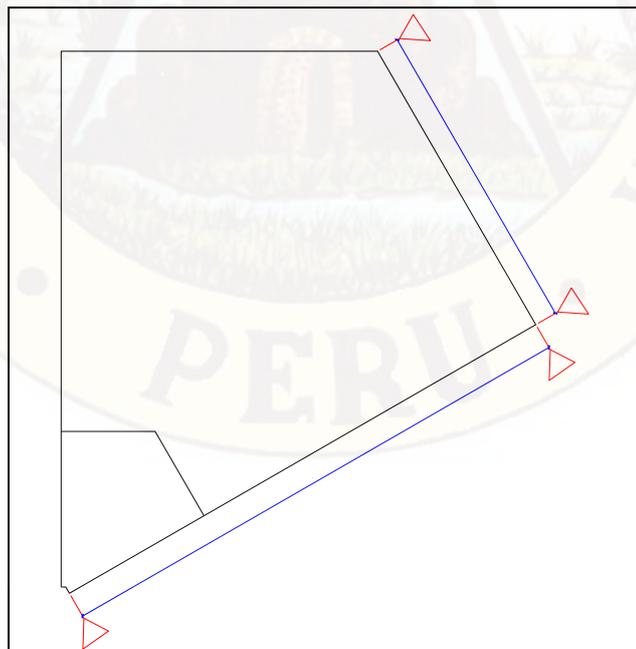


Figura 3.11 apoyos losa maciza.

3.2 METRADO DE VIGAS

Para el caso de las vigas analizadas se han considerado los siguientes puntos.

- La tabiquería que se considera en ambas opciones se apoya directamente sobre las vigas. El peso específico de la tabiquería se definió anteriormente y es de $1,4 \text{ tn/m}^3$
- Como en el modelo que se realizará se cargará directamente la losa para que esta transmita las cargas a las vigas, no hace falta realizar un metrado considerando las cargas que actúan en la losa.
- En el modelo que se realizará usando el software de diseño, se agregará la opción de que el programa considere el peso propio. Es por eso, que la única carga que actúa sobre la viga es la de la tabiquería.

A continuación, se presenta una tabla con las diferentes cargas de tabique que actúan en la viga dependiendo de su peralte También se muestra la carga que genera el parapeto en el borde del corredor.

- Aligerado convencional con vigas intermedias

Tabique	Sección viga	Altura tabique	Cálculos	Peso	Unidades
Tabique 1	30 x 65	$3,3 - 0,65 = 2,65$	$2,65 \times 0,15 \times 1,4$	0,56	tn / ml
Tabique 2	30 x 40	$3,3 - 0,40 = 2,90$	$2,9 \times 0,15 \times 1,4$	0,61	tn / ml
Tabique 3	30 x 50	$3,3 - 0,50 = 2,80$	$2,8 \times 0,15 \times 1,4$	0,59	tn / ml
Parapeto	--	1	$1,0 \times 0,15 \times 1,4$	0,21	tn / ml

Tabla 3.3 - Metrado tabiques sobre viga

En la estructura, existe en total seis secciones diferentes de vigas. Para realizar el metrado de columnas se requiere el peso propio de cada una de estas. Es por eso, que a continuación se muestra una tabla que resume el peso por metro lineal de cada una de las vigas para la estructura.

Viga	Cálculos	Peso	Unidades
30 x 65	2.4 x 0.3 x 0.65	0.47	tn / ml
30 x 30	2.4 x 0.3 x 0.3	0.22	tn / ml
30 x 40	2.4 x 0.3 x 0.4	0.29	tn / ml
30 x 50	2.4 x 0.3 x 0.5	0.36	tn / ml
25 x 20	2.4 x 0.25 x 0.2	0.12	tn / ml
15 x 35	2.4 x 0.15 x 0.35	0.13	tn / ml

Tabla 3.4. Metrado de peso propio de viga

3.3 METRADO DE COLUMNAS Y PLACAS

Para la estructura, se realizó un metrado de cargas por nivel (piso típico y azotea) como un paso previo para obtener el peso y masa de la estructura. En el metrado realizado, se consideró el aporte de los elementos no estructurales (tabiquería, parapetos). Se usó de guía el dibujo mostrado a continuación para el cálculo de áreas tributarias y nomenclatura usada. Adicionalmente, debido a las grandes áreas tributarias de las placas se consideró la reducción de carga viva de acuerdo al artículo 10 de la Norma Peruana E.020

Encof Piso	Pesos Unitarios	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9	C10	C11	C12	C13	C14	C15	C16	
3º PISO	P	1.85	1.85	3.70	5.40	3.70	5.40	2.44	4.67	1.20	5.14	2.80	2.97	1.85	4.20	4.20	2.03	
	T	4.95	5.20					3.30	2.48		11.16		5.31	4.25	9.30	4.08	9.30	
	V	29.57	18.26	32.78	16.20	32.78	19.53	30.98	25.03	2.83	13.54	28.92	22.97	37.67	21.95	28.07	18.62	
	LA	14.87	9.71	25.60	17.28	25.60	16.89	13.76	9.44			13.76	11.14	20.04	16.80	7.71	9.40	
	LM	0.36						8.32	10.42	7.01	16.27	8.32	10.42	6.85		7.33		
	PP	7.92	0.21	0.21	0.21	0.21	0.21	0.21	0.21	0.17	0.17	0.21	0.21	0.21	0.21	0.21	0.21	0.21
	S																	
	DL																	
	s/c	0.10																
	LL																	
Pu	tn																	
2º PISO	P	1.85	1.85	3.70	5.40	3.70	5.40	2.44	4.67	1.20	5.14	2.80	2.97	1.85	4.20	4.20	2.03	
	T	4.95	5.20					3.30	2.48		11.16		5.31	4.25	9.30	4.08	9.30	
	V	29.57	18.26	32.78	16.20	32.78	19.53	30.98	25.03	2.83	13.54	28.92	22.97	37.67	21.95	28.07	18.62	
	LA	14.87	9.71	25.60	17.28	25.60	16.89	13.76	9.44			13.76	11.14	20.04	16.80	7.71	9.40	
	LM	0.36						8.32	10.42	7.01	16.27	8.32	10.42	6.85		7.33		
	PP	7.92	0.21	0.21	0.21	0.21	0.21	0.21	0.21	0.17	0.17	0.21	0.21	0.21	0.21	0.21	0.21	0.21
	S																	
	DL																	
	s/c	0.25																
	LL																	
Pu	tn																	
1º PISO	P	1.85	1.85	3.70	5.40	3.70	5.40	2.44	4.67	1.20	5.14	2.80	2.97	1.85	4.20	4.20	2.03	
	T	4.95	5.20					3.30	2.48		11.16		5.31	4.25	9.30	4.08	9.30	
	V	29.57	18.26	32.78	16.20	32.78	19.53	30.98	25.03	2.83	13.54	28.92	22.97	37.67	21.95	28.07	18.62	
	LA	14.87	9.71	25.60	17.28	25.60	16.89	13.76	9.44			13.76	11.14	20.04	16.80	7.71	9.40	
	LM	0.36						8.32	10.42	7.01	16.27	8.32	10.42	6.85		7.33		
	PP	7.92	0.21	0.21	0.21	0.21	0.21	0.21	0.21	0.17	0.17	0.21	0.21	0.21	0.21	0.21	0.21	0.21
	S																	
	DL																	
	s/c	0.25																
	LL																	
Pu	tn																	

Figura 3.12. Cuadro de cargas por piso en columnas. SAP2000

C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9	C10	C11	C12	C13	C14	C15	C16
1.00	1.00	2.00	2.92	2.00	2.92	1.32	2.52	0.65	2.78	1.51	1.60	1.00	2.27		1.10
3.74	3.93	3.93	1.94	3.93	2.34	2.49	1.87		8.44	4.01	4.01	3.21	7.03	3.08	7.03
3.55	2.19	3.93	1.94	3.93	2.34	3.72	3.00	0.34	1.62	3.47	2.76	4.52	2.63	3.37	2.23
5.95	3.88	10.24	6.91	10.24	6.76	5.50	3.78		5.86	5.50	4.46	8.02	6.72	3.08	3.76
1.66	1.66	1.66	1.66	1.66	1.66	2.99	3.75	2.53	1.36	2.99	3.75	2.46	2.64	2.64	2.64
15.90	12.67	17.83	13.43	17.83	13.68	17.69	16.59	4.88	20.06	15.14	18.25	20.88	20.32	13.84	15.78
23.85	19.00	26.75	20.15	26.75	20.52	26.54	24.89	7.31	30.09	22.72	27.37	31.31	30.47	20.76	23.68
1.49	0.97	2.56	1.73	2.56	1.69	2.21	1.99	0.70	1.63	2.21	2.16	2.69	1.68	1.50	0.94
2.68	1.75	4.61	3.11	4.61	3.04	3.97	3.57	1.26	2.93	3.97	3.88	4.84	3.02	2.71	1.69
26.53	20.75	31.36	23.26	31.36	23.56	30.51	28.46	8.58	33.02	26.69	31.25	36.15	33.50	23.47	25.37
1.00	1.00	2.00	2.92	2.00	2.92	1.32	2.52	0.65	2.78	1.51	1.60	1.00	2.27		1.10
3.74	3.93	3.93	1.94	3.93	2.34	2.49	1.87		8.44	4.01	4.01	3.21	7.03	3.08	7.03
3.55	2.19	3.93	1.94	3.93	2.34	3.72	3.00	0.34	1.62	3.47	2.76	4.52	2.63	3.37	2.23
5.95	3.88	10.24	6.91	10.24	6.76	5.50	3.78		5.86	5.50	4.46	8.02	6.72	3.08	3.76
1.66	1.66	1.66	1.66	1.66	1.66	2.99	3.75	2.53	1.36	2.99	3.75	2.46	2.64	2.64	2.64
15.90	12.67	17.83	13.43	17.83	13.68	17.69	16.59	4.88	20.06	15.14	18.25	20.88	20.32	13.84	15.78
47.70	38.01	53.50	40.30	53.50	41.04	53.07	49.77	14.63	60.17	45.43	54.74	62.63	60.95	41.52	47.35
3.72	2.43	6.40	4.32	6.40	4.22	5.52	4.97	1.75	4.07	5.52	5.39	6.72	4.20	3.76	2.35
9.37	6.12	16.13	10.88	16.13	10.64	13.91	12.51	4.42	10.25	13.91	13.58	16.94	10.58	9.48	5.92
57.07	44.12	69.63	51.18	69.63	51.68	66.98	62.28	19.04	70.42	59.34	68.32	79.56	71.53	50.99	53.28
1.00	1.00	2.00	2.92	2.00	2.92	1.32	2.52	0.65	2.78	1.51	1.60	1.00	2.27		1.10
3.74	3.93	3.93	1.94	3.93	2.34	2.49	1.87		8.44	4.01	4.01	3.21	7.03	3.08	7.03
3.55	2.19	3.93	1.94	3.93	2.34	3.72	3.00	0.34	1.62	3.47	2.76	4.52	2.63	3.37	2.23
5.95	3.88	10.24	6.91	10.24	6.76	5.50	3.78		5.86	5.50	4.46	8.02	6.72	3.08	3.76
1.66	1.66	1.66	1.66	1.66	1.66	2.99	3.75	2.53	1.36	2.99	3.75	2.46	2.64	2.64	2.64
15.90	12.67	17.83	13.43	17.83	13.68	17.69	16.59	4.88	20.06	15.14	18.25	20.88	20.32	13.84	15.78
71.55	57.01	80.25	60.45	80.25	61.56	79.61	74.66	21.94	90.26	68.15	82.11	93.94	91.42	62.28	71.03
3.72	2.43	6.40	4.32	6.40	4.22	5.52	4.97	1.75	4.07	5.52	5.39	6.72	4.20	3.76	2.35
16.06	10.49	27.65	18.66	27.65	18.24	23.84	21.45	7.58	17.57	23.84	23.29	29.03	18.14	16.24	10.15
87.61	67.50	107.90	79.11	107.90	79.80	103.45	96.11	29.51	107.83	91.99	105.39	122.97	109.57	78.52	81.18

Figura 3.13. Cuadro de cargas finales por piso en columnas. Sap2000

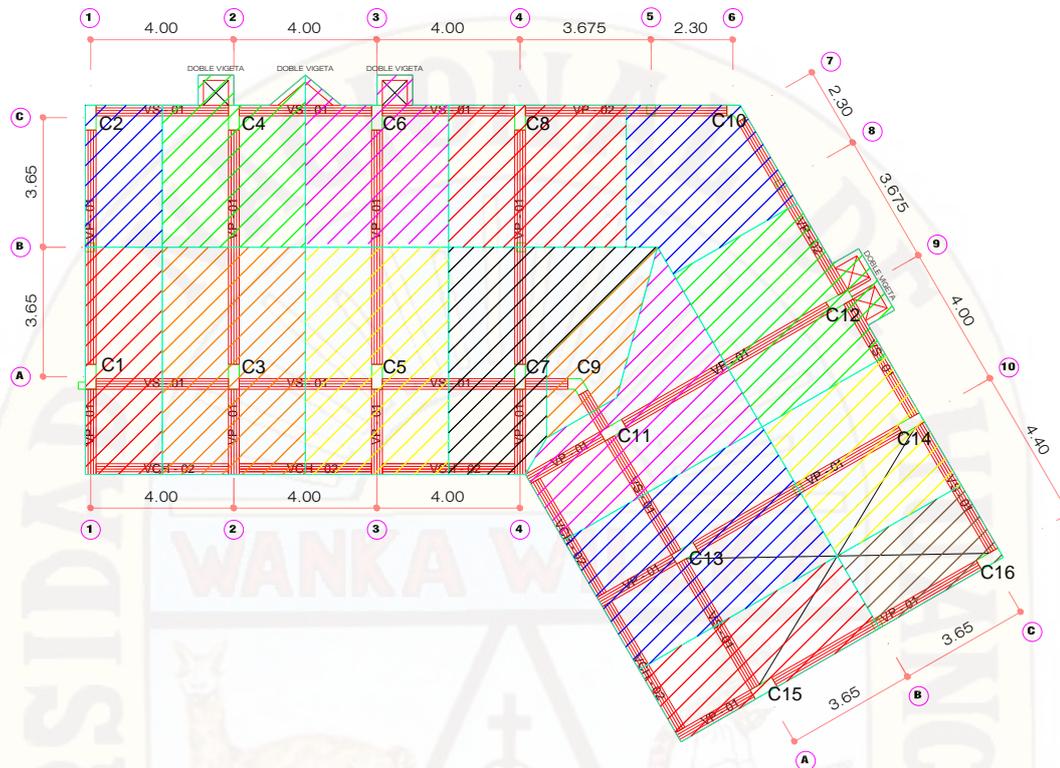


Figura 3.14 área tributaria y nomenclatura de columnas y placas

Las tablas mostradas poseen dos zonas. En la zona superior, se encuentran los datos extraídos de los planos, tales como las longitudes de vigas y áreas tributarias de cada columna y placa. También se muestran los pesos unitarios obtenidos anteriormente de los metrados de losas y vigas. En la zona inferior se muestra el peso de cada componente que afecta a la columna o placa. Por último, la suma de cada una de las partes que conforman las cargas muerta y viva.

Con los valores obtenidos, más adelante, se puede calcular el peso de la estructura por nivel y en general. Esto sirve como un paso previo para obtener la masa de cada nivel e inercia rotacional que va a ser necesaria durante el modelamiento de la estructura. Cabe mencionar que la edificación posee 3 niveles en total de los cuales 2 poseen las cargas de típico y el último la de azotea.

4. ANÁLISIS ESTRUCTURAL BAJO CARGAS DE GRAVEDAD

En este capítulo se realizará el modelaje de la estructura usando el programa de computo SAP 2000 y se realizará el análisis de la estructura bajo cargas de gravedad. Todas las simplificaciones consideradas se explican a continuación.

4.1 CONSIDERACIONES GENERALES PARA EL MODELAJE

Para el modelaje estructural de la edificación analizada, se tomaron en cuenta las siguientes consideraciones.

- Se definió el peso del concreto ($2,4 \text{ tn/m}^3$) al momento de definir el material en el modelaje de la estructura. De esta manera, se simplifica el proceso de cargar la estructura debido a que el programa ya considera el peso de cada elemento.
- Las losas se definieron con un espesor mínimo y luego se cargó el área con el peso de cada una. De esta manera, se evitaba el proceso de definir exactamente la estructura de cada una de las losas agilizando el diseño.
- De igual manera, al definir la masa del concreto, se colocó el valor de cero. Sin embargo, para el análisis sísmico la edificación debe poseer masa en cada uno de sus niveles. Es por ello que, se definió un punto en cada nivel (centro de masa del nivel) para que luego se cargue con su masa e inercia rotacional respectiva. En este capítulo, se calculará la masa e inercia rotacional de cada nivel que se va a definir en el modelo realizado, usando de guía el metrado de columnas y placas realizado el capítulo anterior.
- Cada nivel de la edificación se definió como un diafragma rígido. De esta manera, se relacionaban todos los puntos de cada nivel y el comportamiento de la estructura se asemejaba a la realidad.
- Las placas tipo "L" e irregular se definieron como frame, modificándose su factor de elemento. De esta manera, se lograba que las la estructura se comporten como si trabajaran asemejándose a la realidad.
- El tipo de apoyo que se usó en la base fue empotrado.
- Las columnas y vigas se definieron como frames con sus dimensiones obtenidas en el predimensionamiento.

- Se definieron dos modelos, uno para cada opción analizada con su altura correspondiente en cada uno de los modelos.

4.2 MODELAJE ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO

Como se mencionó anteriormente, el programa usado para el análisis de la estructura fue SAP2000. A continuación, se muestran algunas figuras y datos que se tomaron al momento del modelaje.

- Las propiedades del concreto se ingresaron de la siguiente manera.

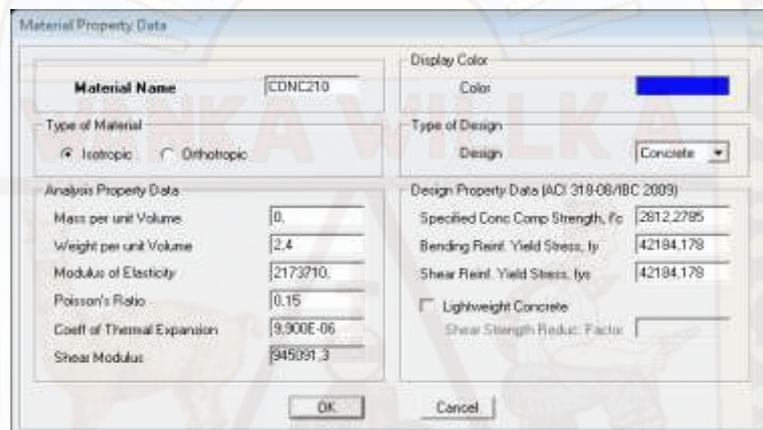


Figura 4.1 Propiedades del concreto en el programa SAP2000

- Las vigas y columnas se definieron de la siguiente forma

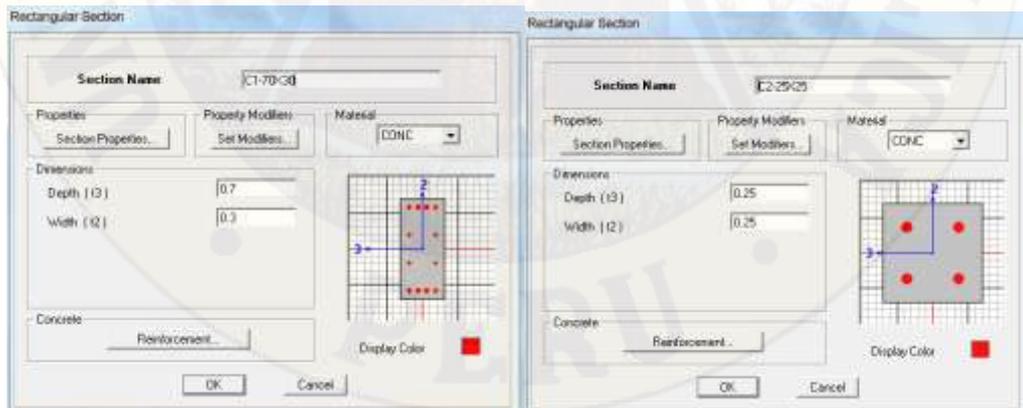


Figura 4.2. Secciones de columnas. Sap2000

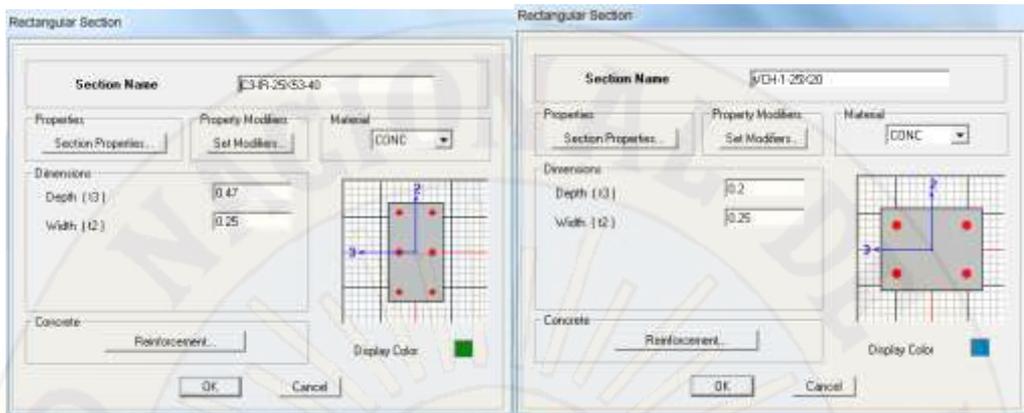


Figura 4.3. Secciones de columna y viga. Sap2000

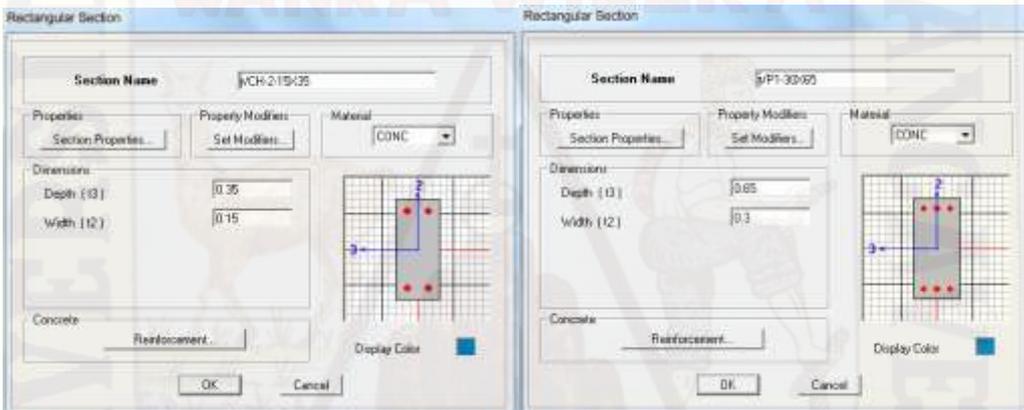


Figura 4.4. Secciones de vigas. Sap2000

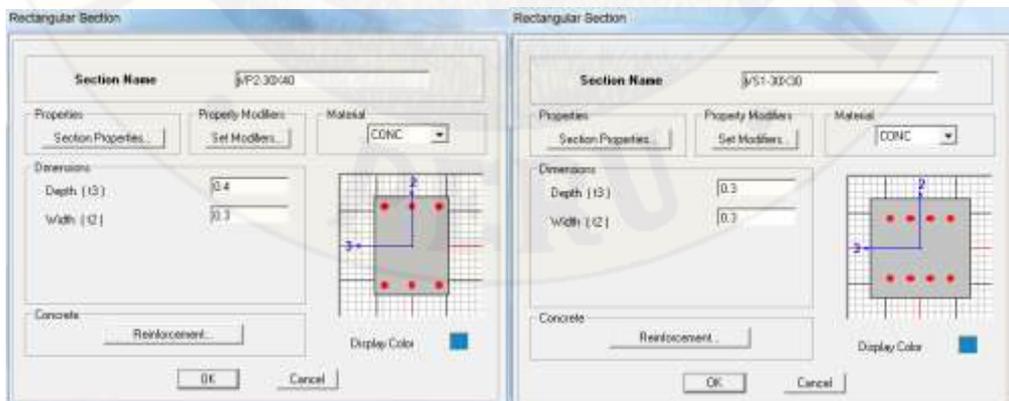


Figura 4.5. Secciones de vigas. Sap2000

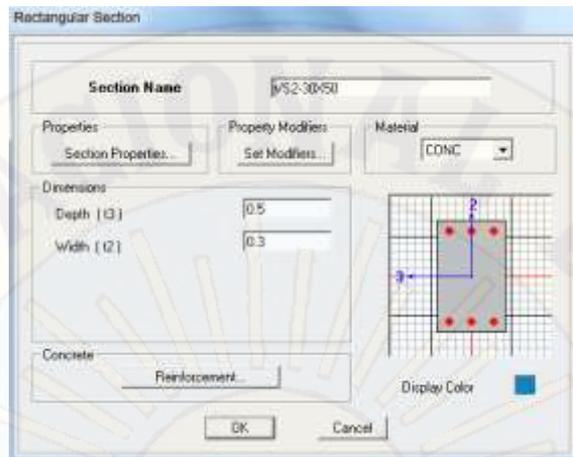


Figura 4.6. Sección de viga. Sap2000

- También se definieron las losas y muros de ambas estructuras. Como se mencionó, a las losas se les coloca un espesor mínimo y luego se iba a cargar el peso de la losa en el modelo.

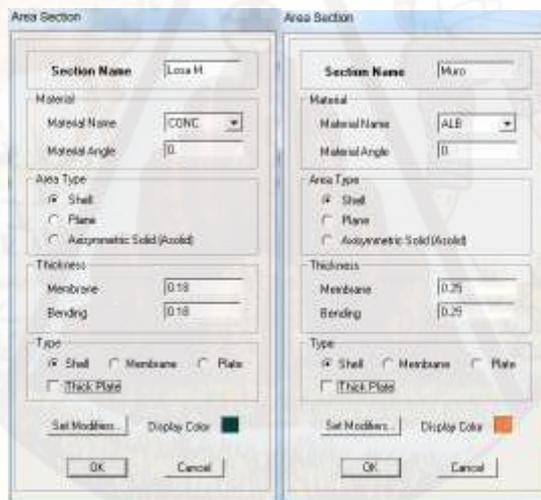


Figura 4.7. Definición de losas y muros en el programa SAP2000

- Una vez definidas las secciones de la estructura para ambas opciones, se procede a realizar el modelamiento estructural y cargar la estructura. La zona del volado se cargó directamente a las vigas de los pórticos principales. A continuación, se muestra el modelo 3D de ambas opciones.

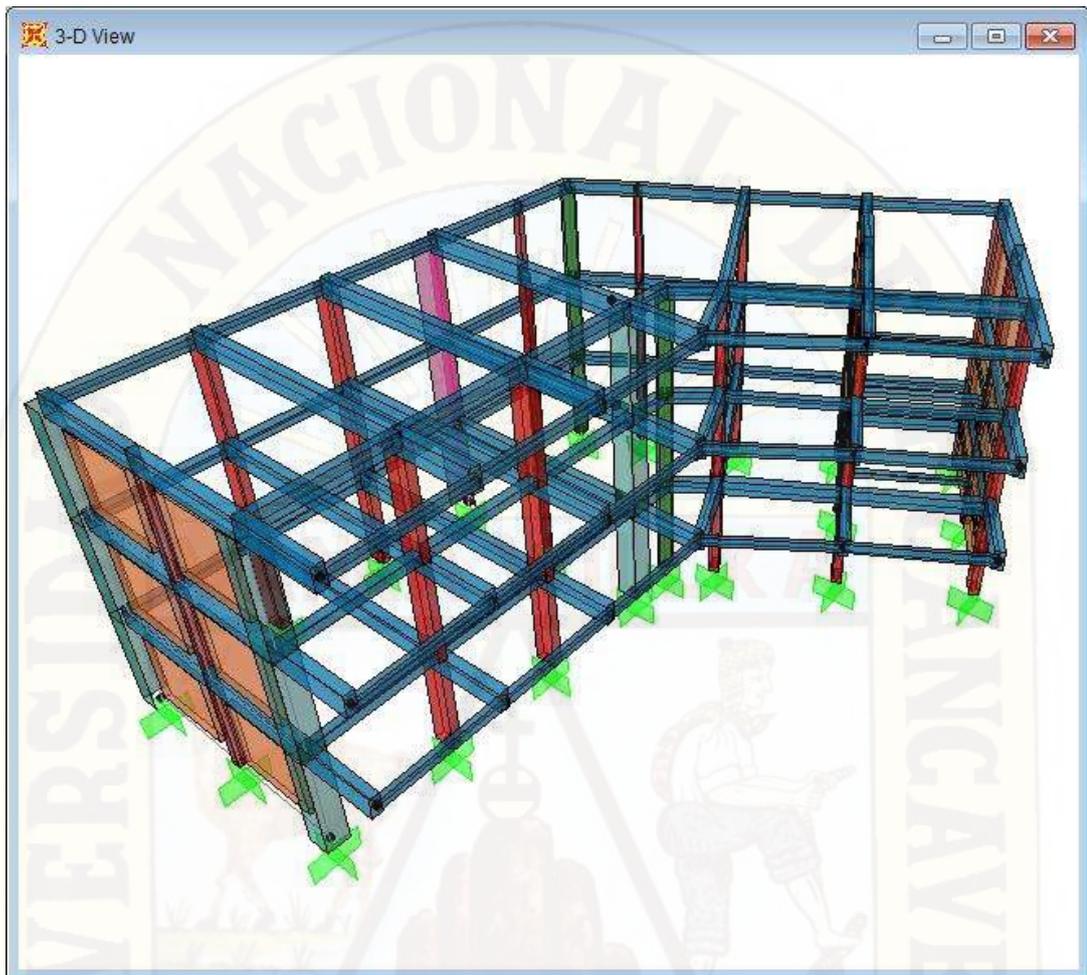


Figura 4.8 Modelo estructural

- Los puntos de un mismo nivel están unidos a través de un diafragma rígido. Aunque no se aprecia en las figuras colocadas, también se definió un punto en el centro de masa de cada losa para que luego se cargue con toda la masa de su nivel respectivo.

4.3 RESULTADOS DE ANÁLISIS BAJO CARGAS DE GRAVEDAD

Al correr el programa con el modelo realizado se obtienen los siguientes resultados que se muestran a continuación algunos de los diagramas obtenidos para las opciones analizadas.

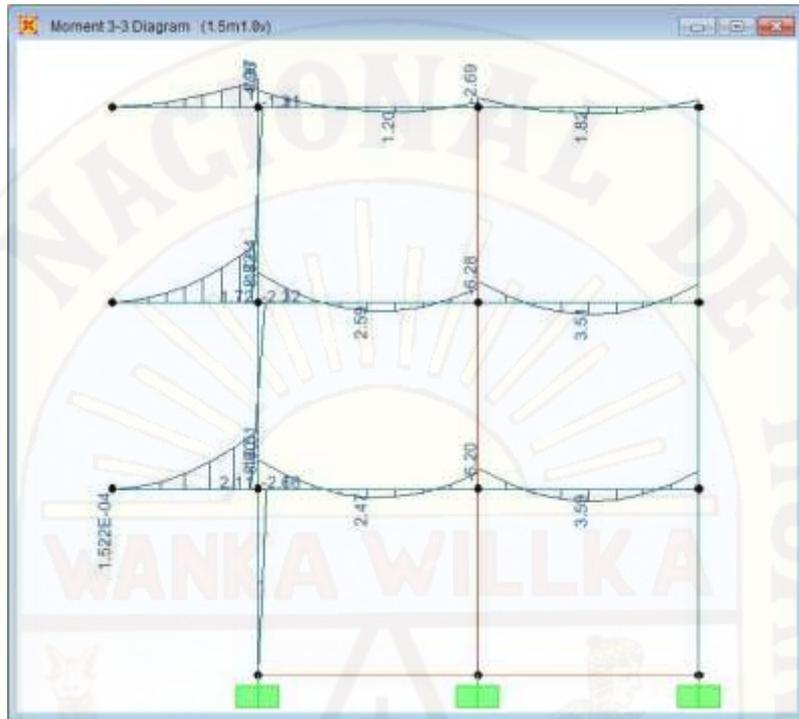


Figura 4.9. Pórtico principal, Momentos debido a CM y CV

5. ANÁLISIS SISMICO DE LA ESTRUCTURA EXISTENTE

En este capítulo, se realiza el análisis sísmico del edificio según las especificaciones de la actual Norma E.030, publicado el 24 de enero del 2016. El primer objetivo de este análisis es verificar que la estructura existente no exceda los desplazamientos máximos durante los movimientos sísmicos que puedan afectarla durante su funcionamiento. El segundo objetivo es obtener las fuerzas sísmicas en cada elemento estructural para su posterior diseño de en refuerzo. El tercer objetivo es visualizar las deformaciones de la estructura a fin de ser necesario se debe reforzar, en caso contrario establecer los patrones (refuerzos de acero, conexiones, carga específica, etc.) para el análisis sísmico no lineal (pushover).

5.1 INTRODUCCIÓN

Debido a que nuestro país se ubica en una zona altamente sísmica, los desplazamientos laterales y fuerzas sísmicas son valores de gran importancia al momento de diseñar un proyecto. La Norma E.030 establece una serie de procedimientos para el análisis de cualquier tipo de edificio.

Para el análisis sísmico de la estructura se utilizó el programa SAP2000. Este programa permite realizar el análisis dinámico de la estructura en forma tridimensional. Para ello, se tiene que definir un espectro que idealice el posible comportamiento de un sismo basado en las consideraciones de la Norma E.030 - 2016.

Además, al momento de realizar el modelaje, se consideró la opción de colocar 0 a la masa del concreto y se definió un punto específico en el modelo (centro de masa de cada nivel). Este punto se va a cargar con toda la masa e inercia rotacional que le corresponde, de acuerdo a su nivel, y en base al metrado de columnas que se realizó en el capítulo 4.

5.2 PARÁMETROS DE ANÁLISIS SÍSMICO

La Norma E.030 establece una serie de parámetros que se deben utilizar al momento de analizar la estructura con las sollicitaciones sísmicas que soporta. Estos parámetros se definen a continuación y además se escoge el valor a utilizar para cada uno.

Factor de Zona (Z)

La Norma E.030, en su artículo 5, divide al territorio nacional en tres zonas sísmicas. A cada una se le asigna un factor que se interpreta como la aceleración máxima del terreno con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años. El edificio analizado, al estar ubicado en Lima, le corresponde la Zona 3 y un valor de $Z=0,35$.

Factor de Suelo (S)

De acuerdo al artículo 6 de la Norma E.030, el factor S se determina de acuerdo al tipo de suelo en el cual se apoya la edificación y su capacidad de amplificar las aceleraciones sísmicas. Un suelo bueno es considerado de categoría S1 y uno malo S4. Se consideró un suelo del tipo S2 para la estructura analizada debido a su ubicación (Lircay, Angaraes, Huancavelica). Los valores obtenidos son $T_p = 0,6$ s, $T_L = 2,0$ s y $S = 1.15$

Factor de amplificación sísmica (C)

En el artículo 7 de la Norma E.030, se define el factor de amplificación sísmica como la amplificación que recibe las aceleraciones sísmicas por efecto de la estructura en función a su periodo fundamental. Se usa la siguiente expresión para determinar el factor a usar.

$$\begin{array}{l} T < T_p \quad C = 2,5 \\ T_p < T < T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p}{T}\right) \\ T > T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2}\right) \end{array}$$

Figura 5.1. Formula de aceleración espectral. RNE E.030

T_p y T_L = Periodo del terreno

T = Periodo fundamental de la estructura

Factor de Uso e Importancia (U)

La Norma E.030, en su artículo 8, clasifica las estructuras de acuerdo a su uso e importancia. Las más importantes les otorgan una categoría A; es decir, las estructuras

que no deben interrumpir su función y sirven de albergue luego de un sismo importante. Las menos importantes les otorgan una categoría D y pueden fallar durante un sismo sin causar pérdidas humanas. El edificio analizado, al ser de uso Laboratorio de Universidad, se le otorga una categoría A; es decir, un factor $U = 1,5$.

Coefficiente de Reducción (R)

En el artículo 12 de la Norma E.030, se establecen factores de reducción de las fuerzas sísmicas dependiendo del sistema estructural de la edificación. Para elementos de concreto Armado, el sistema estructural está en función del porcentaje del cortante basal resistido por los muros estructurales. Se considerará en primera instancia que los muros resisten todo el cortante basal de la estructura; es decir, el coeficiente de reducción empleada para ambas direcciones es de 8. Más adelante, se calculará la relación del cortante basal de los pórticos con placas y de la estructura a fin de verificar lo asumido.

Peso de la Estructura (P)

En el acápite 16.4 del capítulo IV de la Norma E.030, se indica que el peso de una edificación se calculará adicionando a la carga muerta total un porcentaje de la carga viva. Este porcentaje varía de acuerdo a la categoría de la estructura. Para la edificación analizada, al ser de categoría A, el peso de la estructura es igual a la totalidad de la carga muerta más el 50% de la carga viva; es decir, $P = CM + 50\%CV$.

En el modelaje de la estructura, se consideró definir a la masa del concreto el valor de 0. Luego, se iba a cargar el centro de masa de cada piso con la masa e inercia rotacional que le correspondía a cada nivel. Usando de base el metrado realizado en el capítulo 4, se procede a obtener los valores faltantes para un adecuado análisis de la estructura. Para cálculos de la inercia rotacional se consideró el área de cada nivel igual a 280.85 m^2 y los momentos de inercia respecto al centro de masa.

Nivel	CM total	CV total	Peso (tn) = CM + 0,5CV	Masa (tn.s/m ²) = Peso / 9,81	Inercia Rotacional (tn.s) =(Masa)x(lx+ly)/Area
Azotea	254.77	28.69	269.12	21,08	1625.92
Piso 2	254.77	71.73	290.64	22.01	1697.38
Piso 1	254.77	71.73	290.64	22.01	1697.38

Tabla 5.1. Masa estructura: Aligerado convencional con vigas intermedias

Con los valores de peso de la estructura por cada nivel se puede realizar el análisis sísmico estático de la estructura. También se puede definir las otras propiedades de la estructura (masa e inercia rotacional) en el modelo del programa SAP2000 para realizar el análisis dinámico. Todos estos procedimientos realizados se mencionan en los puntos siguientes.

5.3 ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO

En el artículo 17 de la Norma E.030, se define una forma rápida de obtener el valor del periodo fundamental de la estructura en función de la altura de la edificación considerando el sistema estructural por el cual está compuesto. Para el caso de la edificación analizada (ambas opciones) la expresión a usar es la siguiente.

$$T = \frac{h_n}{C_t} \dots (12)$$

T = Periodo fundamental

h_n = Altura edificación

C_t = 60 para edificios compuestos por muros de corte

Para ambas opciones a continuación se muestran los valores de "T" y de "C"

- Aligerado convencional con vigas intermedias**

h _n (m)	C _t	T (s)	C
10.05	60	0,17	2,5

Tabla 5.2. Valor T y C

Una vez obtenido el valor de "C" para ambas opciones se puede reemplazar los valores en la siguiente ecuación para obtener la cortante basal en la base.

$$V_{\text{basal}} = \frac{ZUCS}{R} \times P \dots (1)$$

Para aplicar esta fórmula se necesitan los pesos totales de la edificación. Es por ello que, en la tabla siguiente, se menciona el peso de la edificación y cortante basal obtenidos para esta edificación.

	Peso (tn)	V basal (tn)
Laboratorio	850.40	183.37

Tabla 5.3. Peso y V basal

Debido a que se va a realizar un análisis dinámico de la estructura, no hace falta calcular las fuerzas por nivel de la edificación. Este valor de la cortante basal se usará de comparación con el valor obtenido del análisis dinámico para aplicar un factor de corrección si es necesario.

5.4 MODELAJE DEL EDIFICIO

Un modelaje previo se realizó en el capítulo anterior usando el programa SAP2000; sin embargo, las cargas sísmicas todavía no se habían definido en ninguno de los modelos. Es por ello, que ahora se definirá las sollicitaciones sísmicas en ambas direcciones. Para ello, en primer lugar, se debe definir el espectro a usar. La Norma E.030, en su artículo 18.2 define la aceleración espectral de la siguiente fórmula.

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} \times g \dots (13)$$

S_a = aceleración espectral
 g = aceleración de la gravedad

Los parámetros sísmicos (Z, U, S y R) se tienen definidos de acuerdo a la estructuración de ambas opciones y el valor de "g" es una constante (9,81 m/s²). Solo falta definir el valor de "C" que está en función del periodo de la estructura.

El valor de "C" y el de "S_a" van a ser diferente cuando el periodo de una estructura varíe. Es decir, una estructura más rígida (periodo menor) posee un mayor valor de "C" que una estructura más flexible y eso indica que posee una mayor aceleración espectral.

Para calcular en valor de "C" y de "S_a", se va a realizar una tabla en la cual se asuma un valor de "T" y nos arroje ambos valores. Lo que se quiere obtener son los puntos

que van a formar parte del espectro a utilizar en ambas opciones. A continuación, se muestra la tabla usada para definir el espectro en el programa. Cabe mencionar, que el valor de “Sa” no está multiplicado por la gravedad y más adelante se va a agregar este valor como coeficiente.

T (seg)	0.00	0.40	0.60	0.65	0.70	0.75	0.80	0.85	0.90	0.95	1.00	1.05	1.10	1.15	1.20	1.25
C-2003	2.500	2.500	2.500	2.308	2.143	2.000	1.875	1.765	1.667	1.579	1.500	1.429	1.364	1.304	1.250	1.200
Sa	0.359	0.359	0.359	0.332	0.308	0.288	0.270	0.254	0.240	0.227	0.216	0.205	0.196	0.188	0.180	0.173

1.30	1.35	1.40	1.45	1.50	1.55	1.60	1.65	1.70	1.75	1.80	1.85	1.90	1.95	2.00	2.05	2.10
1.154	1.111	1.071	1.034	1.000	0.968	0.938	0.909	0.882	0.857	0.833	0.811	0.789	0.769	0.750	0.714	0.680
0.166	0.160	0.154	0.149	0.144	0.139	0.135	0.131	0.127	0.123	0.120	0.117	0.113	0.111	0.108	0.103	0.098

2.15	2.20	2.25	2.30	2.35	2.40	2.45	2.50	2.55	2.60	2.65	2.70	2.75	2.80	2.85	2.90	2.95
0.649	0.62	0.593	0.567	0.543	0.521	0.5	0.48	0.461	0.444	0.427	0.412	0.397	0.383	0.369	0.357	0.345
0.093	0.089	0.085	0.082	0.078	0.075	0.072	0.069	0.066	0.064	0.061	0.059	0.057	0.055	0.053	0.051	0.050

Tabla 5.4. Tabulación del espectro sísmico

Una vez definido estos valores se copiaban en un block de notas las filas de “T” y “Sa” para posteriormente definir las en el programa.

Para ambas opciones, el espectro usado era el mismo al igual en ambas direcciones.

Este se definió en el programa de acuerdo a la siguiente figura.

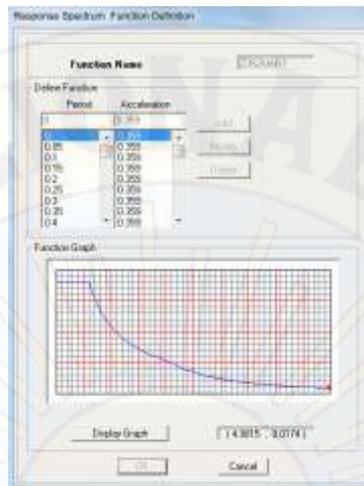


Figura 5.2 Definición de espectro

Luego, se tuvo que asignar la masa e inercia rotacional obtenida anteriormente en cada uno de los niveles de la edificación. Si no se asigna este valor, el periodo de la estructura sería cero y el modelo no recibiría ninguna carga sísmica actuante. Se muestra a continuación una imagen con la asignación de masas. La inercia rotacional se adiciona en el recuadro que indica “Rotation about Z”.

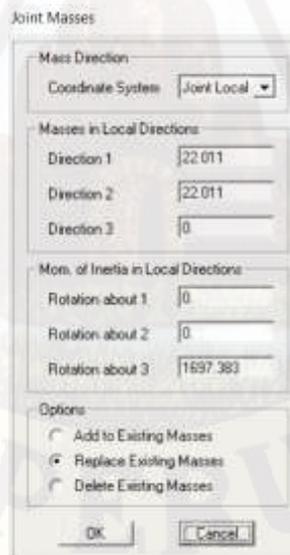


Figura 5.3 Asignación de masas para 1 y 2 piso

Joint Masses

Mass Direction
Coordinate System: Joint Local

Masses in Local Directions
 Direction 1: 21.084
 Direction 2: 21.084
 Direction 3: 0

Mom. of Inertia in Local Directions
 Rotation about 1: 0
 Rotation about 2: 0
 Rotation about 3: 1625.919

Options
 Add to Existing Masses
 Replace Existing Masses
 Delete Existing Masses

OK Cancel

Figura 5.4 Asignación de masas para Azotea

A su vez, se definieron los sismos actuantes en las direcciones principales de la edificación

Analysis Case Name: SSXX Set Def Name

Analysis Case Type: Response Spectrum

Modal Combination
 CQC SRSS ABS GMC 10 Pct Dbl Sum
 GMC f1: GMC f2:

Directional Combination
 SRSS ABS
 ABS Scale Factor:

Modal Analysis Case
 Use Modes from this Modal Analysis Case: MODAL

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U1	Z3S2UAR8	9.81
Accel	U1	Z3S2UAR8	9.81

Add
Modify
Delete

Show Advanced Load Parameters

Other Parameters
 Modal Damping: Constant at 0.05 Modify/Show...

OK Cancel

Figura 5.5 Solicitaciones sísmicas dirección X-X

Analysis Case Name SSYY

Analysis Case Type Response Spectrum

Modal Combination
 CQC SRSS ABS GMC 10 Pct Dbl Sum
 GMC f1 GMC f2

Directional Combination
 SRSS ABS
 ABS Scale Factor

Modal Analysis Case
 Use Modes from this Modal Analysis Case

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U2	Z3S2UAR8	9.81
Accel	U2	Z3S2UAR8	9.81

Show Advanced Load Parameters

Other Parameters
 Modal Damping

Figura 5.6 Solicitaciones sísmicas dirección Y-Y

Se considera una escala de 9,81 (aceleración de la gravedad), lo cual incluye finalmente en valor de “g” en el cálculo de la aceleración espectral. Además, al momento de definir los sismos, se considera colocar una excentricidad accidental de 0,05 en el programa; tal cual lo indica la Norma E.030 en su artículo 18.

Además, se definen las combinaciones de carga definidas según el reglamento de concreto en el programa de diseño para que se pueda realizar un adecuado trabajo al momento del diseño.

5.5 ANÁLISIS SÍSMICO DINÁMICO

Una vez definida todas las solicitaciones sísmicas para ambas opciones planteadas, se procede a correr el programa y extraer los resultados más importantes.

Los periodos fundamentales para ambos sentidos son:

$$T (X-X) = 0.572 \text{ seg}$$

$$T (Y-Y) = 0.203 \text{ seg}$$

En el análisis se consideraron 9 modos de vibración (3 por nivel), los resultados de los periodos para cada modo analizado y la masa efectiva que participa en cada uno de estos se muestra a continuación en la siguiente tabla.

Modo	Periodo (s)	Masa Efectiva (% total)	
		X	Y
1	0.572	0.500	0.221
2	0.203	0.216	0.596
3	0.187	0.055	0.067
4	0.137	0.151	0.000
5	0.101	0.024	0.009
6	0.068	0.026	0.091
7	0.046	0.022	0.000
8	0.041	0.004	0.016
9	0.029	0.003	0.000
		100.000	100.000

Tabla 5.5. Periodos de vibración de la estructura

Los modos importantes para las direcciones X son el modo 1 y 2. Con estos dos modos se tiene un porcentaje de la masa efectiva mayor al 71.6%. Para la dirección Y los modos importantes son el modo 1 y 2.

Algunos resultados de las fuerzas resultantes se muestran a continuación.

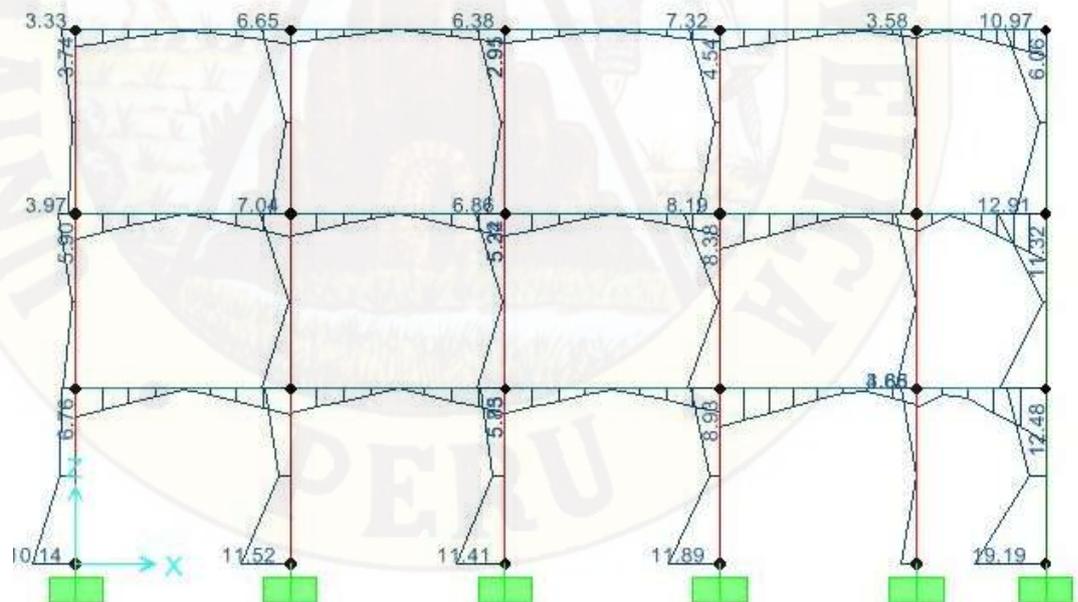


Figura 5.7. Momentos, solicitaciones debido al sismo X, eje C

Adicionalmente, se procede a realizar la verificación de lo asumido en el punto 6.2 relacionado al valor del coeficiente de reducción R. Para ambas opciones se muestra la siguiente tabla.

		V Basal (tn)	V Dual (tn)	Vmuro/VBasal
Estructura	Sismo XX	183.37	171.24	93.38%
	Sismo YY	183.37	182.16	99.34%

Tabla 5.6. Verificación coeficiente de Reducción.

Se observa que los valores de cortante resistido por los muros es prácticamente la totalidad de la cortante basal de la estructura para todos los casos. Por lo tanto, lo asumido en el punto 6.2 acerca de $R=8$ es correcto.

Ahora se procederá a verificar los diferentes requerimientos de la Norma E.030

5.6 VERIFICACIÓN DE LOS REQUERIMIENTOS DE LA NORMA E.030

La Norma E.030 establece una serie de requisitos que las estructuras deben cumplir para que se consideren adecuadas en su respuesta ante las sollicitaciones sísmicas. Estos requisitos se encuentran basados en los desplazamientos que puede sufrir la estructura en sus niveles.

Los requisitos que se mencionan en la Norma E.030 son los siguientes

- Desplazamientos relativos (máximo $0,7\%h = 0,033m$, artículo 15)
- Torsión
- Desplazamientos acumulados

Se utilizará de base el análisis dinámico realizado para ambas opciones. Los datos extraídos del programa y verificaciones realizadas se muestran a continuación en las siguientes tablas.

Eje X

Piso	H (m)	Desplazamientos SAP2000 (m)			Desplazamientos Relativos		
		CM	Pto Cerc.	Pto Alej	$\Delta_{cm_{rel}}$	Pto Cerc.	Pto Alej
3	3.30	0.01945	0.01084	0.03073	0.00604	0.00333	0.00957
2	3.30	0.01341	0.00751	0.02116	0.00762	0.00426	0.01203
1	3.30	0.00579	0.00325	0.00913	0.00579	0.00325	0.00913
Δ_{rel} MÁX.					0.0058	0.0032	0.0091

Tabla 5.7. Desplazamientos sismo eje X

Estos son los datos extraídos del mismo programa. Los desplazamientos relativos equivalen a la resta entre dos desplazamientos de niveles contiguos. La Norma E.030 en su acápite 16.4 indica que para obtener los desplazamientos reales se debe

multiplicar a los datos extraídos del programa por $\frac{3}{4}R$; es decir, por el valor de 4,5. A continuación se muestran las verificaciones realizadas en base a la tabla 5.8.

Desplazamientos Relativos							
$\Delta cm_{rel} \cdot 0.75R$	%	Pto Cerc*0.75R	%	Pto Alej*0.75R	%	$\Delta máx$	$\Delta PA < \Delta máx$
0.0217	0.66%	0.0120	0.36%	0.0344	1.04%	0.0231	No
0.0274	0.83%	0.0153	0.47%	0.0433	1.31%	0.0231	No
0.0208	0.63%	0.0117	0.35%	0.0329	1.00%	0.0231	No
0.0208		0.0117		0.0329		0.0231	

Torsión				Desplazamientos Acumulados		
$\Delta prom$	$1.3 \times \Delta prom$	Pto Alej*0.75R	(a)>(b)	$\Delta PA_{rel} \times R - acum$	$\Delta máx - abs$	$\Delta PA < \Delta máx$
0.0232	0.0302	0.0344	No	0.1106	0.0693	No
0.0293	0.0381	0.0433	No	0.0762	0.0462	No
0.0223	0.0290	0.0329	No	0.0329	0.0231	No
	(a)	(b)				

Tabla 5.8. Verificación requerimientos de la norma, sismo eje X

Una vez verificados estos requisitos, se procede a calcular la cortante basal obtenida del análisis dinámico y se compara con la obtenida en el análisis estático. De esta manera, se sabrá si hay que aplicar algún factor adicional a las fuerzas sísmicas al momento de realizar el diseño de los elementos estructurales.

V- dinámico	135.12 tn.
V- estático	251.05 tn.
Vd/Ve	0.54
f (90% Vest)	1.67

Tabla 5.9. Verificación cortante basal análisis dinámico, sismo eje X

Eje Y

Se realiza el mismo procedimiento seguido líneas arriba para el eje X. Los datos extraídos del programa se muestran a continuación

Piso	H (m)	Desplazamientos Sap2000 (m)			Desplazamientos Relativos (m)		
		CM	Pto Cerc.	Pto Alej	Δcm_{rel}	Pto Cerc.	Pto Alej
3	3.30	0.01042	0.00452	0.02044	0.00322	0.00133	0.00641
2	3.30	0.00720	0.00319	0.01403	0.00407	0.00171	0.00798
1	3.30	0.00313	0.00148	0.00605	0.00313	0.00148	0.00605
Δ_{rel} MÁX.					0.0031	0.0015	0.0060

Tabla 5.10. Desplazamientos sismo eje Y

Las verificaciones realizadas respecto a los requerimientos de la Norma se muestran a continuación

Desplazamientos Relativos							
$\Delta cm_{rel} \times 0.75R$	%	Pto Cerc*0.75R	%	Pto Alej*0.75R	%	$\Delta_{m\acute{a}x}$	$\Delta PA < \Delta_{m\acute{a}x}$
0.0101	0.31%	0.0042	0.13%	0.0202	0.61%	0.0231	Ok
0.0128	0.39%	0.0054	0.16%	0.0251	0.76%	0.0231	No
0.0099	0.30%	0.0047	0.14%	0.0190	0.58%	0.0231	Ok
0.0099		0.0047		0.0190		0.0231	

Torsión				Desplazamientos Acumulados		
Δ_{prom}	$1.3 \times \Delta_{prom}$	Pto Alej*0.75R	(a)>(b)	$\Delta PA_{rel} \times R_{-acum}$	$\Delta_{m\acute{a}x-abs}$	$\Delta PA < \Delta_{m\acute{a}x}$
0.0122	0.0158	0.0202	No	0.0644	0.0693	Ok
0.0153	0.0199	0.0251	No	0.0442	0.0462	Ok
0.0118	0.0154	0.0190	No	0.0190	0.0231	Ok
	(a)	(b)				

Tabla 5.11. Verificación requerimientos de la norma, sismo eje Y

Por último, se compara la fuerza cortante dinámica obtenida en el programa y la fuerza estática como se realizó anteriormente.

V- dinámico	156.57 tn.
V- estático	286.91 tn.
Vd/Ve	0.55
f (90% Vest)	1.65

Tabla 5.12. Verificación cortante basal análisis dinámico, sismo eje Y

Se obtiene que las dos opciones cumplen con lo requerido por la Norma E.060 y se puede proceder con el diseño para ambos modelos.

Se obtiene que los desplazamientos no cumplen con lo requerido por la Norma E.030 y E.060, por lo que se procederá a reforzar la estructura, para un nuevo análisis.

6. ANÁLISIS SISMICO DE LA ESTRUCTURA EXISTENTE REFORZADA

En este capítulo, se realiza el análisis sísmico del edificio con refuerzo, ya mencionado en el capítulo anterior a fin de no exceder los desplazamientos relativos máximos, por lo que se reforzara en columnas específicas para la absolución de los desplazamientos mayores a las especificaciones de la actual Norma E.030, publicado el 24 de enero del 2016. El primer objetivo de este análisis es verificar que la estructura propuesta no exceda los desplazamientos máximos durante los movimientos sísmicos que puedan afectarla durante su funcionamiento. El tercer objetivo es establecer los patrones (refuerzos de acero, conexiones, carga específica, etc.) para el análisis sísmico no lineal (pushover).

6.1 ESTRUCTURA PROPUESTA

En la Estructura (Pabellón de Laboratorio de FIMCA), se debe modificar la secciones de las columnas señalas en el plano mostrado, las columnas de sección .70x.30 se modificaron a una sección tipo "L" .70X.70, con espesor de .30 m. y una sección tipo "T" 1.10x.70 con espesor de .30 m.

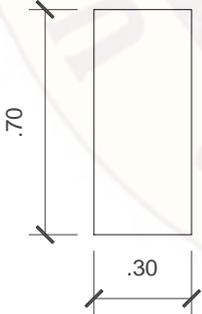
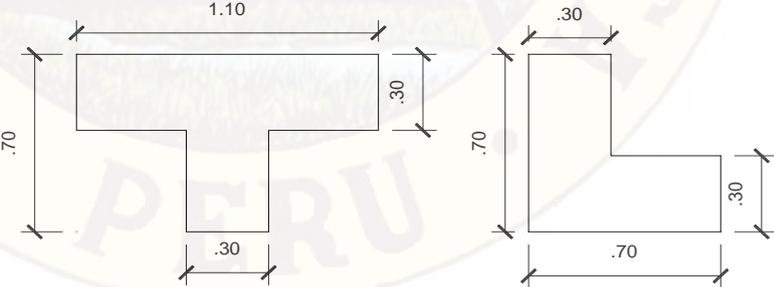
COLUMNAS INICIALES	COLUMNAS REFORZADAS
	

Tabla 6.1. Cuadro de columnas reforzadas

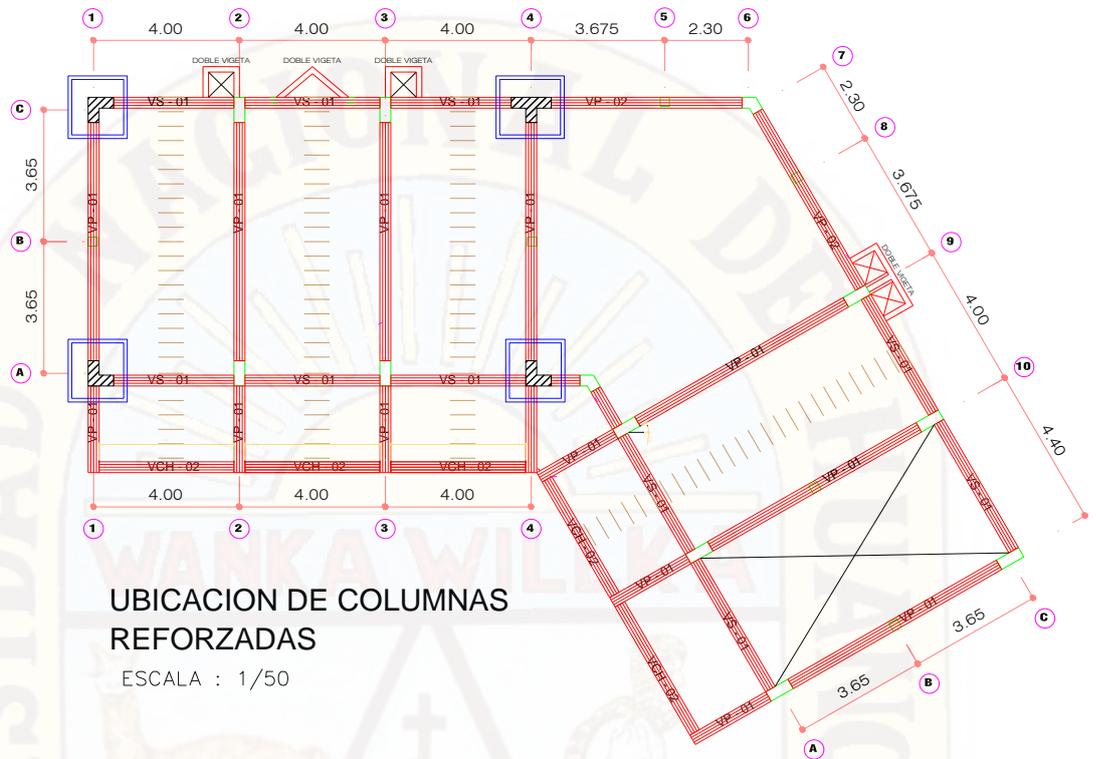


Figura 6.1 Ubicación de columnas reforzadas

Con estas nuevas secciones de columnas en la ubicación establecida se realizará en nuevo Análisis Sísmico.

6.2 PARÁMETROS DE ANÁLISIS SÍSMICO

Los parámetros establecidos en este análisis, se tomará los mismo dados en el capítulo seis. La Norma E.030 - 2016 establece una serie de parámetros que se deben utilizar al momento de analizar la estructura con las solicitaciones sísmicas que soporta. Estos parámetros se definen a continuación y además se escoge el valor a utilizar para cada uno.

Factor de zona:	$Z = 0.35$	(Lima, zona 3)
Factor de Importancia:	$U = 1.5$	(Edificaciones esenciales)
Los parámetros del suelo:	$S_2 = 1.15$	(Suelos Intermedios)
Periodos (T_P)	$T_P = 0.60$ seg	(Perfil Tipo S2)
Periodos (T_L)	$T_L = 2.00$ seg	(Perfil Tipo S2)

Factores de Reducción:

- Estructura Típico: $R_{x,y} = 8.00$ (Pórticos)

Nivel	CM total	CV total	Peso (tn) = CM + 0,5CV	Masa (tn.s/m ²) = Peso / 9,81	Inercia Rotacional (tn.s) =(Masa)x(lx+ly)/Area
Azotea	274.61	28.69	288.96	21,08	1625.92
Piso 2	274.61	71.73	310.48	22.01	1697.38
Piso 1	274.61	71.73	310.48	22.01	1697.38

Tabla 6.2. Masa estructura: Aligerado convencional con vigas intermedias

Con los valores de peso de la estructura por cada nivel se puede realizar el análisis sísmico estático de la estructura. También se puede definir las otras propiedades de la estructura (masa e inercia rotacional) en el modelo del programa SAP2000 para realizar el análisis dinámico. Todos estos procedimientos realizados se mencionan en los puntos siguientes.

6.3 ANÁLISIS SÍSMICO DINÁMICO

Una vez definida todas las solicitaciones sísmicas para ambas opciones planteadas, se procede a correr el programa y extraer los resultados más importantes.

Los periodos fundamentales para ambos sentidos son:

$$T (X-X) = 0.400 \text{ seg}$$

$$T (Y-Y) = 0.188 \text{ seg}$$

En el análisis se consideraron 9 modos de vibración (3 por nivel), los resultados de los periodos para cada modo analizado y la masa efectiva que participa en cada uno de estos se muestra a continuación en la siguiente tabla.

Modo	Periodo (s)	Masa Efectiva (% total)	
		X	Y
1	0.400	0.419	0.243
2	0.188	0.232	0.585
3	0.134	0.139	0.008
4	0.092	0.091	0.059
5	0.059	0.063	0.071
6	0.045	0.017	0.003
7	0.042	0.012	0.023
8	0.032	0.025	0.006
9	0.027	0.001	0.002
		100.000	100.000

Tabla 6.3. Periodos de vibración de la estructura

Los modos importantes para las direcciones X e Y son el modo 1 y 2. Con estos dos modos se tiene un porcentaje de la masa efectiva mayor al 65.1%. Para la dirección Y los modos importantes son el modo 1 y 2.

Algunos resultados de las fuerzas resultantes se muestran a continuación.

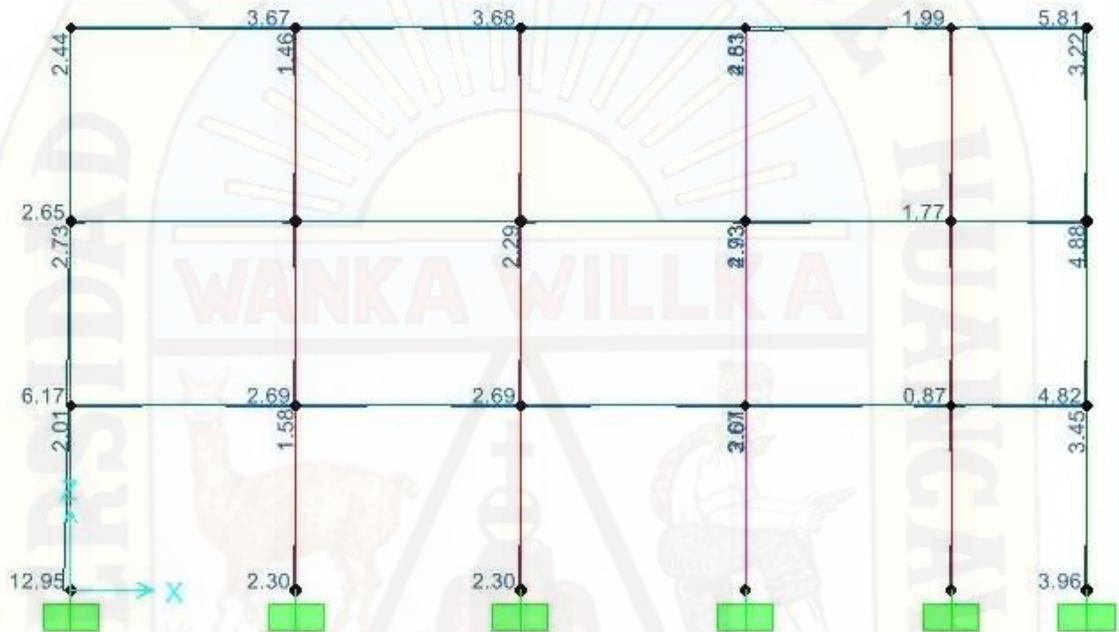


Figura 6.2 Momentos, solicitaciones debido al sismo X, eje C

Adicionalmente, se procede a realizar la verificación de lo asumido en el punto 7.2 relacionado al valor del coeficiente de reducción R. Para ambas opciones se muestra la siguiente tabla.

		V Basal (tn)	V Dual (tn)	Vmuro/VBasal
Estructura	Sismo XX	196.20	184.42	93.99%
	Sismo YY	196.20	194.87	99.32%

Tabla 6.4. Verificación coeficiente de Reducción.

Se observa que los valores de cortante resistido por los muros es prácticamente la totalidad de la cortante basal de la estructura para todos los casos. Por lo tanto, lo asumido en el punto 6.2 acerca de $R=8$ es correcto. Ahora se procederá a verificar los diferentes requerimientos de la Norma E.030

6.4 VERIFICACIÓN DE LOS REQUERIMIENTOS DE LA NORMA E.030

La Norma E.030 establece una serie de requisitos que las estructuras deben cumplir para que se consideren adecuadas en su respuesta ante las sollicitaciones sísmicas. Estos requisitos se encuentran basados en los desplazamientos que puede sufrir la estructura en sus niveles. La estructura ya reforzada, mantendrá la estabilidad de la estructura.

Los requisitos que se mencionan en la Norma E.030 son los siguientes

- Desplazamientos relativos (máximo $0,7\%h = 0,033m$, artículo 15)
- Torsión
- Desplazamientos acumulados

Se utilizará de base el análisis dinámico realizado para ambas opciones. Los datos extraídos del programa y verificaciones realizadas se muestran a continuación en las siguientes tablas.

Eje X

Piso	H (m)	Desplazamientos SAP2000 (m)			Desplazamientos Relativos		
		CM	Pto Cerc.	Pto Alej	Δcm_{rel}	Pto Cerc.	Pto Alej
3	3.30	0.01049	0.00536	0.01438	0.00583	0.00222	0.00633
2	3.30	0.00466	0.00314	0.00805	0.00301	0.00203	0.00543
1	3.30	0.00165	0.00111	0.00263	0.00165	0.00111	0.00263
Δ_{rel} MÁX.					0.0017	0.0011	0.0026

Tabla 6.5. Desplazamientos sismo eje X

Estos son los datos extraídos del mismo programa. Los desplazamientos relativos equivalen a la resta entre dos desplazamientos de niveles contiguos. La Norma E.030 en su acápite 16.4 indica que para obtener los desplazamientos reales se debe multiplicar a los datos extraídos del programa por $\frac{3}{4}R$; es decir, por el valor de 4,5. A continuación se muestran las verificaciones realizadas en base a la tabla 6.6.

Desplazamientos Relativos							
$\Delta cm_{rel} \cdot 0.75R$	%	Pto Cerc*0.75R	%	Pto Alej*0.75R	%	$\Delta máx$	$\Delta PA < \Delta máx$
0.0184	0.56%	0.0070	0.21%	0.0199	0.60%	0.0231	Ok
0.0095	0.29%	0.0064	0.19%	0.0171	0.52%	0.0231	Ok
0.0052	0.16%	0.0035	0.11%	0.0083	0.25%	0.0231	Ok
0.0052		0.0035		0.0083		0.0231	

Torsión				Desplazamientos Acumulados		
$\Delta prom$	$1.3 \times \Delta prom$	Pto Alej*0.75R	(a)>(b)	$\Delta PA_{rel} \times R$ -acum	$\Delta máx$ -abs	$\Delta PA < \Delta máx$
0.0135	0.0175	0.0199	No	0.0453	0.0693	Ok
0.0117	0.0153	0.0171	No	0.0254	0.0462	Ok
0.0059	0.0076	0.0083	No	0.0083	0.0231	Ok
	(a)	(b)				

Tabla 6.6. Verificación requerimientos de la norma, sismo eje X

Una vez verificados estos requisitos, se procede a calcular la cortante basal obtenida del análisis dinámico y se compara con la obtenida en el análisis estático. De esta manera, se sabrá si hay que aplicar algún factor adicional a las fuerzas sísmicas al momento de realizar el diseño de los elementos estructurales.

V- dinámico	120.41 tn.
V- estático	286.91 tn.
Vd/Ve	0.42
f (90% Vest)	2.14

Tabla 6.7. Verificación cortante basal análisis dinámico, sismo eje X

Eje Y

Se realiza el mismo procedimiento seguido líneas arriba para el eje X. Los datos extraídos del programa se muestran a continuación

Piso	H (m)	Desplazamientos Sap2000 (m)			Desplazamientos Relativos		
		CM	Pto Cerc.	Pto Alej	Δcm_{rel}	Pto Cerc.	Pto Alej
3	3.30	0.00655	0.00360	0.01160	0.00256	0.00111	0.00494
2	3.30	0.00399	0.00249	0.00666	0.00248	0.00142	0.00436
1	3.30	0.00151	0.00107	0.00231	0.00151	0.00107	0.00231
	$\Delta rel \text{ MÁX.}$				0.0015	0.0011	0.0023

Tabla 6.8. Desplazamientos sismo eje Y

Las verificaciones realizadas respecto a los requerimientos de la Norma se muestran a continuación

Desplazamientos Relativos							
$\Delta cm_{rel} \cdot 0.75R$	%	Pto Cerc*0.75R	%	Pto Alej*0.75R	%	$\Delta máx$	$\Delta PA < \Delta máx$
0.0081	0.24%	0.0035	0.11%	0.0155	0.47%	0.0231	Ok
0.0078	0.24%	0.0045	0.14%	0.0137	0.42%	0.0231	Ok
0.0048	0.14%	0.0034	0.10%	0.0073	0.22%	0.0231	Ok
0.0048		0.0034		0.0073		0.0231	

Torsión				Desplazamientos Acumulados		
$\Delta prom$	$1.3 \times \Delta prom$	Pto Alej*0.75R	(a)>(b)	$\Delta PA_{rel} \times R - acum$	$\Delta máx - abs$	$\Delta PA < \Delta máx$
0.0095	0.0124	0.0155	No	0.0365	0.0693	Ok
0.0091	0.0118	0.0137	No	0.0210	0.0462	Ok
0.0053	0.0069	0.0073	No	0.0073	0.0231	Ok
	(a)	(b)				

Tabla 6.9. Verificación requerimientos de la norma, sismo eje Y

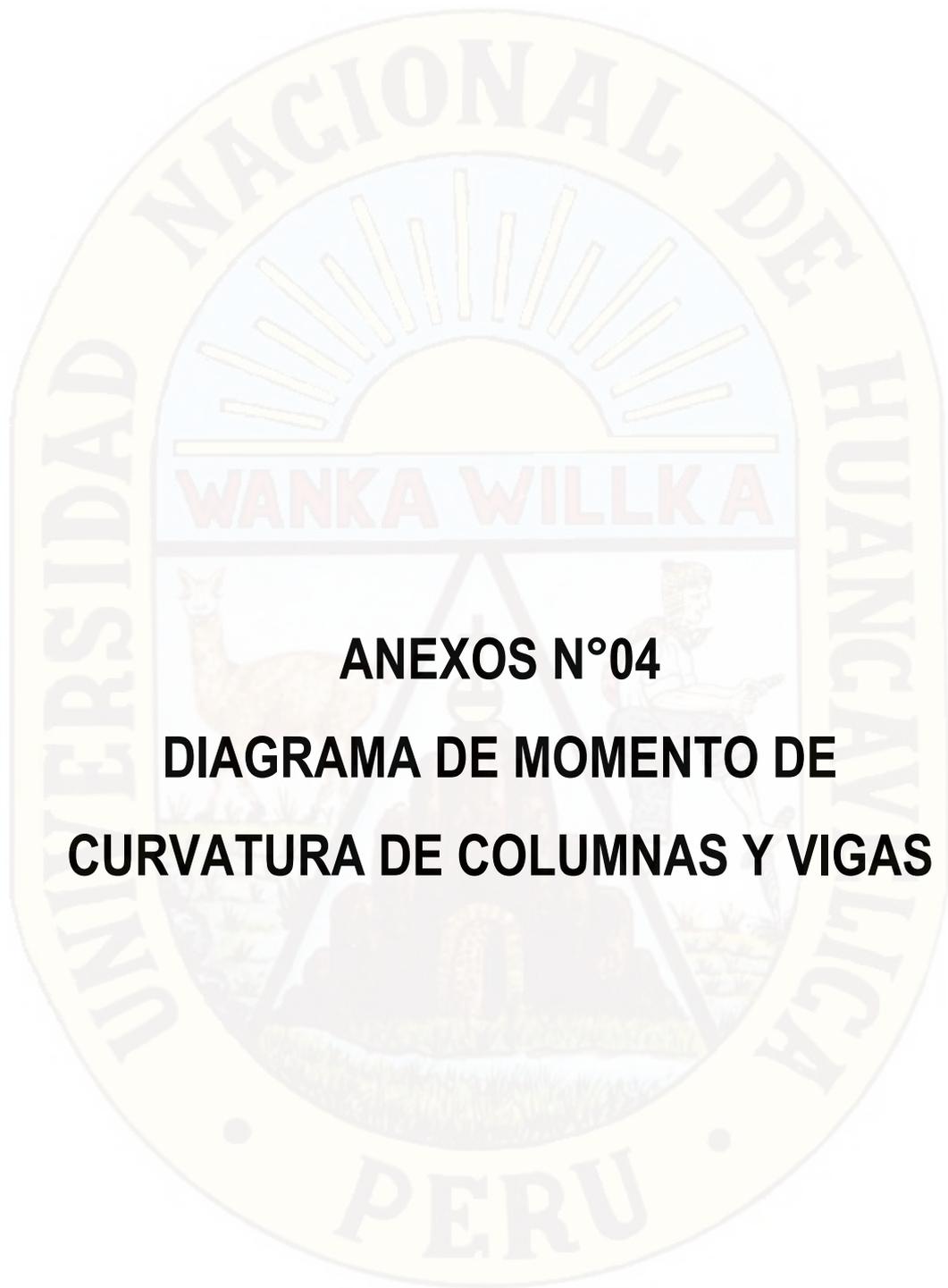
Por último, se compara la fuerza cortante dinámica obtenida en el programa y la fuerza estática como se realizó anteriormente.

V- dinámico	148.30 tn.
V- estático	286.91 tn.
Vd/Ve	0.52
f (90% Vest)	1.74

Tabla 6.10. Verificación cortante basal análisis dinámico, sismo eje Y

Se obtiene que las dos opciones cumplen con lo requerido por la Norma E.060 y se puede proceder con el diseño para ambos modelos.

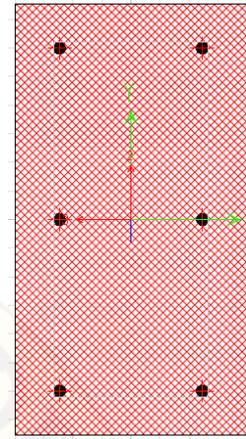
Se obtiene que los desplazamientos cumplen con lo requerido por la Norma E.030 y E.060, por lo que se procederá a realizar el análisis estático no lineal, para identificar rotulas plásticas.



ANEXOS N°04
DIAGRAMA DE MOMENTO DE
CURVATURA DE COLUMNAS Y VIGAS

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Tonf, m, C

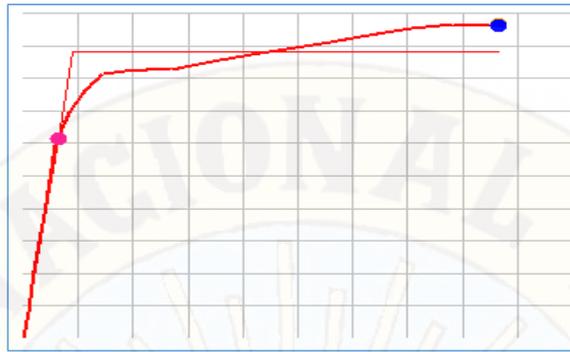
Axial Load = 0
Moment Angle = 0



C3-IR-25X53-40

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 6.266E-03
My = 4.92
fy(Idealized) = 8.972E-03
Mp = 7.044
lcrack = 3.577E-04
fconcrete = 0.0865
Mconcrete = 7.7031
fsteeel = N/A
Msteel = N/A

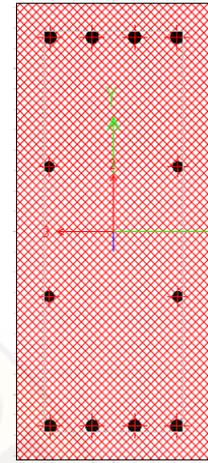


Concrete Strain	Neutral Axis	Steel Strain	Tendon Strain	Concrete Compression	Steel Compression	Steel Tension	Prestress Force	Net Force	Curvature	Moment
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
-7.68E-05	0.1422	2.72E-04	0	-1.8607	-0.1949	2.0528	0	-2.80E-03	0.0008278	0.6845
-1.92E-04	0.1422	6.81E-04	0	-4.6465	-0.4867	5.1333	0	5.54E-05	0.002069	1.7102
-3.45E-04	0.1423	1.23E-03	0	-8.3578	-0.8755	9.2411	0	7.84E-03	0.003725	3.0773
-5.41E-04	0.1417	1.90E-03	0	-12.9471	-1.3811	14.3368	0	8.56E-03	0.005794	4.7681
-7.21E-04	0.1479	2.77E-03	0	-15.6432	-1.7007	17.3279	0	-0.016	0.008278	5.5669
-9.12E-04	0.1534	3.80E-03	0	-17.9398	-1.9748	19.9036	0	-0.011	0.0112	6.1174
-1.11E-03	0.1584	5.00E-03	0	-19.6002	-2.1758	21.7724	0	-3.52E-03	0.0145	6.5241
-1.27E-03	0.1652	6.41E-03	0	-19.7085	-2.0826	21.7724	0	-0.0187	0.0182	6.5702
-1.44E-03	0.1704	7.99E-03	0	-19.84	-1.9475	21.7724	0	-0.0151	0.0223	6.6015
-1.63E-03	0.1744	9.72E-03	0	-20.0081	-1.7753	21.7724	0	-0.0109	0.0269	6.6262
-1.84E-03	0.1771	0.0116	0	-20.3763	-1.6464	22.0163	0	-6.39E-03	0.0319	6.7371
-2.08E-03	0.1791	0.0136	0	-20.7882	-1.5423	22.3253	0	-5.16E-03	0.0372	6.8683
-2.35E-03	0.1804	0.0158	0	-21.1862	-1.4742	22.6569	0	-3.48E-03	0.043	7.0024
-2.64E-03	0.1813	0.0181	0	-21.5527	-1.4604	23.0105	0	-2.67E-03	0.0493	7.1394
-2.98E-03	0.1818	0.0206	0	-21.8819	-1.5273	23.4088	0	-4.32E-04	0.0559	7.2831
-3.36E-03	0.1816	0.0232	0	-22.2359	-1.7607	23.9957	0	-9.09E-04	0.0629	7.4601
-3.78E-03	0.1812	0.0259	0	-22.4913	-2.1174	24.6107	0	2.02E-03	0.0704	7.6394
-4.26E-03	0.1805	0.0287	0	-22.348	-2.6617	25.0059	0	-3.70E-03	0.0782	7.7147
-4.95E-03	0.1778	0.0315	0	-21.1996	-4.1779	25.3744	0	-3.08E-03	0.0865	7.7031

Curvature	Moment Actual	Moment Ideal	Area b/w curves
6.27E-03	4.92	4.92	0
8.28E-03	5.5669	6.499	9.37E-04
8.97E-03	5.6988	7.044	7.90E-04
0.0112	6.1174	7.044	2.50E-03
0.0145	6.5241	7.044	2.40E-03
0.0182	6.5702	7.044	1.85E-03
0.0223	6.6015	7.044	1.90E-03
0.0269	6.6262	7.044	1.96E-03
0.0319	6.7371	7.044	1.80E-03
0.0372	6.8683	7.044	1.30E-03
0.043	7.0024	7.044	6.29E-04
0.0493	7.1394	7.044	-1.67E-04
0.0559	7.2831	7.044	-1.11E-03
0.0629	7.4601	7.044	-2.31E-03
0.0704	7.6394	7.044	-3.77E-03
0.0782	7.7147	7.044	-4.98E-03
0.0865	7.7031	7.044	-5.50E-03
		SUM=	-1.77E-03

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Tonf, m, C

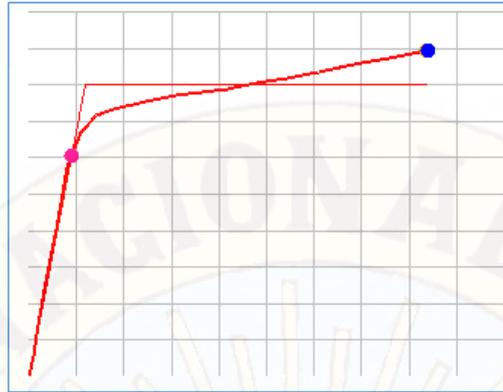
Axial Load = 0
Moment Angle = 0



C-70X30

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 4.443E-03
My = 30.3524
fy(Idealized) = 5.874E-03
Mp = 40.1296
Icrack = 3.113E-03
fconcrete = 0.0419
Mconcrete = 44.7306
fsteel = N/A
Msteel = N/A



Concrete Strain	Neutral Axis	Steel Strain	Tendon Strain	Concrete Compression	Steel Compression	Steel Tension	Prestress Force	Net Force	Curvature	Moment
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
-7.40E-05	0.1656	1.86E-04	0	-4.19	-1.2366	5.3931	0	-3.34E-02	0.000401	2.9297
-1.84E-04	0.1661	4.66E-04	0	-10.4151	-3.0793	13.5035	0	9.13E-03	0.001002	7.3089
-3.32E-04	0.166	8.39E-04	0	-18.7548	-5.5442	24.3036	0	4.62E-03	0.001804	13.158
-5.19E-04	0.1652	1.30E-03	0	-29.0283	-8.6801	37.7106	0	2.20E-03	0.002807	20.3981
-7.49E-04	0.1631	1.85E-03	0	-40.9352	-12.5932	53.5432	0	0.0148	0.00401	28.9155
-9.57E-04	0.1733	2.56E-03	0	-47.4754	-15.7277	63.1976	0	-5.45E-03	0.005413	33.5718
-1.15E-03	0.1857	3.40E-03	0	-50.8055	-18.3624	69.1575	0	-1.04E-02	0.007017	35.7552
-1.33E-03	0.1991	4.39E-03	0	-51.5663	-20.3645	71.9286	0	-2.27E-03	0.008821	36.6126
-1.52E-03	0.2095	5.50E-03	0	-52.1054	-22.3808	74.4749	0	-0.0113	0.0108	37.2733
-1.73E-03	0.2173	6.73E-03	0	-52.7328	-24.5663	77.2874	0	-0.0116	0.013	37.9383
-1.96E-03	0.2233	8.06E-03	0	-53.3662	-26.9834	80.344	0	-5.62E-03	0.0154	38.6118
-2.17E-03	0.2297	9.54E-03	0	-52.7873	-28.8625	81.6466	0	-3.13E-03	0.018	38.9516
-2.39E-03	0.2354	0.0111	0	-51.842	-30.5701	82.4086	0	-3.52E-03	0.0208	39.4759
-2.63E-03	0.2399	0.0129	0	-51.0531	-32.5033	83.5556	0	-7.55E-04	0.0239	40.2016
-2.88E-03	0.2436	0.0147	0	-50.2486	-34.5744	84.7788	0	-4.42E-02	0.0271	40.9698
-3.15E-03	0.2466	0.0166	0	-49.4125	-36.7775	86.2083	0	1.83E-02	0.0305	41.7908
-3.44E-03	0.249	0.0187	0	-48.6381	-39.2639	87.8936	0	-8.42E-03	0.0341	42.7406
-3.75E-03	0.251	0.0208	0	-47.7726	-41.8788	89.6728	0	2.14E-02	0.0379	43.7196
-4.08E-03	0.2526	0.0231	0	-46.685	-44.8199	91.5383	0	3.34E-02	0.0419	44.7306

Curvature	Moment	Moment	Area b/w
4.44E-03	30.3524	30.3524	0
5.41E-03	33.5718	36.9814	1.65E-03
5.87E-03	34.1991	40.1296	2.15E-03
7.02E-03	35.7552	40.1296	5.89E-03
8.82E-03	36.6126	40.1296	7.12E-03
0.0108	37.2733	40.1296	6.39E-03
0.013	37.9383	40.1296	5.57E-03
0.0154	38.6118	40.1296	4.46E-03
0.018	38.9516	40.1296	3.51E-03
0.0208	39.4759	40.1296	2.57E-03
0.0239	40.2016	40.1296	8.74E-04
0.0271	40.9698	40.1296	-1.46E-03
0.0305	41.7908	40.1296	-4.26E-03
0.0341	42.7406	40.1296	-7.71E-03
0.0379	43.7196	40.1296	-1.18E-02
0.0419	44.7306	40.1296	-1.64E-02
		SUM=	-1.48E-03

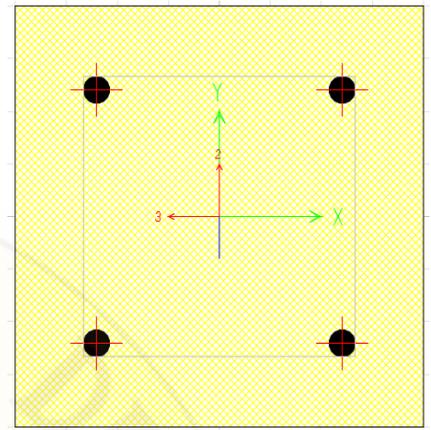
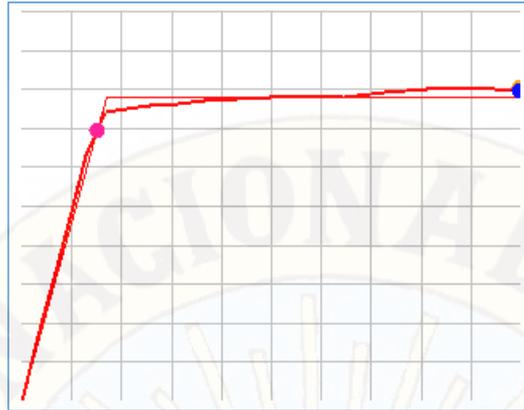
MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Tonf, m, C

Axial Load = 0

Moment Angle = 0

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 0.015
 My = 2.7773
 fy(Idealized) = 0.0169
 Mp = 3.126
 lcrack = 8.410E-05
 fconcrete = 0.0996
 Mconcrete = 3.1909
 fsteel = N/A
 Msteel = N/A



C-25X25

Concrete Strain	Neutral Axis	Steel Strain	Tendon Strain	Concrete Compression	Steel Compression	Steel Tension	Prestress Force	Net Force	Curvature	Moment
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
-5.98E-05	0.0622	1.31E-04	0	-0.98	-0.102	1.0696	0	-1.25E-02	0.0009531	0.1906
-1.49E-04	0.0625	3.29E-04	0	-2.4272	-0.2493	2.6797	0	3.20E-03	0.002383	0.4743
-2.68E-04	0.0625	5.91E-04	0	-4.3714	-0.4494	4.8228	0	2.02E-03	0.004289	0.854
-4.17E-04	0.0625	9.20E-04	0	-6.7986	-0.7009	7.5003	0	7.73E-04	0.006672	1.3281
-6.01E-04	0.0619	1.31E-03	0	-9.6266	-1.0445	10.6716	0	4.81E-04	0.009531	1.8834
-8.21E-04	0.0612	1.76E-03	0	-12.8432	-1.4874	14.3294	0	-1.20E-03	0.0129	2.5202
-1.04E-03	0.0627	2.30E-03	0	-15.155	-1.7208	16.8736	0	-2.16E-03	0.0167	2.9702
-1.20E-03	0.0677	3.00E-03	0	-15.575	-1.3035	16.8736	0	-4.89E-03	0.021	3.0045
-1.38E-03	0.0714	3.78E-03	0	-16.0528	-0.8253	16.8736	0	-4.46E-03	0.0257	3.033
-1.57E-03	0.0742	4.63E-03	0	-16.5764	-0.3	16.8736	0	-2.85E-03	0.031	3.0579
-1.79E-03	0.0761	5.56E-03	0	-17.1086	0	17.1084	0	-2.37E-04	0.0367	3.0791
-2.04E-03	0.0775	6.56E-03	0	-17.627	0	17.6265	0	-4.76E-04	0.0429	3.0971
-2.31E-03	0.0784	7.62E-03	0	-18.1128	0	18.1124	0	-3.63E-04	0.0496	3.1104
-2.61E-03	0.079	8.75E-03	0	-18.5464	0	18.5462	0	-2.69E-04	0.0567	3.1189
-2.94E-03	0.0792	9.95E-03	0	-18.9087	0	18.9085	0	-1.57E-04	0.0643	3.1222
-3.33E-03	0.079	0.0112	0	-19.3088	0	19.3031	0	-5.70E-03	0.0724	3.1637
-3.76E-03	0.0786	0.0125	0	-19.5957	0	19.5946	0	-1.10E-03	0.081	3.2025
-4.25E-03	0.0778	0.0138	0	-19.5862	0	19.5871	0	9.45E-04	0.0901	3.2243
-4.87E-03	0.0762	0.0151	0	-18.7144	0	18.7177	0	3.30E-03	0.0996	3.1909

Curvature	Moment	Moment	Area b/w
1.50E-02	2.7773	2.7773	0
1.67E-02	2.9702	3.079	8.89E-05
1.69E-02	2.9723	3.126	3.34E-05
2.10E-02	3.0045	3.126	5.55E-04
2.57E-02	3.033	3.126	5.11E-04
0.031	3.0579	3.126	4.22E-04
0.0367	3.0791	3.126	3.29E-04
0.0429	3.0971	3.126	2.35E-04
0.0496	3.1104	3.126	1.48E-04
0.0567	3.1189	3.126	8.08E-05
0.0643	3.1222	3.126	4.12E-05
0.0724	3.1637	3.126	-1.38E-04
0.081	3.2025	3.126	-4.90E-04
0.0901	3.2243	3.126	-7.92E-04
0.0996	3.1909	3.126	-7.78E-04
		SUM=	2.46E-04

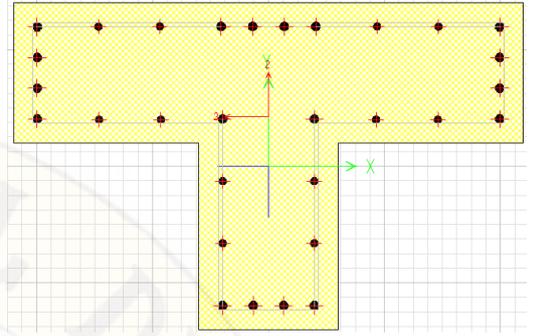
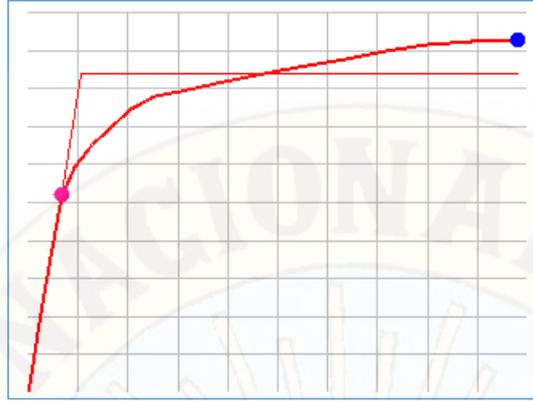
MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Tonf, m, C

Axial Load = 0

Moment Angle = 0

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 3.976E-03
 My = 41.6093
 fy(Idealized) = 6.412E-03
 Mp = 67.108
 lcrack = 4.768E-03
 fconcrete = 0.0589
 Mconcrete = 74.3
 fsteel = N/A
 Msteel = N/A



CR-1.10X.70

Concrete Strain	Neutral Axis	Steel Strain	Tendon Strain	Concrete Compression	Steel Compression	Steel Tension	Prestress Force	Net Force	Curvature	Moment
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
-7.23E-05	0.1151	2.93E-04	0	-10.5192	-2.3097	12.7924	0	-3.65E-02	0.0005636	5.9483
-1.80E-04	0.1153	7.34E-04	0	-26.2216	-5.7579	32.0048	0	2.54E-02	0.001409	14.8573
-3.25E-04	0.1153	1.32E-03	0	-47.2209	-10.3689	57.6018	0	1.20E-02	0.002536	26.7471
-5.07E-04	0.1147	2.05E-03	0	-73.146	-16.2611	89.4125	0	5.46E-03	0.003945	41.4996
-6.79E-04	0.1228	2.98E-03	0	-89.2203	-20.3737	109.5458	0	-4.81E-02	0.005636	47.5901
-8.65E-04	0.1296	4.07E-03	0	-104.0452	-24.5569	128.5808	0	-2.13E-02	0.007609	52.1716
-1.07E-03	0.135	5.33E-03	0	-117.0219	-29.1154	146.1008	0	-3.65E-02	0.009864	55.7268
-1.30E-03	0.1384	6.74E-03	0	-130.7793	-34.4985	165.2556	0	-2.22E-02	0.0124	59.4956
-1.55E-03	0.1418	8.33E-03	0	-140.7217	-39.6609	180.3695	0	-1.31E-02	0.0152	62.3485
-1.76E-03	0.147	1.01E-02	0	-143.3482	-42.8363	186.153	0	-3.15E-02	0.0183	63.2559
-2.01E-03	0.1506	1.21E-02	0	-146.6637	-46.8043	193.4481	0	-1.98E-02	0.0217	64.8414
-2.27E-03	0.1539	1.42E-02	0	-147.9613	-50.4644	198.3452	0	-8.05E-02	0.0254	66.1814
-2.54E-03	0.1566	1.65E-02	0	-148.2912	-54.2128	202.4834	0	-2.06E-02	0.0293	67.4691
-2.84E-03	0.1587	1.89E-02	0	-148.3129	-58.5377	206.8416	0	-9.01E-03	0.0335	68.7995
-3.17E-03	0.1601	2.15E-02	0	-148.1204	-63.5909	211.7064	0	-4.80E-03	0.038	70.2733
-3.52E-03	0.1612	0.0243	0	-147.4598	-69.335	216.7879	0	-6.85E-03	0.0428	71.8014
-3.90E-03	0.162	0.0272	0	-146.0833	-75.5566	221.6693	0	2.94E-02	0.0479	73.1121
-4.33E-03	0.1621	0.0302	0	-142.2128	-83.5655	225.7579	0	-2.04E-02	0.0533	73.8806
-4.84E-03	0.1611	0.0334	0	-133.885	-95.3574	229.25	0	7.59E-03	0.0589	74.3

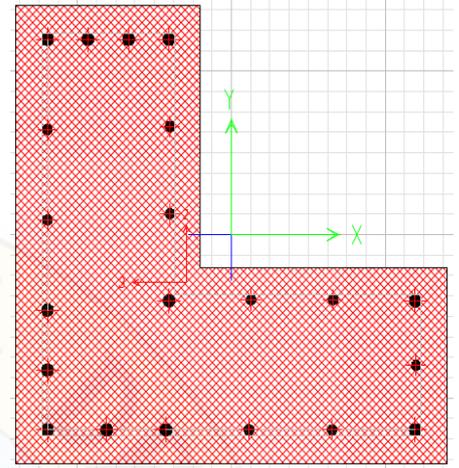
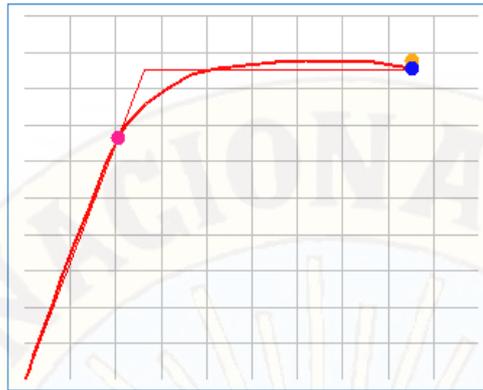
Curvature	Moment	Moment	Area b/w
3.98E-03	41.6093	41.6093	0
5.64E-03	47.5901	58.9865	9.46E-03
6.41E-03	49.3924	67.108	1.13E-02
7.61E-03	52.1716	67.108	1.95E-02
9.86E-03	55.7268	67.108	2.97E-02
0.0124	59.4956	67.108	2.41E-02
0.0152	62.3485	67.108	1.74E-02
0.0183	63.2559	67.108	1.33E-02
0.0217	64.8414	67.108	1.03E-02
0.0254	66.1814	67.108	5.85E-03
0.0293	67.4691	67.108	1.12E-03
0.0335	68.7995	67.108	-4.34E-03
0.038	70.2733	67.108	-1.09E-02
0.0428	71.8014	67.108	-1.88E-02
0.0479	73.1121	67.108	-2.71E-02
0.0533	73.8806	67.108	-3.42E-02
0.0589	74.3	67.108	-3.94E-02
		Sum=	7.33E-03

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Tonf, m, C

Axial Load = 0
Moment Angle = 0

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 5.148E-03
My = 53.2475
fy(Idealized) = 6.574E-03
Mp = 67.9939
lcrack = 4.712E-03
fconcrete = 0.0213
Mconcrete = 68.3732
fsteel = N/A
Msteel = N/A



CR-70X70

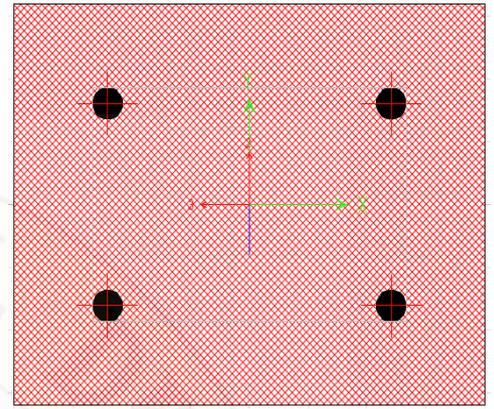
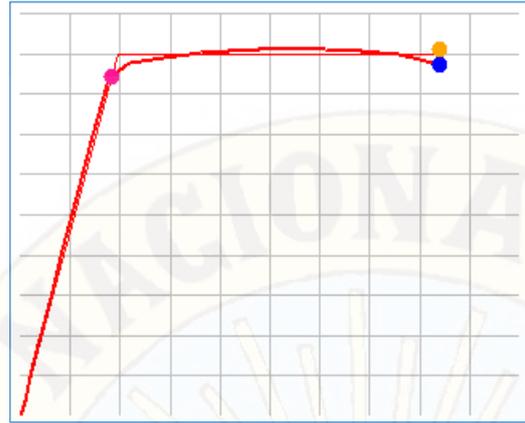
Concrete Strain	Neutral Axis	Steel Strain	Tendon Strain	Concrete Compression	Steel Compression	Steel Tension	Prestress Force	Net Force	Curvature	Moment
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
-4.87E-05	0.184	8.36E-05	0	-3.5761	-0.9709	4.5104	0	-3.65E-02	0.0002038	2.2708
-1.21E-04	0.1851	2.10E-04	0	-8.8575	-2.4097	11.318	0	5.08E-02	0.0005096	5.6508
-2.18E-04	0.185	3.77E-04	0	-15.9598	-4.341	20.364	0	6.32E-02	0.0009172	10.1767
-3.39E-04	0.1849	5.86E-04	0	-24.8527	-6.7582	31.664	0	5.32E-02	0.001427	15.8388
-4.86E-04	0.1841	8.36E-04	0	-35.4033	-9.7042	45.1158	0	8.33E-03	0.002038	22.5654
-6.62E-04	0.1822	1.12E-03	0	-47.2692	-13.267	60.5084	0	-2.78E-02	0.002752	30.2083
-8.66E-04	0.1799	1.45E-03	0	-60.3978	-17.4468	77.8421	0	-2.49E-03	0.003567	38.7716
-1.11E-03	0.1764	1.81E-03	0	-74.257	-22.4377	96.6522	0	-4.25E-02	0.004484	47.9826
-1.36E-03	0.1756	2.21E-03	0	-86.2655	-27.6687	113.8726	0	-6.16E-02	0.005503	56.067
-1.60E-03	0.1811	2.70E-03	0	-93.1828	-32.1691	125.3333	0	-1.86E-02	0.006624	60.6035
-1.85E-03	0.1872	3.24E-03	0	-97.8815	-36.6129	134.481	0	-1.33E-02	0.007847	63.9529
-2.12E-03	0.1914	3.83E-03	0	-102.0782	-41.5873	143.6496	0	-1.59E-02	0.009172	67.2185
-2.36E-03	0.2005	4.52E-03	0	-101.7042	-45.0217	146.6607	0	-6.51E-02	0.0106	68.4256
-2.59E-03	0.209	5.28E-03	0	-100.4968	-48.2765	148.756	0	-1.72E-02	0.0121	69.2344
-2.87E-03	0.214	6.06E-03	0	-100.4232	-50.3474	150.7627	0	-7.89E-03	0.0138	69.8039
-3.22E-03	0.2146	6.83E-03	0	-101.8817	-50.576	152.4516	0	-6.15E-03	0.0155	69.9575
-3.62E-03	0.214	7.63E-03	0	-103.0988	-50.9812	154.0768	0	-3.13E-03	0.0173	70.0048
-4.04E-03	0.2129	8.46E-03	0	-103.3674	-51.4984	154.8564	0	-9.33E-03	0.0193	69.7815
-4.66E-03	0.2041	9.16E-03	0	-101.4687	-53.411	154.8564	0	-2.33E-02	0.0213	68.3732

Curvature	Moment	Moment	Area b/w
5.15E-03	53.2475	53.2475	0
5.50E-03	56.067	56.924	1.52E-04
6.57E-03	60.3979	67.9939	4.52E-03
6.62E-03	60.6035	67.9939	3.81E-04
7.85E-03	63.9529	67.9939	6.99E-03
9.17E-03	67.2185	67.9939	3.19E-03
0.0106	68.4256	67.9939	2.45E-04
0.0121	69.2344	67.9939	-1.28E-03
0.0138	69.8039	67.9939	-2.49E-03
0.0155	69.9575	67.9939	-3.27E-03
0.0173	70.0048	67.9939	-3.65E-03
0.0193	69.7815	67.9939	-3.68E-03
0.0213	68.3732	67.9939	-2.21E-03
		SUM=	-1.08E-03

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Tonf, m, C

Axial Load = 0

Moment Angle = 0



VCH-1.25X.30

Results For Exact-Integration

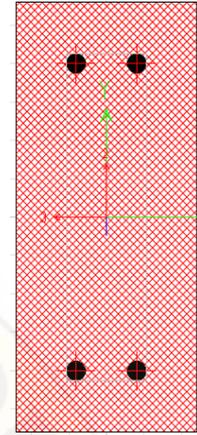
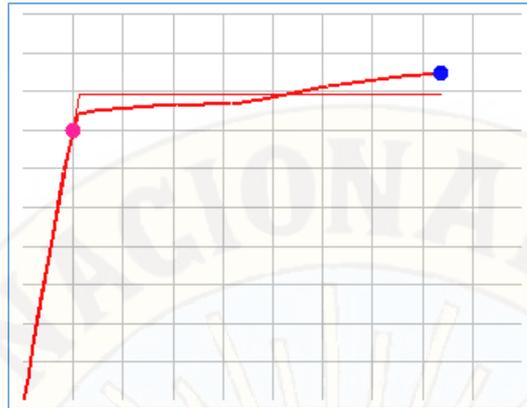
fy(Initial) = 0.0219
 My = 2.1105
 fy(Idealized) = 0.0233
 Mp = 2.2483
 lcrack = 4.400E-05
 fconcrete = 0.1008
 Mconcrete = 2.1817
 fsteel = N/A

Concrete Strain	Neutral Axis	Steel Strain	Tendon Strain	Concrete Compression	Steel Compression	Steel Tension	Prestress Force	Net Force	Curvature	Moment
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
-5.19E-05	0.0462	9.32E-05	0	-0.7321	-0.0324	0.76	0	-4.49E-03	0.0009646	0.1001
-1.29E-04	0.0464	2.33E-04	0	-1.8223	-0.0787	1.9023	0	1.34E-03	0.002411	0.2497
-2.33E-04	0.0464	4.20E-04	0	-3.2811	-0.1419	3.4238	0	8.05E-04	0.004341	0.4495
-3.62E-04	0.0464	6.53E-04	0	-5.1044	-0.221	5.3258	0	3.58E-04	0.006752	0.6992
-5.20E-04	0.0461	9.31E-04	0	-7.2495	-0.3337	7.5901	0	6.92E-03	0.009646	0.9935
-7.09E-04	0.0456	1.25E-03	0	-9.6769	-0.5066	10.1906	0	7.08E-03	0.013	1.3282
-9.30E-04	0.0449	1.61E-03	0	-12.3624	-0.7526	13.1142	0	-8.28E-04	0.0169	1.7009
-1.19E-03	0.0439	2.00E-03	0	-15.1899	-1.1214	16.3111	0	-2.80E-04	0.0212	2.0984
-1.39E-03	0.0466	2.53E-03	0	-16.0825	-0.7936	16.8736	0	-2.52E-03	0.026	2.1907
-1.59E-03	0.0493	3.13E-03	0	-16.6129	-0.2631	16.8736	0	-2.37E-03	0.0313	2.2157
-1.81E-03	0.0513	3.77E-03	0	-17.1474	0	17.1471	0	-2.80E-04	0.0371	2.2369
-2.06E-03	0.0526	4.47E-03	0	-17.6674	0	17.6669	0	-4.77E-04	0.0434	2.2546
-2.33E-03	0.0535	5.21E-03	0	-18.1527	0	18.1523	0	-4.06E-04	0.0502	2.2677
-2.64E-03	0.054	5.99E-03	0	-18.5831	0	18.5828	0	-3.53E-04	0.0574	2.2757
-2.98E-03	0.0543	6.81E-03	0	-18.9399	0	18.9396	0	-2.78E-04	0.0651	2.2786
-3.35E-03	0.0543	7.67E-03	0	-19.2082	0	19.208	0	-2.05E-04	0.0733	2.2762
-3.76E-03	0.0541	8.57E-03	0	-19.3787	0	19.381	0	2.34E-03	0.082	2.2687
-4.23E-03	0.0536	9.48E-03	0	-19.2926	0	19.2924	0	-1.80E-04	0.0912	2.2454
-4.82E-03	0.0522	1.03E-02	0	-18.4649	0	18.4637	0	-1.11E-03	0.1008	2.1817

Curvature	Moment	Moment	Area b/w
2.19E-02	2.1105	2.1105	0
2.33E-02	2.1378	2.2483	7.89E-05
2.60E-02	2.1907	2.2483	2.32E-04
3.13E-02	2.2157	2.2483	2.39E-04
3.71E-02	2.2369	2.2483	1.27E-04
4.34E-02	2.2546	2.2483	1.61E-05
0.0502	2.2677	2.2483	-8.67E-05
0.0574	2.2757	2.2483	-1.69E-04
0.0651	2.2786	2.2483	-2.23E-04
0.0733	2.2762	2.2483	-2.38E-04
0.082	2.2687	2.2483	-2.10E-04
0.0912	2.2454	2.2483	-8.00E-05
0.1008	2.1817	2.2483	3.36E-04
		Sum=	2.36E-05

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Tonf, m, C

Axial Load = 0
Moment Angle = 0



VCH2-15X35

Results For Exact-Integration

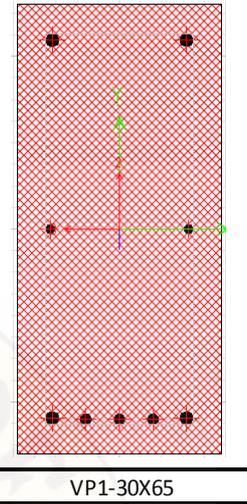
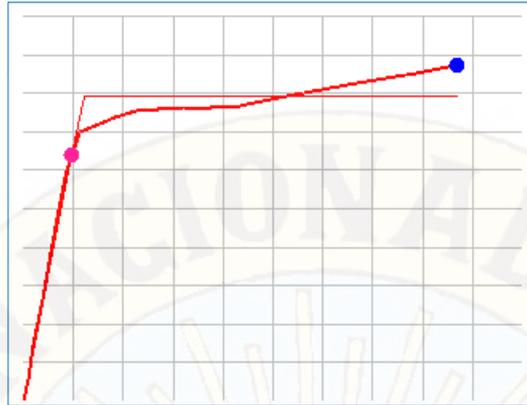
fy(Initial) = 9.999E-03
My = 4.1953
fy(Idealized) = 0.0113
Mp = 4.7512
lcrack = 1.911E-04
fconcrete = 0.0838
Mconcrete = 5.0919
fsteel = N/A

Concrete Strain	Neutral Axis	Steel Strain	Tendon Strain	Concrete Compression	Steel Compression	Steel Tension	Prestress Force	Net Force	Curvature	Moment
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
-7.48E-05	0.0817	1.66E-04	0	-1.076	-0.2857	1.354	0	-7.66E-03	0.0008019	0.3609
-1.87E-04	0.0819	4.16E-04	0	-2.6764	-0.7104	3.389	0	2.18E-03	0.002005	0.9006
-3.36E-04	0.0819	7.48E-04	0	-4.8193	-1.2793	6.0996	0	1.06E-03	0.003609	1.6213
-5.25E-04	0.0814	1.16E-03	0	-7.4555	-2.0112	9.4671	0	4.52E-04	0.005613	2.5123
-7.59E-04	0.0803	1.65E-03	0	-10.5019	-2.9464	13.4513	0	2.96E-03	0.008019	3.5584
-1.01E-03	0.0819	2.24E-03	0	-13.0419	-3.8342	16.8736	0	-2.46E-03	0.0108	4.4612
-1.17E-03	0.0918	3.05E-03	0	-13.0387	-3.8415	16.8736	0	-6.53E-03	0.014	4.5028
-1.34E-03	0.0991	3.96E-03	0	-13.0959	-3.7838	16.8736	0	-6.11E-03	0.0176	4.5327
-1.53E-03	0.1045	4.98E-03	0	-13.1967	-3.6804	16.8736	0	-3.50E-03	0.0217	4.5549
-1.73E-03	0.1087	6.10E-03	0	-13.3277	-3.549	16.8736	0	-3.03E-03	0.0261	4.572
-1.95E-03	0.1118	7.32E-03	0	-13.466	-3.4095	16.8736	0	-1.87E-03	0.0309	4.5844
-2.19E-03	0.1142	8.65E-03	0	-13.5961	-3.279	16.8736	0	-1.47E-03	0.0361	4.5926
-2.46E-03	0.116	1.01E-02	0	-13.7102	-3.1793	16.889	0	-4.20E-04	0.0417	4.6011
-2.78E-03	0.1168	1.16E-02	0	-13.923	-3.3182	17.2406	0	-6.35E-04	0.0477	4.6906
-3.12E-03	0.1173	1.31E-02	0	-14.066	-3.5478	17.6133	0	-5.75E-04	0.0541	4.7814
-3.50E-03	0.1176	1.48E-02	0	-14.1319	-3.8751	18.0068	0	-1.56E-04	0.0609	4.8738
-3.91E-03	0.1176	1.66E-02	0	-14.1152	-4.3114	18.4209	0	-5.73E-03	0.0682	4.9686
-4.39E-03	0.1171	1.84E-02	0	-13.7548	-5.0941	18.8487	0	-1.94E-04	0.0758	5.0458
-4.96E-03	0.1158	2.02E-02	0	-12.7728	-6.5127	19.2818	0	-3.63E-03	0.0838	5.0919

Curvature	Moment	Moment	Area b/w
1.00E-02	4.1953	4.1953	0
1.08E-02	4.4612	4.5421	3.35E-05
1.13E-02	4.4676	4.7512	9.08E-05
1.40E-02	4.5028	4.7512	7.21E-04
1.76E-02	4.5327	4.7512	8.43E-04
2.17E-02	4.5549	4.7512	8.32E-04
0.0261	4.572	4.7512	8.28E-04
0.0309	4.5844	4.7512	8.32E-04
0.0361	4.5926	4.7512	8.48E-04
0.0417	4.6011	4.7512	8.66E-04
0.0477	4.6906	4.7512	6.34E-04
0.0541	4.7814	4.7512	9.73E-05
0.0609	4.8738	4.7512	-5.21E-04
0.0682	4.9686	4.7512	-1.23E-03
0.0758	5.0458	4.7512	-1.95E-03
0.0838	5.0919	4.7512	-2.55E-03
		Sum=	3.79E-04

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Tonf, m, C

Axial Load = 0
Moment Angle = 0



Results For Exact-Integration

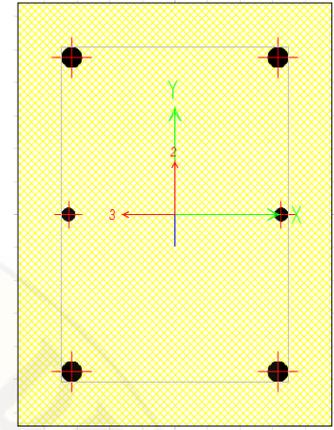
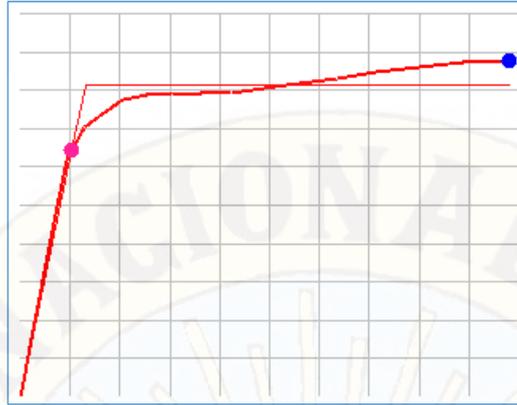
fy(Initial) = 4.844E-03
My = 25.5373
fy(Idealized) = 6.015E-03
Mp = 31.7058
lcrack = 2.402E-03
fconcrete = 0.0434
Mconcrete = 34.8835
fsteel = N/A

Concrete Strain	Neutral Axis	Steel Strain	Tendon Strain	Concrete Compression	Steel Compression	Steel Tension	Prestress Force	Net Force	Curvature	Moment
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
-7.27E-05	0.1499	1.77E-04	0	-3.9702	-0.5956	4.5248	0	-4.09E-02	0.0004153	2.3737
-1.81E-04	0.1506	4.42E-04	0	-9.8447	-1.4804	11.3335	0	8.36E-03	0.001038	5.9177
-3.26E-04	0.1506	7.96E-04	0	-17.7281	-2.6656	20.3984	0	4.70E-03	0.001869	10.6533
-5.10E-04	0.1497	1.24E-03	0	-27.4853	-4.1741	31.6615	0	2.01E-03	0.002907	16.5162
-7.37E-04	0.1475	1.76E-03	0	-38.8725	-6.0712	44.959	0	1.53E-02	0.004153	23.3907
-9.52E-04	0.1552	2.41E-03	0	-46.1473	-7.6978	53.8377	0	-7.43E-03	0.005607	27.9039
-1.12E-03	0.1712	3.25E-03	0	-47.2036	-8.6264	55.8086	0	-2.15E-02	0.007268	28.6699
-1.30E-03	0.183	4.19E-03	0	-48.4774	-9.6018	58.0574	0	-2.18E-02	0.009137	29.4478
-1.49E-03	0.1921	5.24E-03	0	-49.5424	-10.6063	60.1464	0	-2.32E-03	0.0112	30.134
-1.66E-03	0.2017	6.44E-03	0	-48.9055	-11.2575	60.1464	0	-1.67E-02	0.0135	30.2754
-1.85E-03	0.2095	7.75E-03	0	-48.2623	-11.8964	60.1464	0	-1.24E-02	0.016	30.375
-2.04E-03	0.2159	9.18E-03	0	-47.6283	-12.5275	60.1464	0	-9.51E-03	0.0187	30.4498
-2.26E-03	0.2205	1.07E-02	0	-47.319	-13.3086	60.6234	0	-4.23E-03	0.0216	30.7545
-2.50E-03	0.2237	1.23E-02	0	-47.4042	-14.3375	61.7381	0	-3.70E-03	0.0247	31.3824
-2.78E-03	0.226	1.41E-02	0	-47.4283	-15.4962	62.9234	0	-1.05E-03	0.028	32.0331
-3.07E-03	0.2278	1.59E-02	0	-47.3752	-16.8062	64.1782	0	-3.26E-03	0.0316	32.7098
-3.39E-03	0.2291	1.78E-02	0	-47.224	-18.2733	65.502	0	4.73E-03	0.0353	33.4105
-3.73E-03	0.2299	1.98E-02	0	-46.9854	-19.9148	66.8938	0	-6.32E-03	0.0392	34.1445
-4.11E-03	0.2302	2.19E-02	0	-46.4784	-21.8912	68.3441	0	-2.55E-02	0.0434	34.8835

Curvature	Moment	Moment	Area b/w
4.84E-03	25.5373	25.5373	0
5.61E-03	27.9039	29.5553	6.29E-04
6.02E-03	28.092	31.7058	1.07E-03
7.27E-03	28.6699	31.7058	4.17E-03
9.14E-03	29.4478	31.7058	4.95E-03
1.12E-02	30.134	31.7058	3.98E-03
0.0135	30.2754	31.7058	3.43E-03
0.016	30.375	31.7058	3.44E-03
0.0187	30.4498	31.7058	3.49E-03
0.0216	30.7545	31.7058	3.21E-03
0.0247	31.3824	31.7058	1.99E-03
0.028	32.0331	31.7058	-6.76E-06
0.0316	32.7098	31.7058	-2.35E-03
0.0353	33.4105	31.7058	-5.06E-03
0.0392	34.1445	31.7058	-8.17E-03
0.0434	34.8835	31.7058	-1.17E-02
		Sum=	3.09E-03

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Tonf, m, C

Axial Load = 0
Moment Angle = 0



VP2-30X40

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 8.207E-03
My = 7.7139
fy(Idealized) = 0.0104
Mp = 9.7833
Icrack = 4.282E-04
fconcrete = 0.0784
Mconcrete = 10.5104
fsteeel = N/A

Concrete Strain	Neutral Axis	Steel Strain	Tendon Strain	Concrete Compression	Steel Compression	Steel Tension	Prestress Force	Net Force	Curvature	Moment
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
-7.28E-05	0.1029	1.89E-04	0	-2.1979	-0.3983	2.592	0	-4.26E-03	0.0007502	0.7537
-1.82E-04	0.103	4.72E-04	0	-5.4806	-0.9932	6.4838	0	1.01E-02	0.001876	1.882
-3.28E-04	0.103	8.50E-04	0	-9.8745	-1.7895	11.6683	0	4.30E-03	0.003376	3.3891
-5.12E-04	0.1025	1.32E-03	0	-15.2984	-2.8107	18.1114	0	2.32E-03	0.005252	5.2543
-7.40E-04	0.1014	1.88E-03	0	-21.5831	-4.1186	25.723	0	2.13E-02	0.007502	7.4403
-9.39E-04	0.1073	2.59E-03	0	-24.8083	-4.863	29.6677	0	-3.62E-03	0.0101	8.4599
-1.13E-03	0.114	3.45E-03	0	-26.543	-5.2886	31.8234	0	-8.23E-03	0.0131	8.8645
-1.35E-03	0.1185	4.41E-03	0	-28.4542	-5.7925	34.2371	0	-9.54E-03	0.0165	9.2943
-1.54E-03	0.1238	5.52E-03	0	-28.9752	-5.8627	34.8359	0	-1.94E-03	0.0203	9.4351
-1.75E-03	0.1284	6.76E-03	0	-29.1041	-5.7407	34.8359	0	-8.90E-03	0.0244	9.4745
-1.96E-03	0.132	8.11E-03	0	-29.2462	-5.5955	34.8359	0	-5.75E-03	0.0289	9.5015
-2.20E-03	0.1348	9.57E-03	0	-29.3821	-5.4582	34.8359	0	-4.48E-03	0.0338	9.5192
-2.48E-03	0.1366	1.11E-02	0	-29.7012	-5.5157	35.2147	0	-2.29E-03	0.039	9.6418
-2.78E-03	0.1377	1.28E-02	0	-30.0253	-5.7455	35.7684	0	-2.32E-03	0.0446	9.8084
-3.12E-03	0.1383	1.45E-02	0	-30.2433	-6.114	36.3555	0	-1.82E-03	0.0506	9.9764
-3.49E-03	0.1387	1.64E-02	0	-30.3369	-6.6387	36.9754	0	-1.46E-04	0.057	10.1464
-3.90E-03	0.1388	1.83E-02	0	-30.291	-7.3383	37.6277	0	-1.61E-03	0.0638	10.3192
-4.38E-03	0.1382	2.03E-02	0	-29.6169	-8.681	38.2987	0	7.71E-04	0.0709	10.4524
-5.01E-03	0.1361	2.23E-02	0	-27.6218	-11.4659	39.0678	0	-2.00E-02	0.0784	10.5104

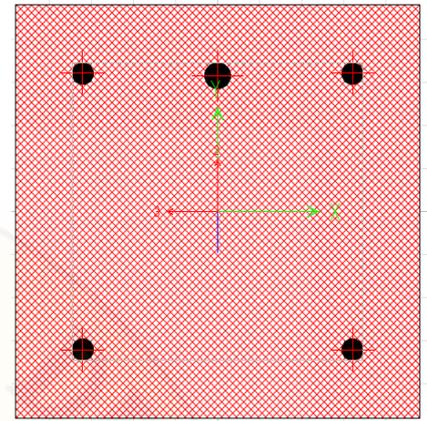
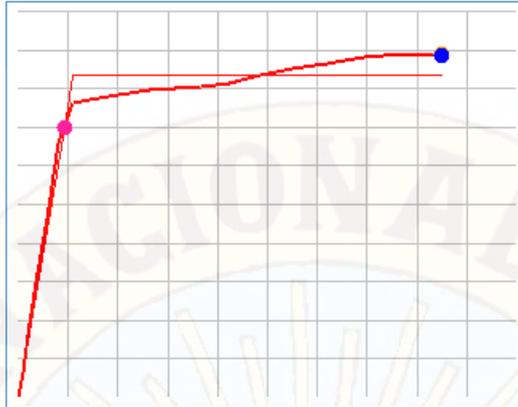
Curvature	Moment	Moment	Area b/w
8.21E-03	7.7139	7.7139	0
1.01E-02	8.4599	9.5196	1.02E-03
1.04E-02	8.4977	9.7833	3.29E-04
1.31E-02	8.8645	9.7833	3.00E-03
1.65E-02	9.2943	9.7833	2.38E-03
2.03E-02	9.4351	9.7833	1.57E-03
0.0244	9.4745	9.7833	1.36E-03
0.0289	9.5015	9.7833	1.33E-03
0.0338	9.5192	9.7833	1.33E-03
0.039	9.6418	9.7833	1.07E-03
0.0446	9.8084	9.7833	3.27E-04
0.0506	9.9764	9.7833	-6.55E-04
0.057	10.1464	9.7833	-1.77E-03
0.0638	10.3192	9.7833	-3.04E-03
0.0709	10.4524	9.7833	-4.29E-03
0.0784	10.5104	9.7833	-5.24E-03
		Sum=	-1.29E-03

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Tonf, m, C

Axial Load = 0
Moment Angle = 0

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 0.0111
My = 3.5009
fy(Idealized) = 0.0132
Mp = 4.1651
lcrack = 1.438E-04
fconcrete = 0.102
Mconcrete = 4.4352
fsteeel = N/A



VS1-30X30

Concrete Strain	Neutral Axis	Steel Strain	Tendon Strain	Concrete Compression	Steel Compression	Steel Tension	Prestress Force	Net Force	Curvature	Moment
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
-6.34E-05	0.0851	1.81E-04	0	-1.2822	-0.1992	1.4761	0	-5.28E-03	0.0009761	0.3332
-1.58E-04	0.0852	4.53E-04	0	-3.1896	-0.4923	3.6936	0	1.17E-02	0.00244	0.8308
-2.85E-04	0.0852	8.15E-04	0	-5.7512	-0.8897	6.6464	0	5.48E-03	0.004392	1.4968
-4.44E-04	0.0851	1.27E-03	0	-8.938	-1.3929	10.3336	0	2.70E-03	0.006833	2.3268
-6.40E-04	0.0844	1.80E-03	0	-12.6308	-2.0783	14.7106	0	1.54E-03	0.009761	3.3026
-8.14E-04	0.0882	2.49E-03	0	-14.7672	-2.108	16.8736	0	-1.57E-03	0.0132	3.8121
-9.60E-04	0.0938	3.32E-03	0	-15.4714	-1.4088	16.8736	0	-6.51E-03	0.0171	3.857
-1.12E-03	0.0978	4.25E-03	0	-16.2966	-0.5817	16.8736	0	-4.69E-03	0.0215	3.898
-1.30E-03	0.1006	5.30E-03	0	-17.2033	0	17.2024	0	-9.98E-04	0.0264	3.9373
-1.51E-03	0.1025	6.44E-03	0	-18.1264	0	18.1254	0	-9.79E-04	0.0317	3.9739
-1.73E-03	0.1039	7.68E-03	0	-19.0595	0	19.0585	0	-1.01E-03	0.0376	4.0071
-1.99E-03	0.1047	9.01E-03	0	-19.9576	0	19.9571	0	-4.41E-04	0.0439	4.035
-2.28E-03	0.1052	1.04E-02	0	-20.8318	0	20.8318	0	-5.56E-05	0.0508	4.0778
-2.61E-03	0.1051	1.19E-02	0	-21.7049	0	21.7048	0	-7.95E-05	0.0581	4.1654
-2.98E-03	0.1048	1.35E-02	0	-22.4347	0	22.4186	0	-1.60E-02	0.0659	4.2502
-3.38E-03	0.1044	1.52E-02	0	-22.9843	0	22.9842	0	-1.39E-04	0.0742	4.3272
-3.83E-03	0.1039	1.69E-02	0	-23.3672	0	23.3603	0	-6.93E-03	0.083	4.4025
-4.33E-03	0.103	1.88E-02	0	-23.2317	0	23.2341	0	2.46E-03	0.0922	4.4498
-4.94E-03	0.1015	2.06E-02	0	-21.9614	0	21.9616	0	2.22E-04	0.102	4.4352

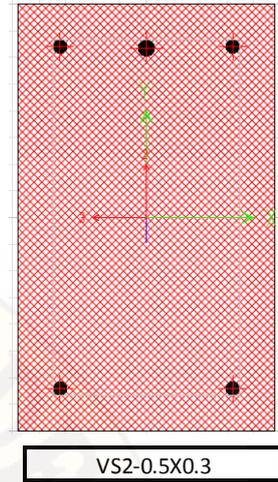
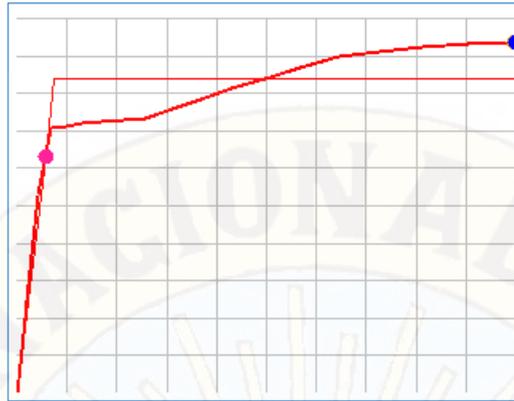
Curvature	Moment	Moment	Area b/w
1.11E-02	3.5009	3.5009	0
1.32E-02	3.8121	4.1595	3.63E-04
1.32E-02	3.8123	4.1651	6.17E-06
1.71E-02	3.857	4.1651	1.28E-03
2.15E-02	3.898	4.1651	1.26E-03
2.64E-02	3.9373	4.1651	1.21E-03
0.0317	3.9739	4.1651	1.13E-03
0.0376	4.0071	4.1651	1.02E-03
0.0439	4.035	4.1651	9.14E-04
0.0508	4.0778	4.1651	7.43E-04
0.0581	4.1654	4.1651	3.18E-04
0.0659	4.2502	4.1651	-3.33E-04
0.0742	4.3272	4.1651	-1.03E-03
0.083	4.4025	4.1651	-1.76E-03
0.0922	4.4498	4.1651	-2.42E-03
0.102	4.4352	4.1651	-2.71E-03
		Sum=	4.88E-06

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Tonf, m, C

Axial Load = 0
Moment Angle = 0

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 5.655E-03
My = 6.3025
fy(Idealized) = 7.518E-03
Mp = 8.3784
lcrack = 5.077E-04
fconcrete = 0.0998
Mconcrete = 9.3553
fsteel = N/A



Concrete Strain	Neutral Axis	Steel Strain	Tendon Strain	Concrete Compression	Steel Compression	Steel Tension	Prestress Force	Net Force	Curvature	Moment
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
-8.45E-05	0.1615	3.46E-04	0	-2.3163	-0.509	2.8183	0	-6.91E-03	0.000955	1.1782
-2.11E-04	0.1616	8.64E-04	0	-5.7787	-1.2693	7.0476	0	-3.78E-04	0.002388	2.9427
-3.80E-04	0.1616	1.56E-03	0	-10.3938	-2.2828	12.6869	0	1.03E-02	0.004298	5.295
-5.52E-04	0.1674	2.46E-03	0	-13.8567	-3.0125	16.8736	0	4.48E-03	0.006685	7.0669
-6.74E-04	0.1795	3.63E-03	0	-14.1843	-2.6932	16.8736	0	-3.87E-03	0.00955	7.1312
-8.03E-04	0.1877	5.00E-03	0	-14.7229	-2.1595	16.8736	0	-8.84E-03	0.0129	7.1847
-9.47E-04	0.1934	6.58E-03	0	-15.4075	-1.4784	16.8736	0	-1.24E-02	0.0167	7.2298
-1.11E-03	0.1974	8.36E-03	0	-16.2109	-0.672	16.8736	0	-9.30E-03	0.021	7.2701
-1.28E-03	0.2002	1.03E-02	0	-17.1522	-0.0243	17.1711	0	-5.35E-03	0.0258	7.3409
-1.50E-03	0.2018	1.25E-02	0	-18.3536	0	18.3527	0	-8.87E-04	0.031	7.5855
-1.74E-03	0.2027	1.48E-02	0	-19.5611	0	19.5602	0	-8.65E-04	0.0368	7.8448
-2.01E-03	0.2032	1.73E-02	0	-20.7191	0	20.7192	0	8.54E-05	0.043	8.1151
-2.32E-03	0.2034	2.00E-02	0	-21.7839	0	21.7842	0	3.37E-04	0.0497	8.3947
-2.66E-03	0.2032	2.29E-02	0	-22.7263	0	22.7058	0	-2.05E-02	0.0568	8.6867
-3.04E-03	0.2029	2.60E-02	0	-23.4897	0	23.486	0	-3.74E-03	0.0645	8.9785
-3.44E-03	0.2026	2.92E-02	0	-23.9318	0	23.904	0	-2.78E-02	0.0726	9.1072
-3.88E-03	0.2023	3.27E-02	0	-24.1922	0	24.1946	0	2.39E-03	0.0812	9.2244
-4.38E-03	0.2015	3.63E-02	0	-23.892	0	23.8878	0	-4.22E-03	0.0902	9.3209
-4.99E-03	0.2	4.00E-02	0	-22.4214	-0.2961	22.7168	0	-7.59E-04	0.0998	9.3553

Curvature	Moment	Moment	Area b/w
5.66E-03	6.3025	6.3025	0
6.69E-03	7.0669	7.4504	1.98E-04
7.52E-03	7.0856	8.3784	6.98E-04
9.55E-03	7.1312	8.3784	2.58E-03
1.29E-02	7.1847	8.3784	4.08E-03
1.67E-02	7.2298	8.3784	4.47E-03
0.021	7.2701	8.3784	4.85E-03
0.0258	7.3409	8.3784	5.12E-03
0.031	7.5855	8.3784	4.81E-03
0.0368	7.8448	8.3784	3.80E-03
0.043	8.1151	8.3784	2.47E-03
0.0497	8.3947	8.3784	8.26E-04
0.0568	8.6867	8.3784	-1.16E-03
0.0645	8.9785	8.3784	-3.47E-03
0.0726	9.1072	8.3784	-5.39E-03
0.0812	9.2244	8.3784	-6.77E-03
0.0902	9.3209	8.3784	-8.11E-03
0.0998	9.3553	8.3784	-9.17E-03
Sum=			-1.63E-04

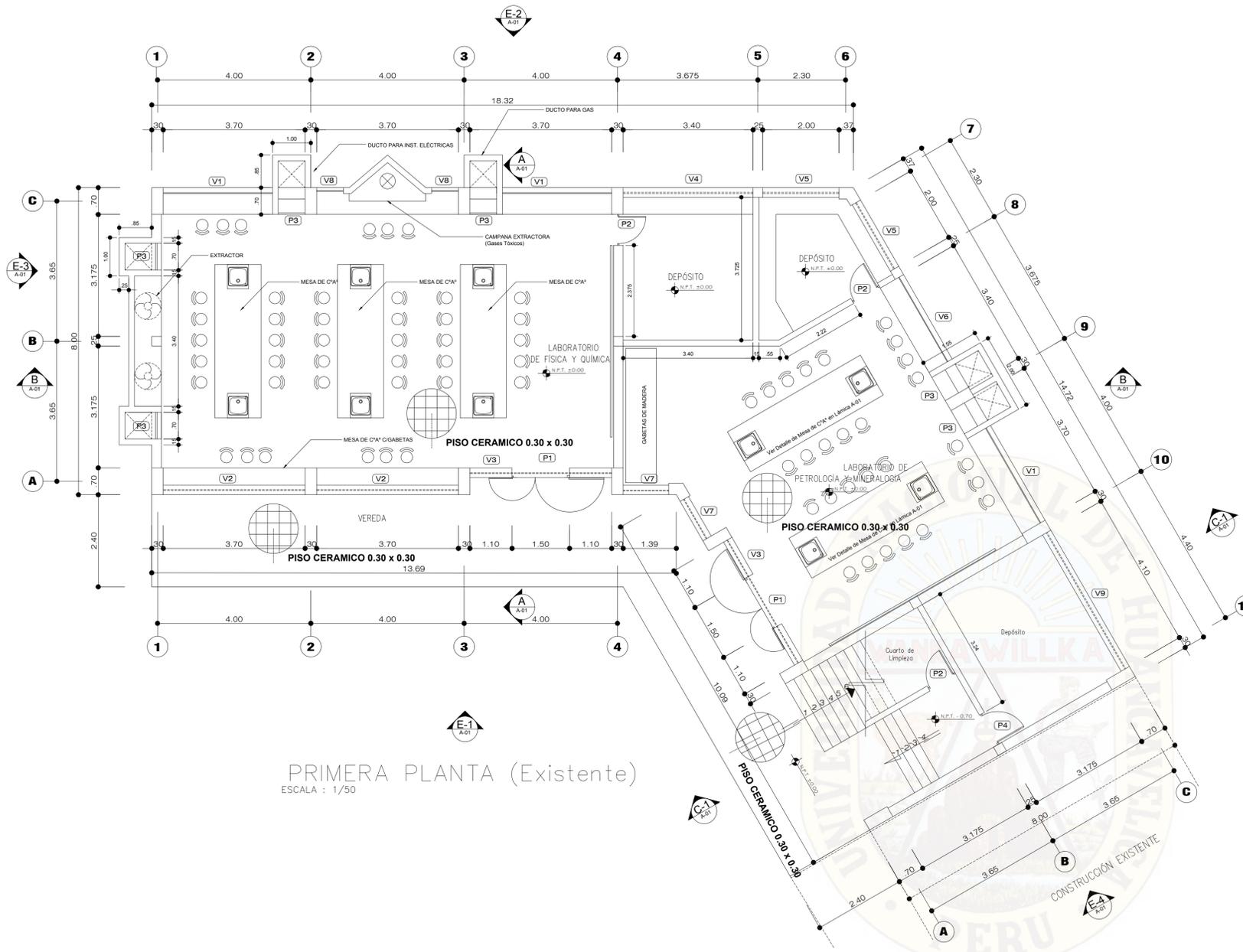


ANEXOS N°05
PLANOS DEL PROYECTO

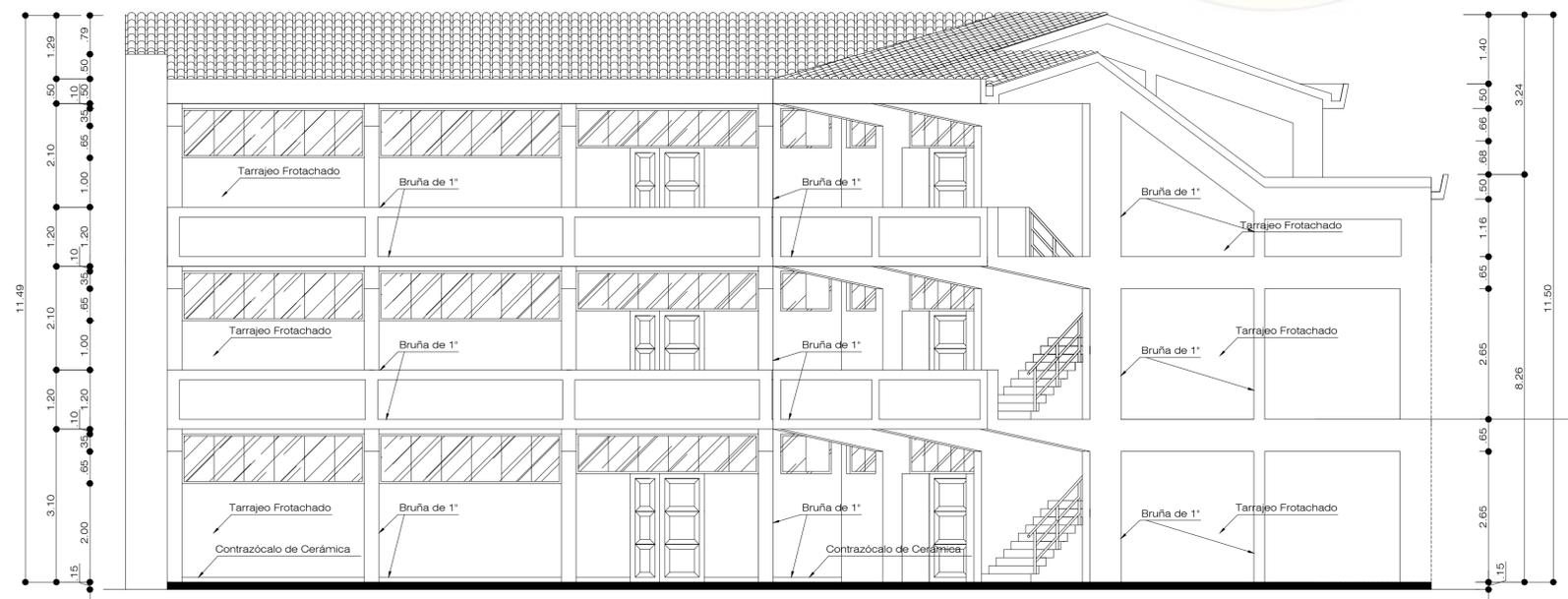
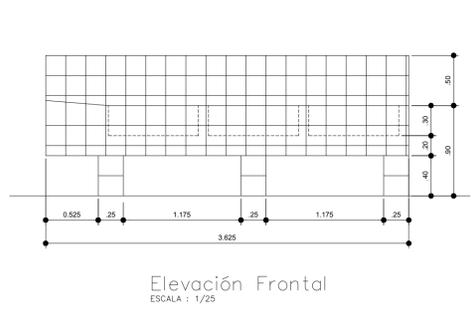
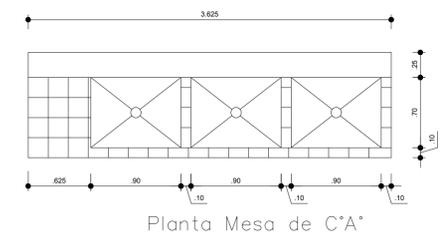
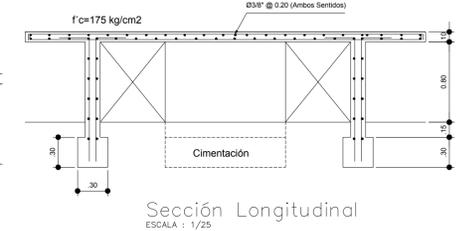
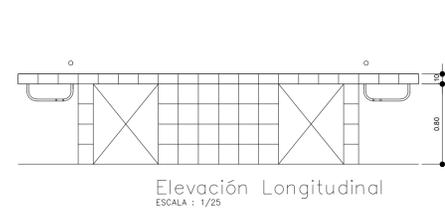
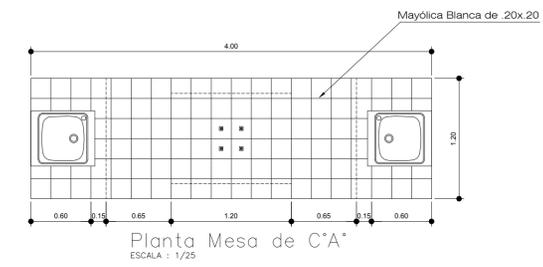


PLANO EXISTENTES

- **PLANO DE AQUITECTURA.**
- **PLANO DE ESTRUCTURA.**



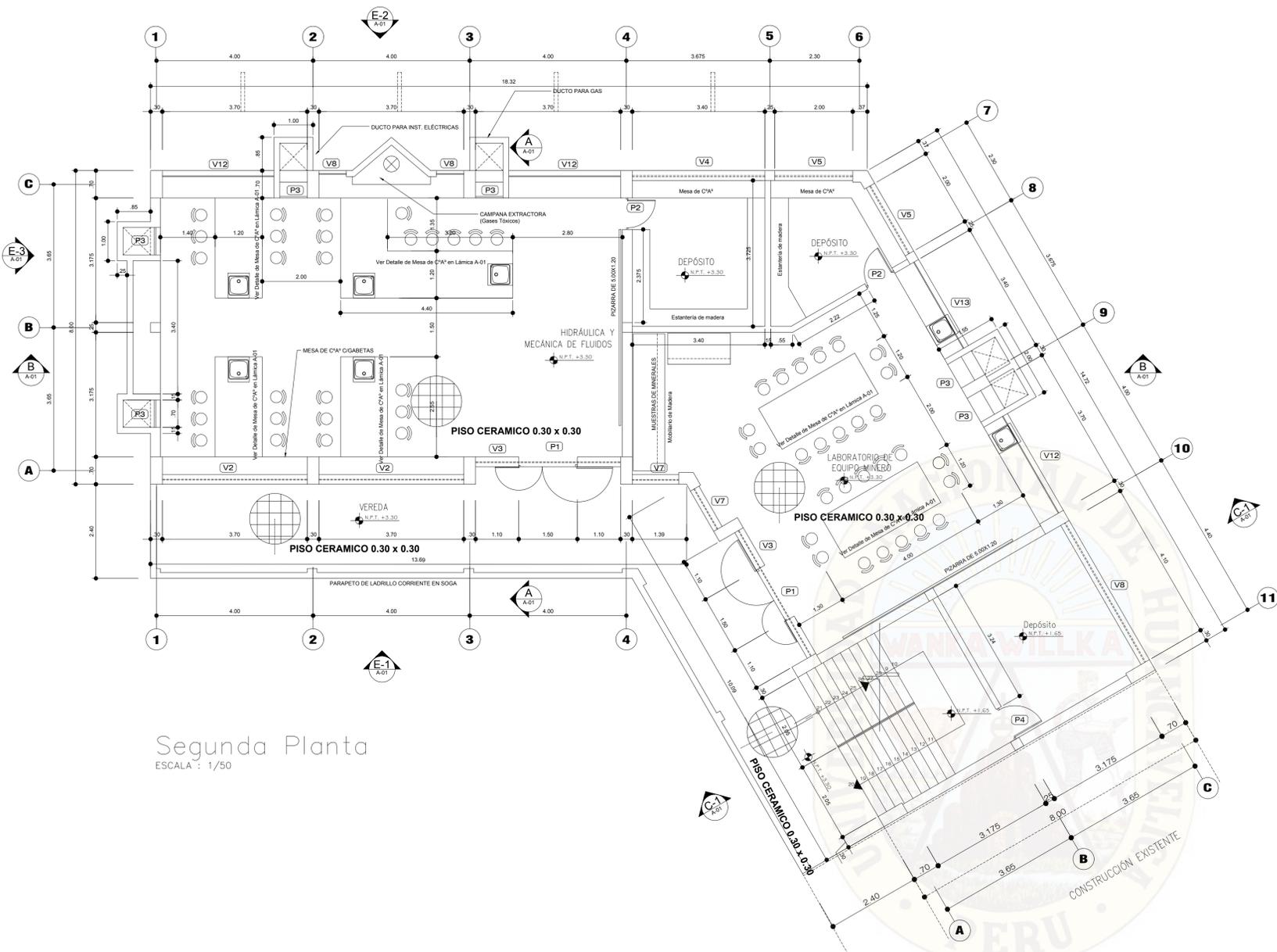
PRIMERA PLANTA (Existente)
ESCALA : 1/50



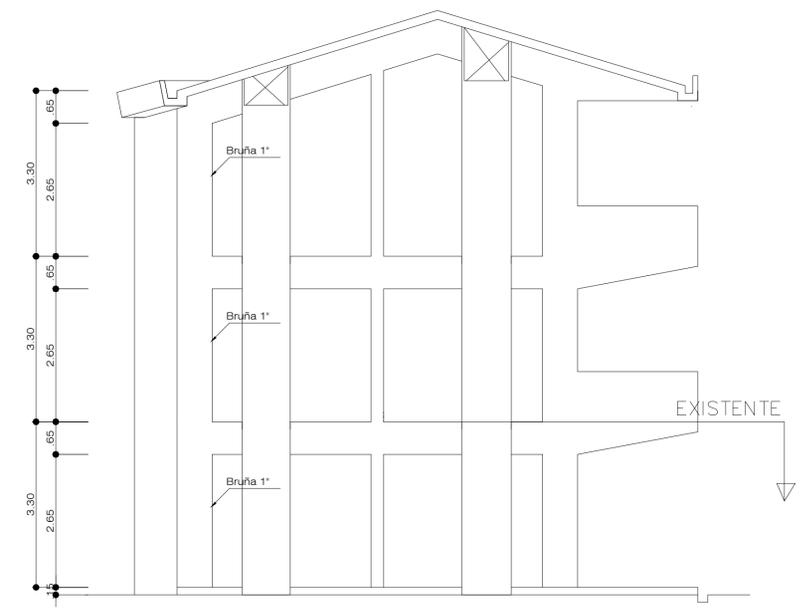
Elevación 1
ESCALA : 1/50

PROYECTO: REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DEL LABORATORIO DE LA FIMCA

UBICAC./ LOCALIZ. LUGAR: SANTA ROSA	PLANO: ARQUITECTURA EXISTENTE Planta, Elev. Cortes y Det.	ESCALA: INDICADA	LAMINA N° A-01
DIST.: LIRCAY	PROYECTISTA: UNIVERSIDAD NACIONAL DE HUANCAYELICA	FECHA: DICIEMBRE-2017	
PROV.: ANGARAES	DISEÑO: B/Ing. F.A.G.D. Y V.L.O.N.		
DPTO.: HVCA. - PERU			



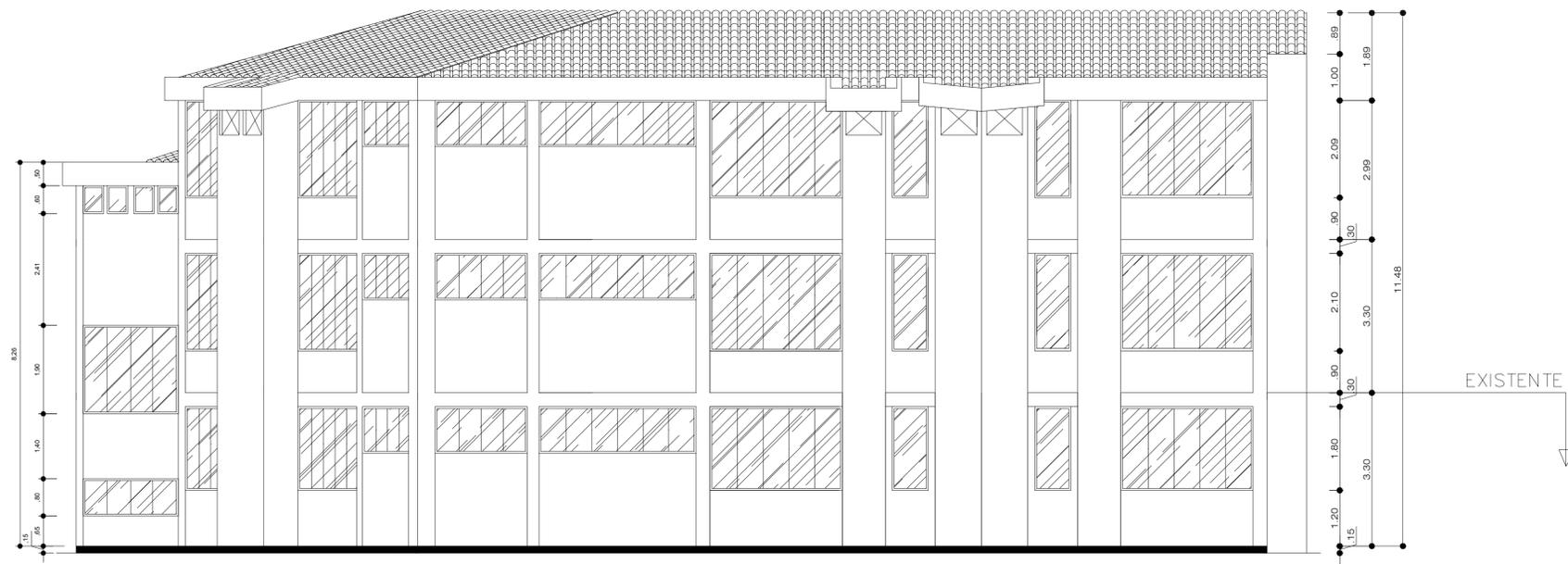
Segunda Planta
ESCALA : 1/50



Elevación 3
ESCALA : 1/50

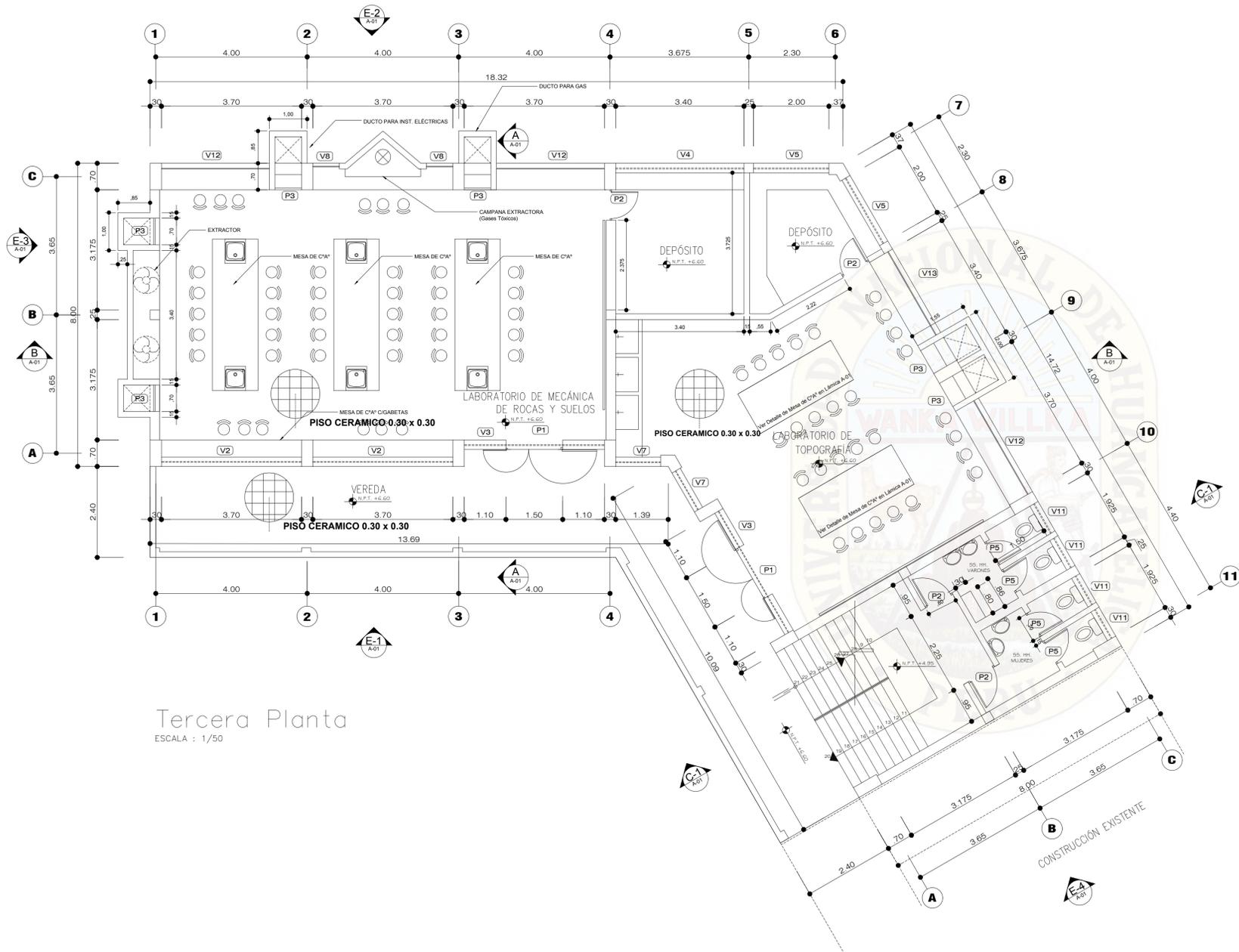


Elevación 4
ESCALA : 1/50

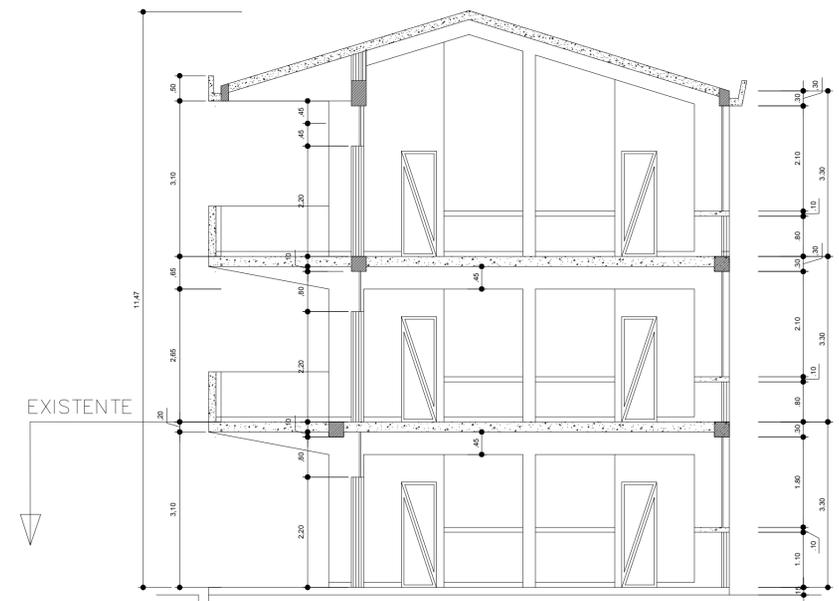


Elevación 2
ESCALA : 1/50

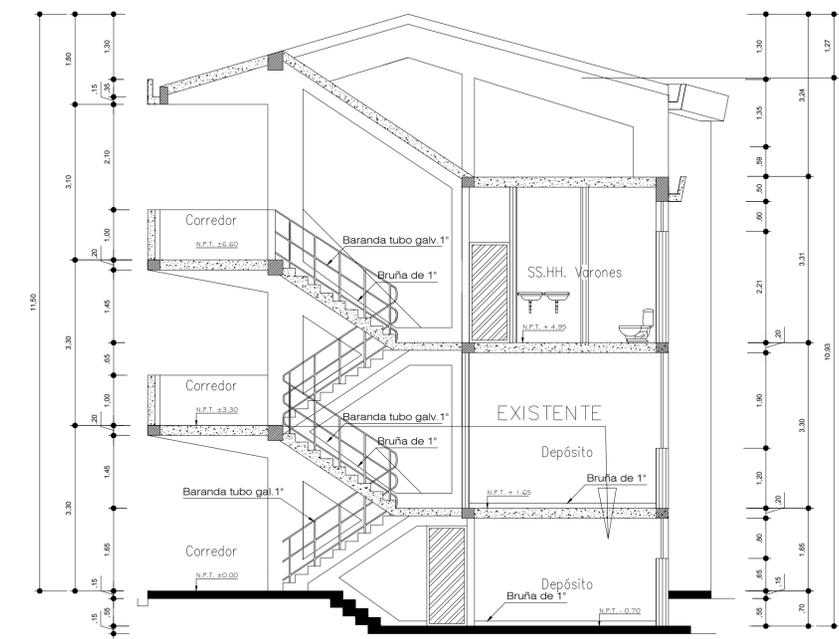
PROYECTO: REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DEL LABORATORIO DE LA FIMCA			
UBICAC/ LOCALIZ. LUGAR: SANTA ROSA DIST.: LIRCAY PROV.: ANGARAE DPTO.: HVCA. - PERU	PLANO: ARQUITECTURA EXISTENTE Planta, Elevación PROYECTISTA: UNIVERSIDAD NACIONAL DE HUANCAYELCA DISEÑO: B/Ing. F.A.G.D. Y V.L.O.N.	ESCALA: INDICADA FECHA: DICIEMBRE-2017	LAMINA N° A-02



Tercera Planta
ESCALA : 1/50



Corte A-A
ESCALA : 1/50



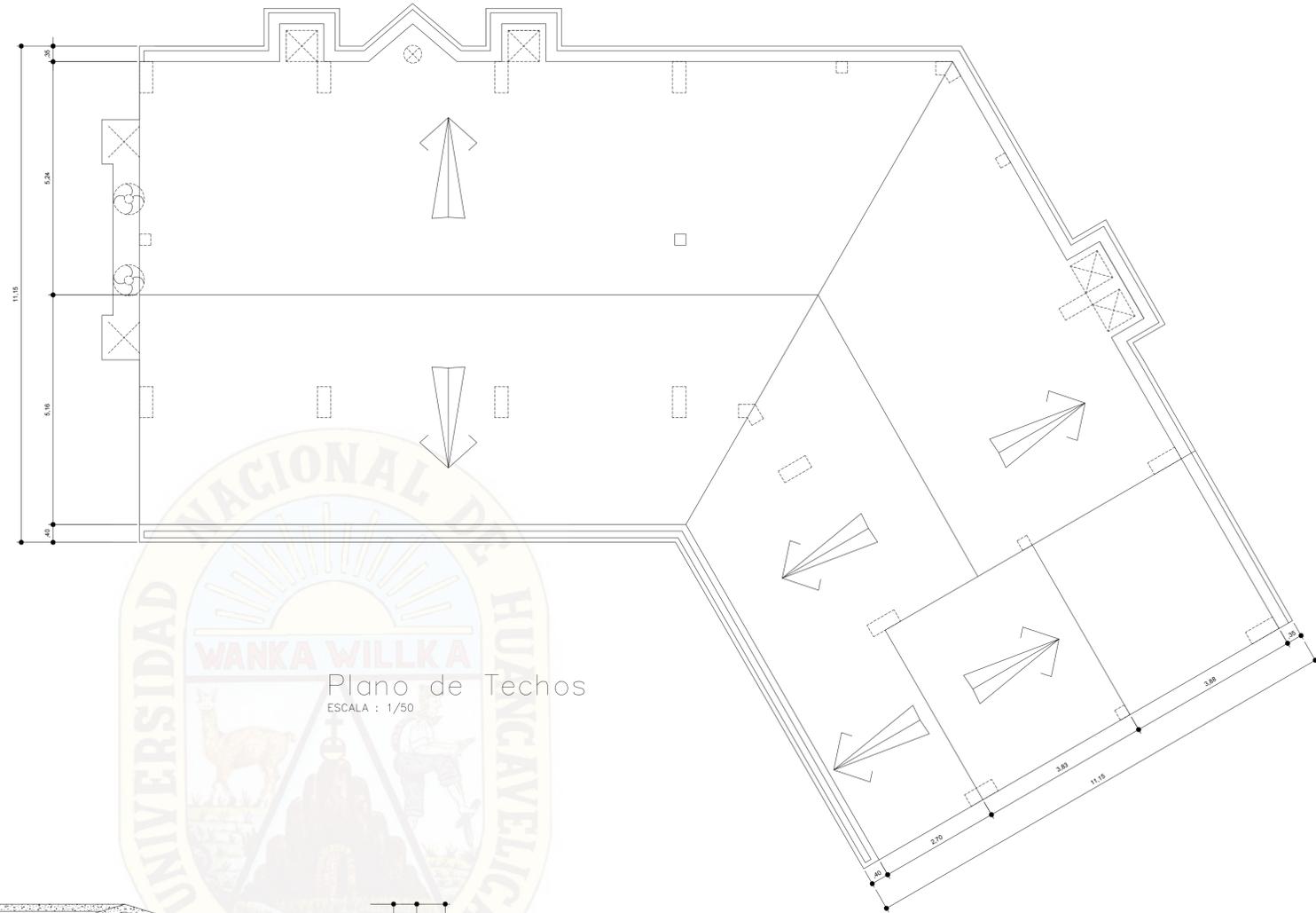
Corte C-C
ESCALA : 1/50

PROYECTO: REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DEL LABORATORIO DE LA FIMCA			
UBICAC./ LOCALIZ. LUGAR: SANTA ROSA DIST.: LIRCAY PROV.: ANGARAE DPTO.: HVCA. - PERU	PLANO: ARQUITECTURA EXISTENTE Planta, Cortes PROYECTISTA: UNIVERSIDAD NACIONAL DE HUANCAYELICA DISEÑO: B/Ing. F.A.G.D. Y V.L.O.N.	ESCALA: INDICADA FECHA: DICIEMBRE-2017	LAMINA N° A-03

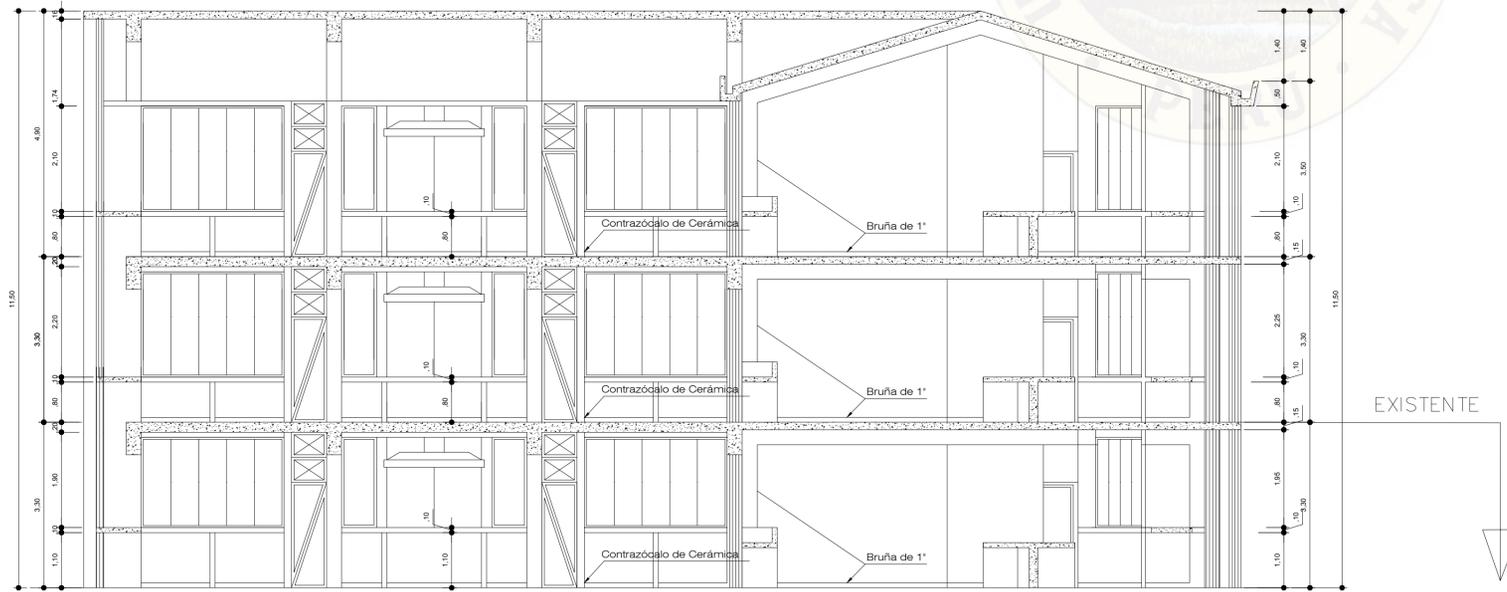
Cuadro de Acabados						
AMBIENTES	PISOS	CELO RASO	PINTURA	CARP. MADERA	VIDRIOS	OTROS
LABORATORIO 1 (FÍSICA - QUÍMICA)	PISO CERAMICO VERIFICADO (Tipo 4 - Antideslizante exterior) modelo premium 40 x 40	Tamper Protection	Latax Madera	Puertas de Madera Torneo	Vidrio templado	

CUADRO DE VENTANAS					
TIPO	ANCHO	ALTO	ALFEIZER	DESCRIPCION	CANT.
V-1	3.70	1.80	1.80	BRONCE TEMPLADO	03
V-2	2.70	1.00	2.00	BRONCE TEMPLADO	06
V-3	3.70	0.80	2.20	BRONCE TEMPLADO	03
V-4	3.40	1.00	2.00	BRONCE TEMPLADO	03
V-5	2.00	1.00	2.00	BRONCE TEMPLADO	06
V-6	2.54	1.80	1.80	BRONCE TEMPLADO	01
V-7	1.39	0.80	2.20	BRONCE TEMPLADO	06
V-8	0.70	1.80	1.20	BRONCE TEMPLADO	06
V-9	4.10	0.80	1.35	BRONCE TEMPLADO	01
V-10	4.10	1.20	1.90	BRONCE TEMPLADO	01
V-11	0.45	0.60	2.21	BRONCE TEMPLADO	04
V-12	3.70	2.10	1.50	BRONCE TEMPLADO	04
V-13	2.54	2.10	1.50	BRONCE TEMPLADO	02
TOTAL					46

CUADRO DE PUERTAS				
TIPO	ANCHO	ALTO	DESCRIPCION	CANT.
P-1	1.50	2.20	MADERA APANELADA	06
P-2	0.80	2.10	MADERA APANELADA	09
P-3	0.70	3.10	MADERA APANELADA	18
P-4	0.90	2.00	MADERA APANELADA	02
P-5	0.70	2.20	MADERA APANELADA	04
TOTAL				39

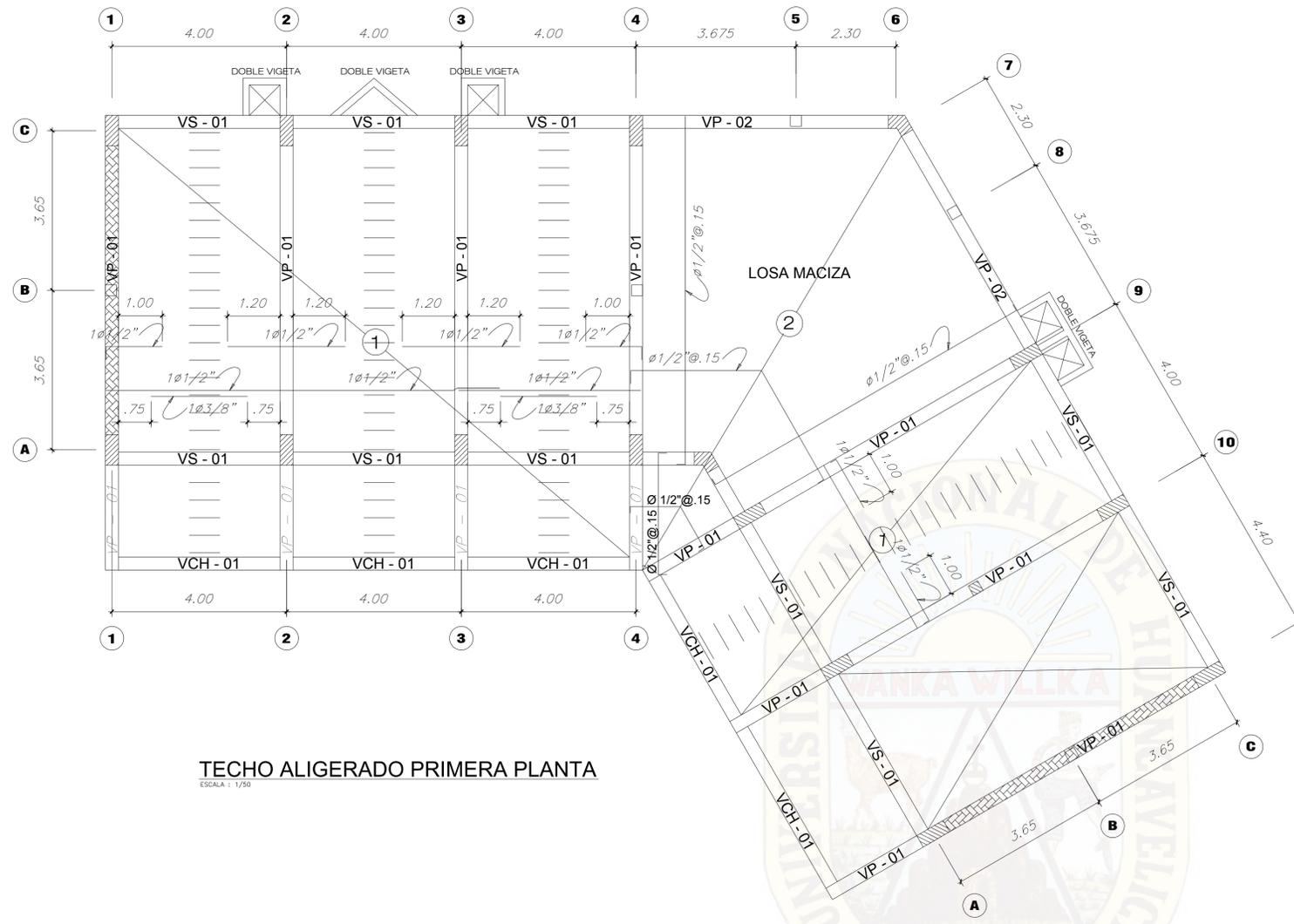


Plano de Techos
ESCALA : 1/50

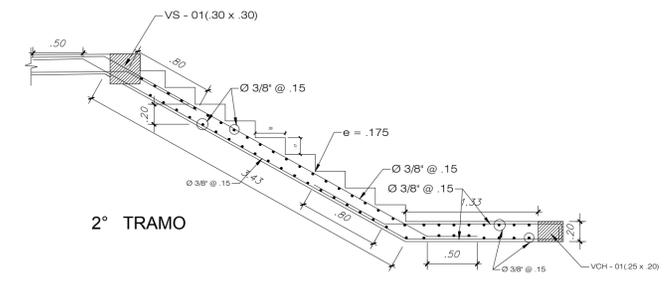


CORTE B-B
ESCALA : 1/50

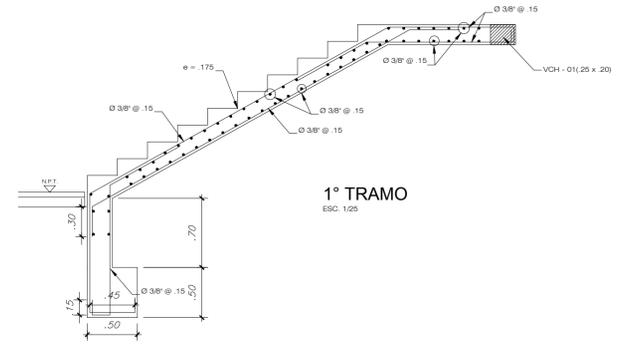
PROYECTO: REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DEL LABORATORIO DE LA FIMCA			
UBICAC/ LOCALIZ. LUGAR: SANTA ROSA	PLANO: ARQUITECTURA EXISTENTE Corte y Techo	ESCALA: INDICADA	LAMINA N°
DIST.: LIRCAY	PROYECTISTA: UNIVERSIDAD NACIONAL DE HUANCAMELICA	FECHA: DICIEMBRE-2017	A-04
PROV.: ANGARAES	DISEÑO: B/Ing. F.A.G.D. Y V.L.O.N.		
DPTO.: HVCA. - PERU			



TECHO ALIGERADO PRIMERA PLANTA
ESCALA: 1/50

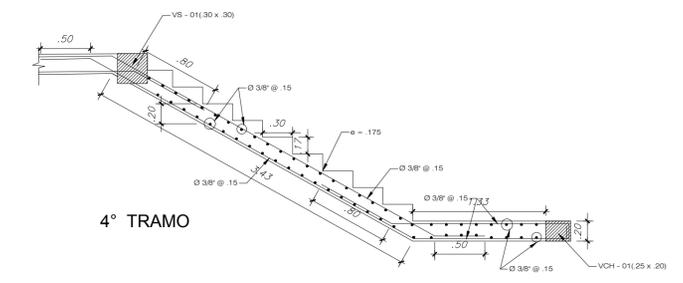


2° TRAMO

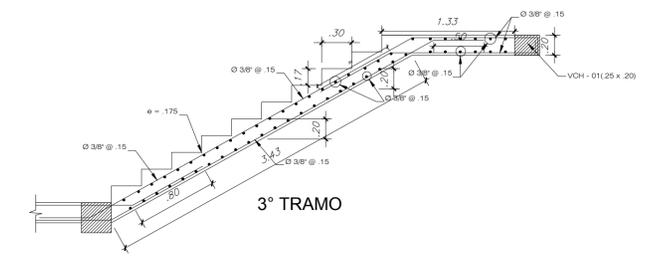


1° TRAMO
ESC. 1/25

Escalera Tipico
ESCALA: 1/50



4° TRAMO

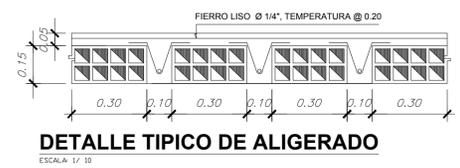


3° TRAMO

Escalera Tipico
ESCALA: 1/50

ESPECIFICACIONES TECNICAS ALBANILERIA

- LOS MUROS PORTANTES (ACHURADOS EN PLANTA) DEBERAN LEVANTARSE ANTES DEL VACEADO DE COLUMNAS, VIGAS Y ALIGERADOS ESTOS SERAN DE LADRILLO TIPO KING-KONG LLENANDO COMPLETAMENTE LAS JUNTAS VERTICALES Y HORIZONTALES CON LAS SIGUIENTES CARACTERISTICAS :
- TIPO DE LADRILLO : DE ARCILLA TIPO IV
- PORCENTAJE MAXIMO DE VACIOS : 25 %
- DIMENSIONES : 9 x 12 x 24 cms
- MORTERO : 1:5 (CEMENTO : ARENA)
- $f_m = 40 \text{ Kg/cm}^2$
- $f_b = 130 \text{ Kg/cm}^2$



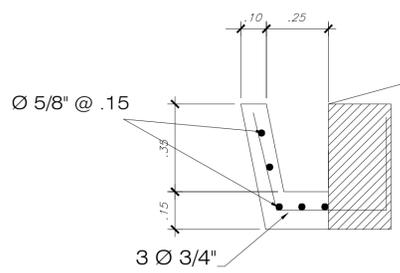
DETALLE TIPICO DE ALIGERADO
ESCALA: 1/10



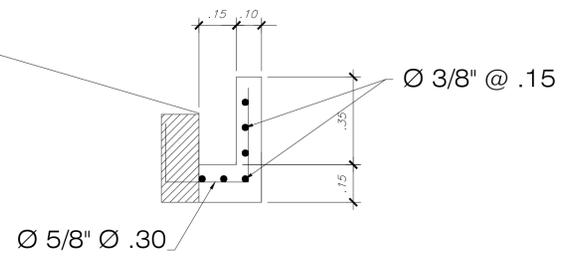
DETALLE TIPICO DE LOSA MACISA
ESCALA: 1/10

Especificaciones Tecnicas

- CONCRETO ARMADO $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
- ACERO DE REFUERZO $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
- RECUBRIMIENTOS:
- VIGA PERALTADA min. = 5.00 cm.
- LOSA ALIGERADA min. = 2.50 cm.
- VIGA DE CIMENTACION min. = 5.00 cm.
- CONCRETO SIMPLE
- CIMENTO CORRIDO 1:10 + 30 % P.G.
- SOBRECIMIENTO 1:8 + 25 % P.M.
- TRASLAPES DE FIERRO EN VIGAS PERALTADAS
- FIERRO NEGATIVO 0.60 a 0.60 mt.



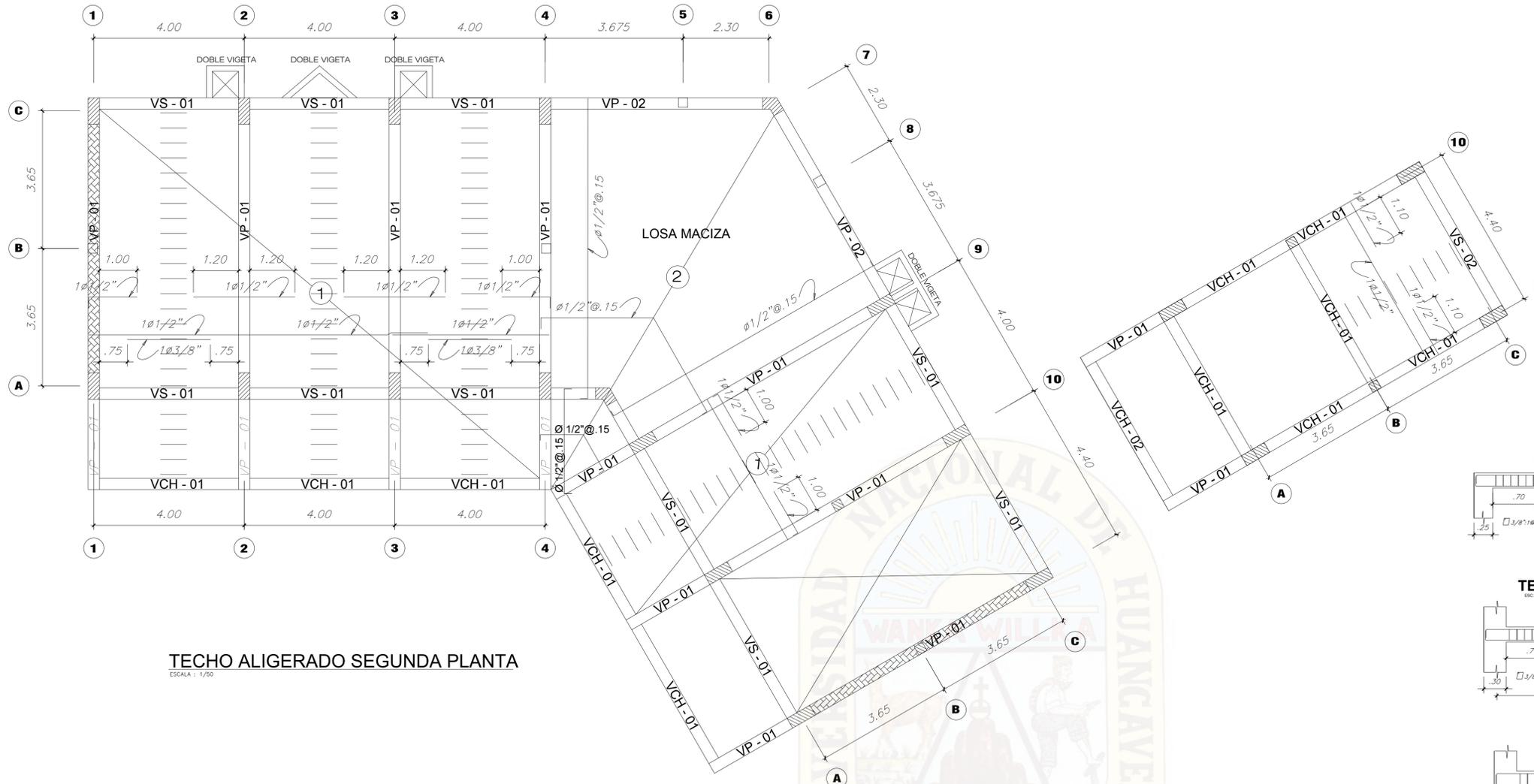
DETALLE DE CANAL 01
ESC. 1/10



DETALLE DE CANAL 02
ESC. 1/10

PROYECTO: REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DEL LABORATORIO DE LA FIMCA

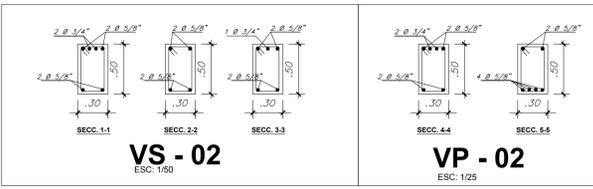
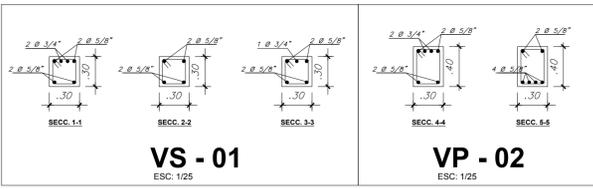
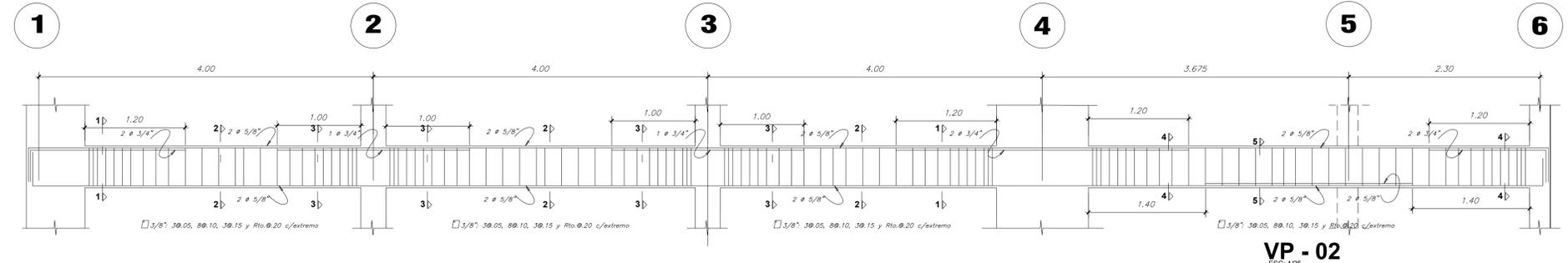
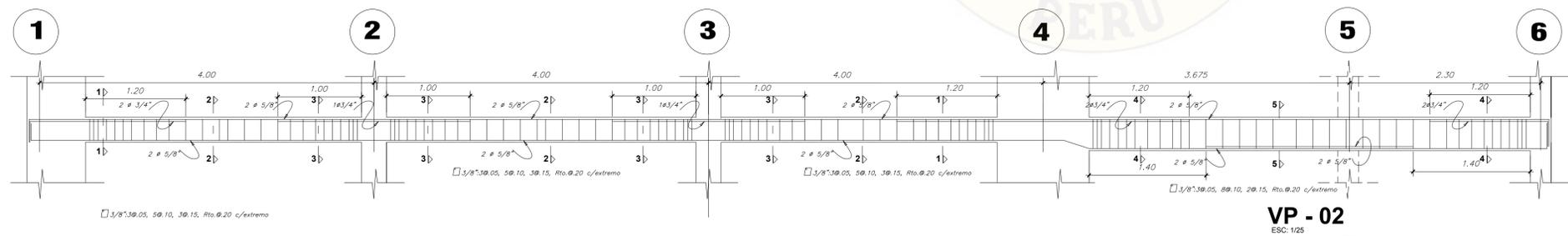
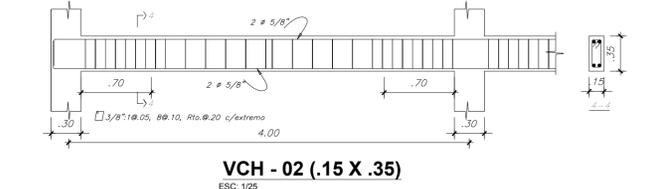
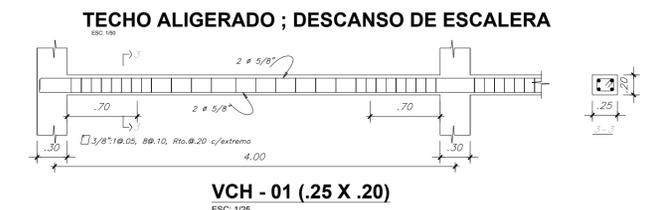
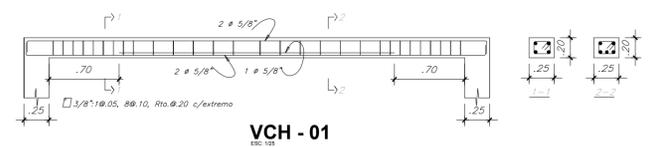
UBICAC/ LOCALIZ. LUGAR: SANTA ROSA DIST.: LIRCAY PROV.: ANGARAES DPTO.: HVCA. - PERU	PLANO: ESTRUCTURA EXISTENTE Estructura aligerado y detalles PROYECTISTA: UNIVERSIDAD NACIONAL DE HUANCAYELICA DISEÑO: B/Ing. F.A.G.D. Y V.L.O.N.	ESCALA: INDICADA FECHA: DICIEMBRE-2017	LAMINA N° E-01
--	---	---	--------------------------



TECHO ALIGERADO SEGUNDA PLANTA
ESCALA: 1/50

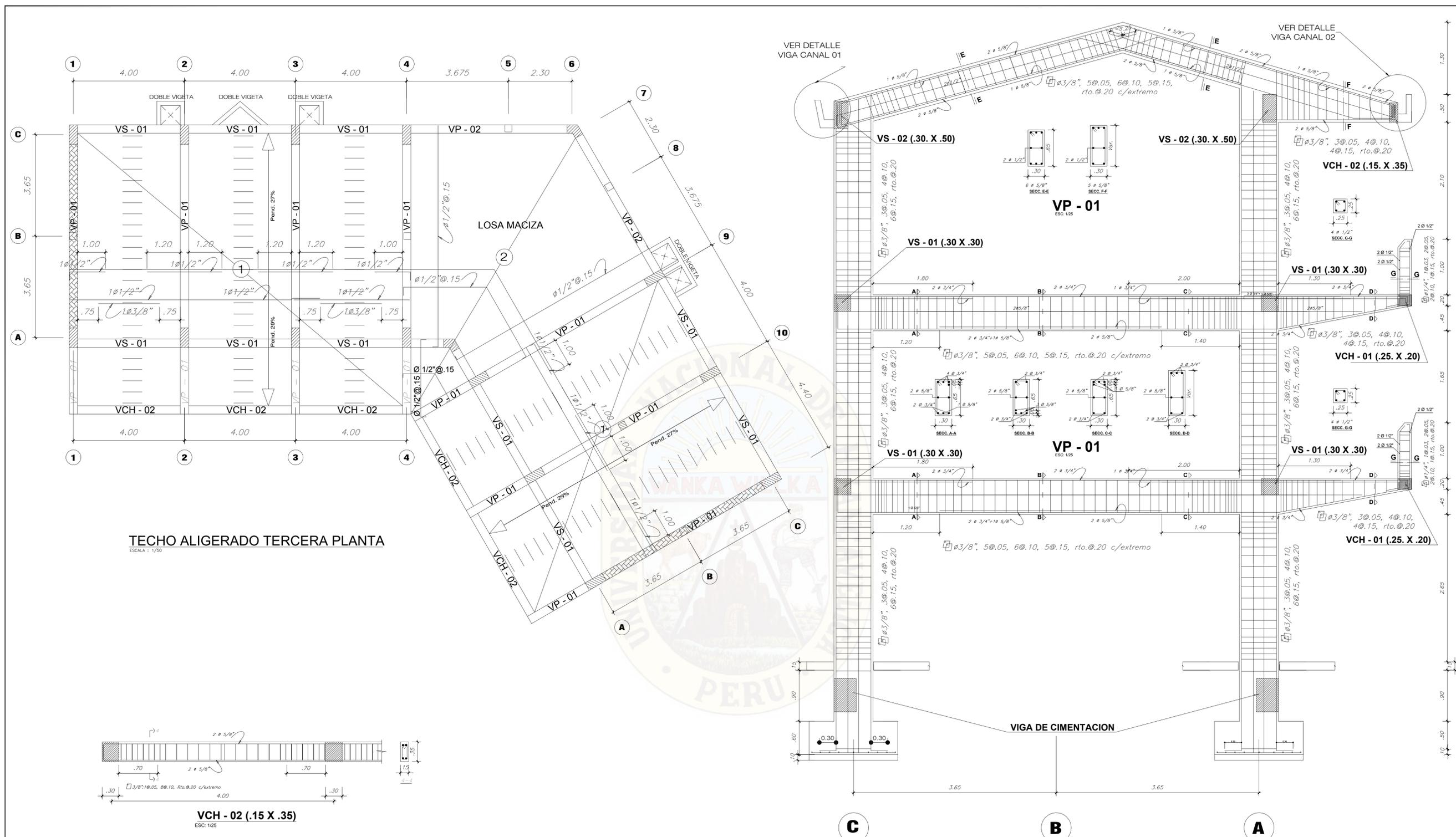
Especificaciones Tecnicas	
CONCRETO ARMADO	f'c = 210 Kg/cm ²
ACERO DE REFUERZO	fy = 4200 Kg/cm ²
RECUBRIMIENTOS:	
- VIGA PERALTADA	min. = 5.00 cm.
- LOSA ALIGERADA	min. = 2.50 cm.
- VIGA DE CIMENTACION	min. = 5.00 cm.
CONCRETO SIMPLE	
- CEMENTO CORRIDO	1:10 + 30 % P.G.
- SOBRECIMIENTO	1:8 + 25 % P.M.
TRASLAPES DE FIERRO EN VIGAS PERALTADAS	
- FIERRO NEGATIVO	0.60 a 0.60 mt.

ESPECIFICACIONES TECNICAS ALBAÑILERIA	
- LOS MUROS PORTANTES (ACHURADOS EN PLANTA) DEBERAN LEVANTARSE ANTES DEL VACEADO DE COLUMNAS, VIGAS Y ALIGERADOS ESTOS SERAN DE LADRILLO TIPO KING-KONG LLENANDO COMPLETAMENTE LAS JUNTAS VERTICALES Y HORIZONTALES CON LAS SIGUIENTES CARACTERISTICAS :	
- TIPO DE LADRILLO :	DE ARCILLA TIPO IV
- PORCENTAJE MAXIMO DE VACIOS :	25 %
- DIMENSIONES :	9 x 12 x 24 cms
- MORTERO :	1:5 (CEMENTO : ARENA)
- fm :	40 Kg/cm ²
- fb :	130 Kg/cm ²



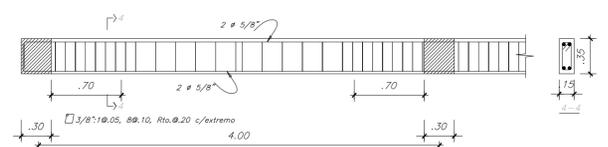
PROYECTO: REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DEL LABORATORIO DE LA FIMCA

UBICAC/LOCALIZ.	PLANO: ESTRUCTURA EXISTENTE	ESCALA: INDICADA	LAMINA N°
LUGAR: SANTA ROSA	Estructura aligerado y detalles	FECHA: DICIEMBRE-2017	
DIST.: LIRCAY	PROYECTISTA: UNIVERSIDAD NACIONAL DE HUANCAYELICA		E-02
PROV.: ANGARAES	DISEÑO: B/Ing. F.A.G.D. Y V.L.O.N.		
DPTO.: HVCA. - PERU			



TECHO ALIGERADO TERCERA PLANTA
ESCALA: 1/50

ESTRUCTURA DEL PORTICO TIPICO
ESCALA: 1/25



VCH - 02 (.15 X .35)
ESC: 1/25

ESPECIFICACIONES TECNICAS ALBAÑILERIA

- LOS MUROS PORTANTES (ACHURADOS EN PLANTA) DEBERAN LEVANTARSE ANTES DEL VACEADO DE COLUMNAS, VIGAS Y ALIGERADOS ESTOS SERAN DE LADRILLO TIPO KING-KONG LLENANDO COMPLETAMENTE LAS JUNTAS VERTICALES Y HORIZONTALES CON LAS SIGUIENTES CARACTERISTICAS :
- TIPO DE LADRILLO : DE ARCILLA TIPO IV - MORTERO : 1:5 (CEMENTO : ARENA)
- PORCENTAJE MAXIMO DE VACIOS : 25 % - f_m = 40 Kg/cm²
- DIMENSIONES : 9 x 12 x 24 cms - f_b = 130 Kg/cm²

Especificaciones Tecnicas

CONCRETO ARMADO	f'c = 210 Kg/cm ²
ACERO DE REFUERZO	f _y = 4200 Kg/cm ²
RECUBRIMIENTOS:	
- VIGA PERALTADA	min. = 5.00 cm.
- LOSA ALIGERADA	min. = 2.50 cm.
- VIGA DE CIMENTACION	min. = 5.00 cm.
CONCRETO SIMPLE	
- CIMENTO CORRIDO	1:10 + 30 % P.G.
- SOBRECIMIENTO	1:8 + 25 % P.M.
TRASLAPES DE FIERRO EN VIGAS PERALTADAS	
- FIERRO NEGATIVO	0.60 a 0.60 mt.

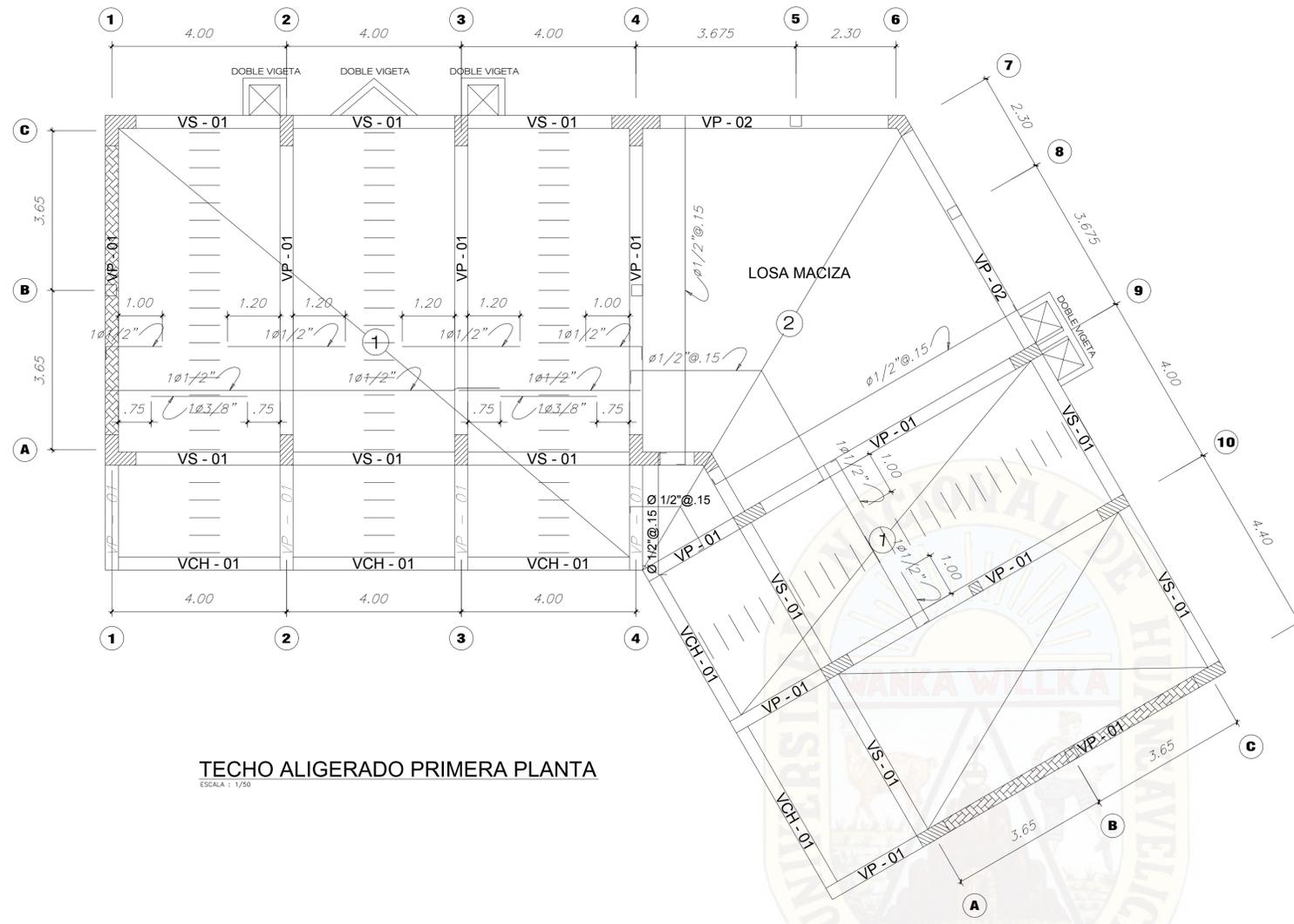
PROYECTO: REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DEL LABORATORIO DE LA FIMCA

UBICAC./LOCALIZ.	PLANO: ESTRUCTURA EXISTENTE	ESCALA:	LAMINA N°
LUGAR: SANTA ROSA	Aligerado-Portico-Detalles	INDICADA	E-03
DIST.: LURCAY	PROPIEDAD: UNIVERSIDAD NACIONAL DE HUANCAYUELA	FECHA: DICIEMBRE-2017	
PROV.: ANGARAES	DISEÑO: BING, F.A.G.D. Y V.L.O.R.		
DPTO.: HVCA. - PERU			

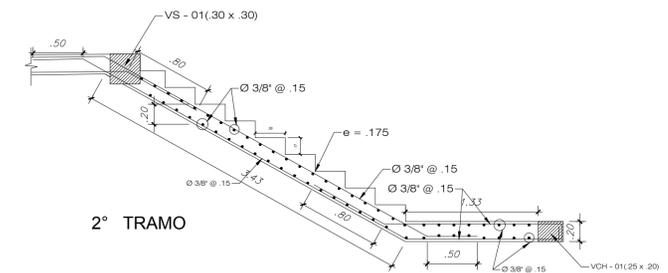


PLANO DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL

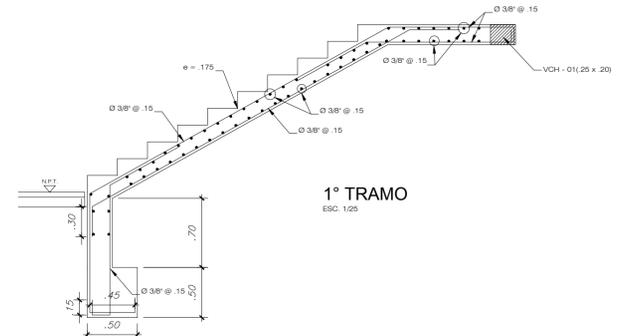
- **PLANO DE ESTRUCTURA.**
- **PLANO DE APUNTALAMIENTO.**



TECHO ALIGERADO PRIMERA PLANTA
ESCALA : 1/50

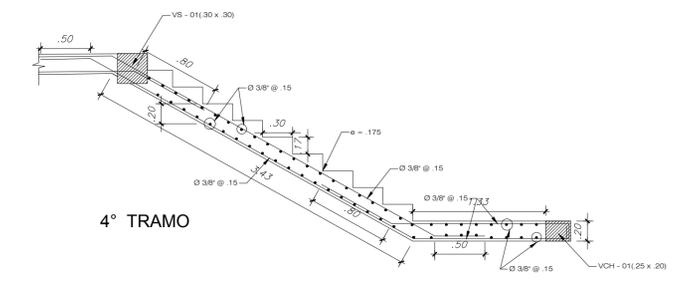


2° TRAMO

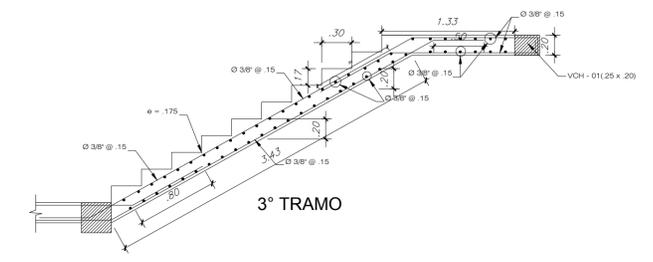


1° TRAMO

Escalera Tipico
ESCALA : 1/50



4° TRAMO

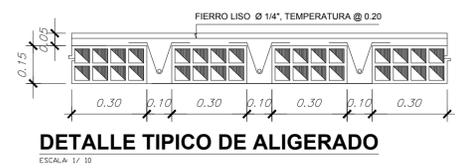


3° TRAMO

Escalera Tipico
ESCALA : 1/50

ESPECIFICACIONES TECNICAS ALBANILERIA

- LOS MUROS PORTANTES (ACHURADOS EN PLANTA) DEBERAN LEVANTARSE ANTES DEL VACEADO DE COLUMNAS, VIGAS Y ALIGERADOS ESTOS SERAN DE LADRILLO TIPO KING-KONG LLENANDO COMPLETAMENTE LAS JUNTAS VERTICALES Y HORIZONTALES CON LAS SIGUIENTES CARACTERISTICAS :
- TIPO DE LADRILLO : DE ARCILLA TIPO IV
- PORCENTAJE MAXIMO DE VACIOS : 25 %
- DIMENSIONES : 9 x 12 x 24 cms
- MORTERO : 1:5 (CEMENTO : ARENA)
- fm = 40 Kg/cm²
- fb = 130 Kg/cm²



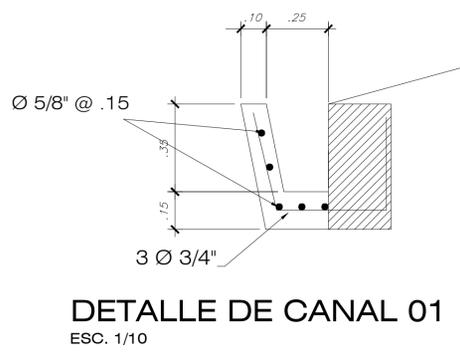
DETALLE TIPICO DE ALIGERADO
ESCALA 1/10



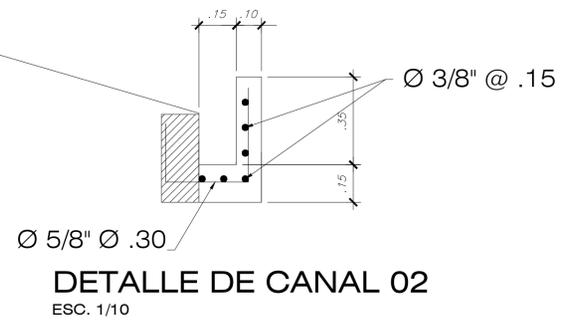
DETALLE TIPICO DE LOSA MACISA
ESCALA 1/10

Especificaciones Tecnicas

- CONCRETO ARMADO f'c = 210 Kg/cm²
- ACERO DE REFUERZO fy = 4200 Kg/cm²
- RECUBRIMIENTOS:
- VIGA PERALTADA min. = 5.00 cm.
- LOSA ALIGERADA min. = 2.50 cm.
- VIGA DE CIMENTACION min. = 5.00 cm.
- CONCRETO SIMPLE
- CIMENTO CORRIDO 1:10 + 30 % P.G.
- SOBRECIMIENTO 1:8 + 25 % P.M.
- TRASLAPES DE FIERRO EN VIGAS PERALTADAS
- FIERRO NEGATIVO 0.60 a 0.60 mt.



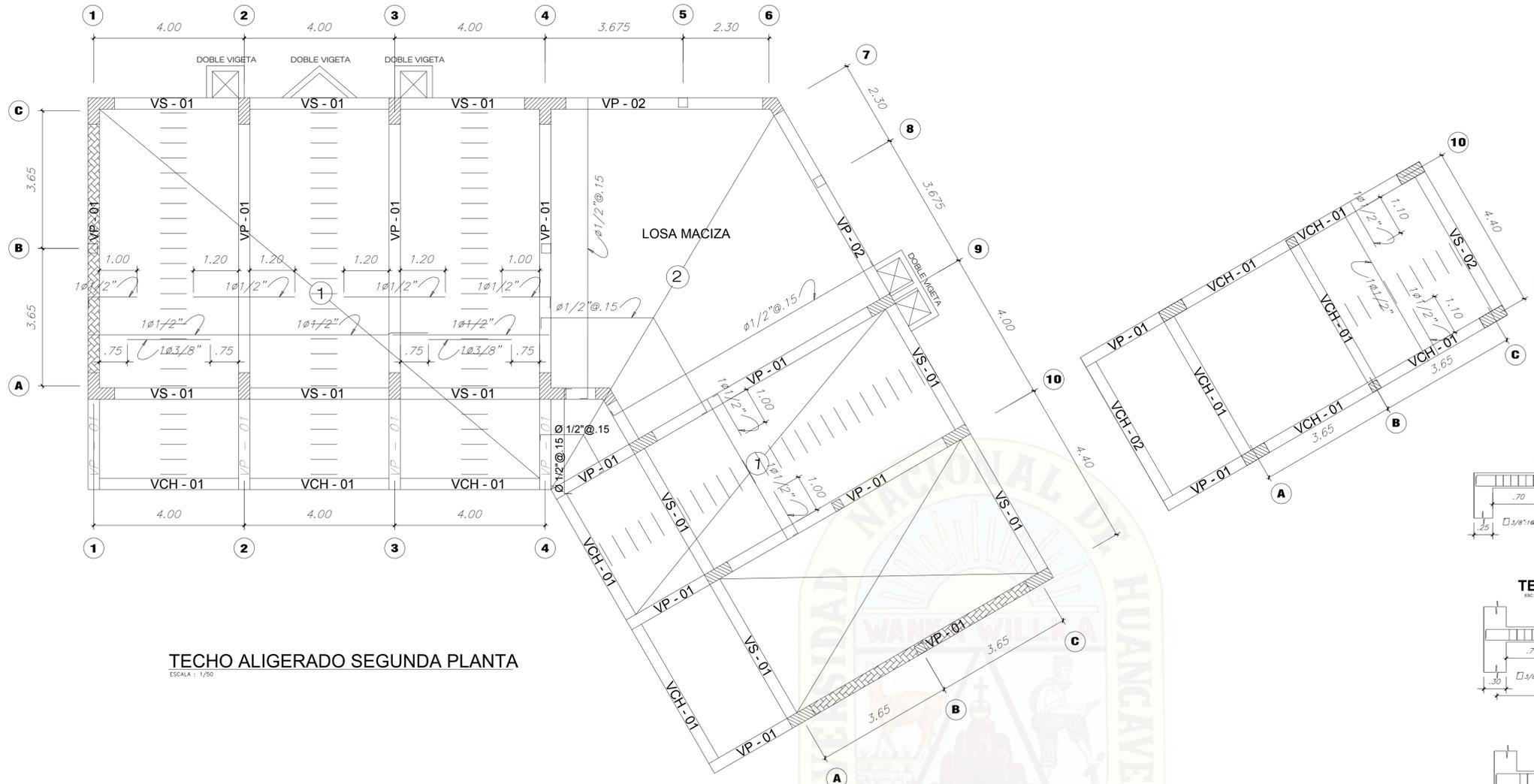
DETALLE DE CANAL 01
ESC. 1/10



DETALLE DE CANAL 02
ESC. 1/10

PROYECTO: REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DEL LABORATORIO DE LA FIMCA

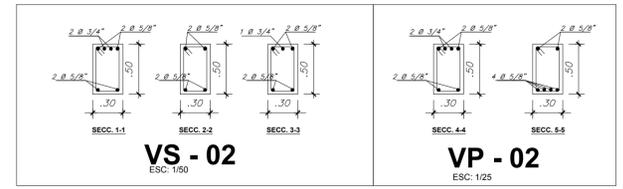
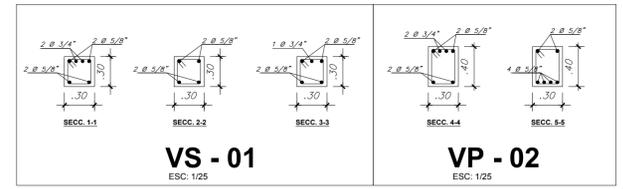
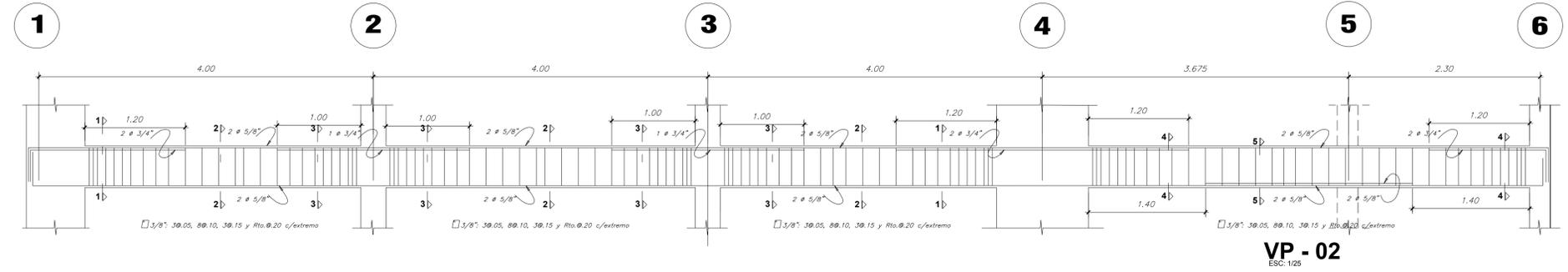
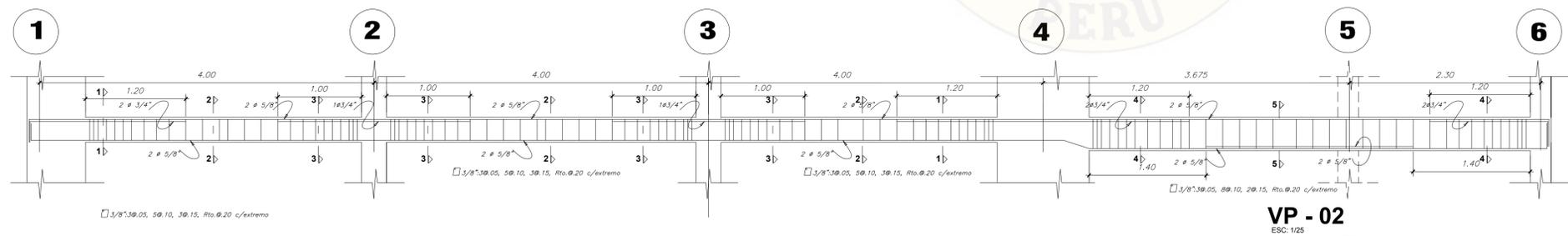
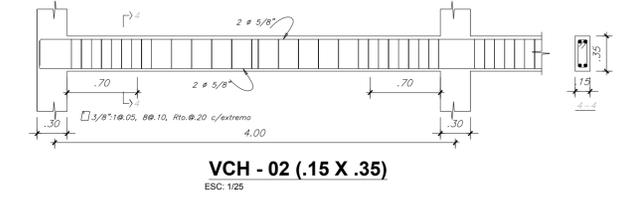
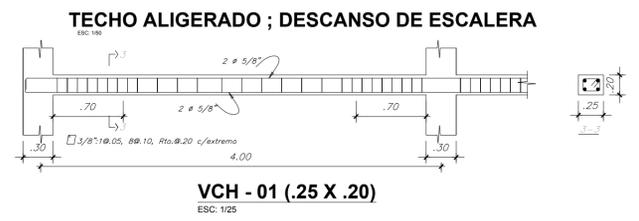
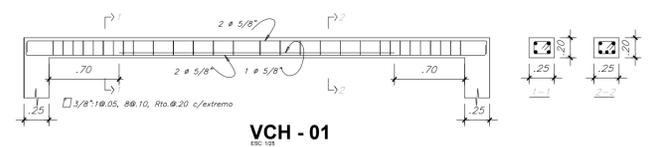
UBICAC./ LOCALIZ. LUGAR: SANTA ROSA DIST.: LIRCAY PROV.: ANGARAE DPTO.: HVCA. - PERU	PLANO: REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL Estructura aligerado y detalles PROYECTISTA: UNIVERSIDAD NACIONAL DE HUANCAYELICA DISEÑO: B/Ing. F.A.G.D. Y V.L.O.N.	ESCALA: INDICADA FECHA: DICIEMBRE-2017	LAMINA N° ER-01
--	--	---	---------------------------



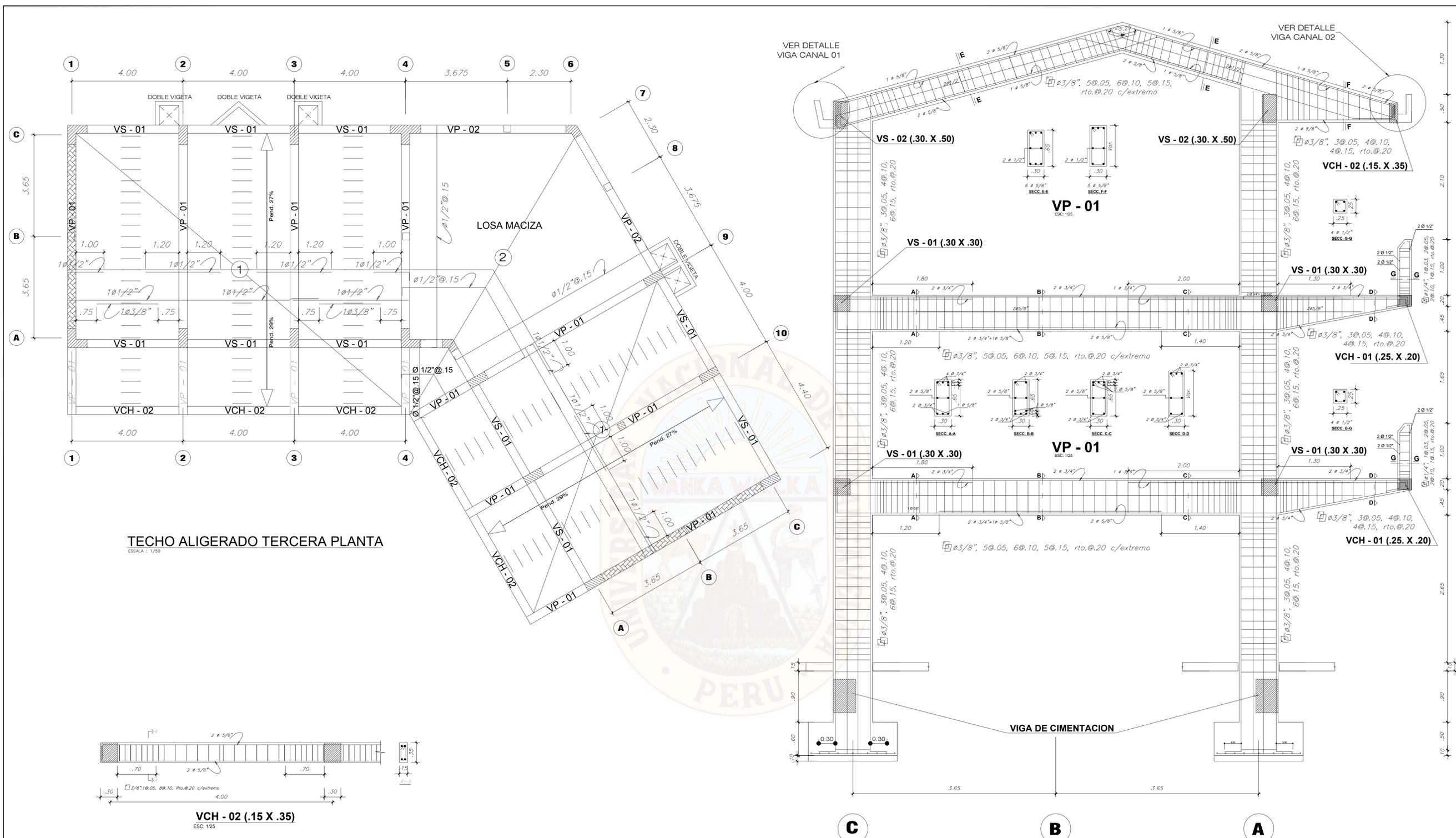
TECHO ALIGERADO SEGUNDA PLANTA
ESCALA: 1/50

Especificaciones Tecnicas	
CONCRETO ARMADO	f'c = 210 Kg/cm ²
ACERO DE REFUERZO	fy = 4200 Kg/cm ²
RECUBRIMIENTOS:	
- VIGA PERALTADA	min. = 5.00 cm.
- LOSA ALIGERADA	min. = 2.50 cm.
- VIGA DE CIMENTACION	min. = 5.00 cm.
CONCRETO SIMPLE	
- CEMENTO CORRIDO	1:10 + 30 % P.G.
- SOBRECIMIENTO	1:8 + 25 % P.M.
TRASLAPES DE FIERRO EN VIGAS PERALTADAS	
- FIERRO NEGATIVO	0.60 a 0.60 mt.

ESPECIFICACIONES TECNICAS ALBAÑILERIA	
- LOS MUROS PORTANTES (ACHURADOS EN PLANTA) DEBERAN LEVANTARSE ANTES DEL VACEADO DE COLUMNAS, VIGAS Y ALIGERADOS ESTOS SERAN DE LADRILLO TIPO KING-KONG LLENANDO COMPLETAMENTE LAS JUNTAS VERTICALES Y HORIZONTALES CON LAS SIGUIENTES CARACTERISTICAS :	
- TIPO DE LADRILLO :	DE ARCILLA TIPO IV
- PORCENTAJE MAXIMO DE VACIOS :	25 %
- DIMENSIONES :	9 x 12 x 24 cms
- MORTERO :	1:5 (CEMENTO : ARENA)
- fm :	40 Kg/cm ²
- fb :	130 Kg/cm ²

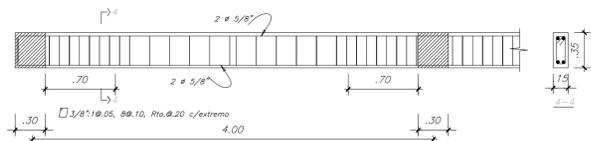


PROYECTO: REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DEL LABORATORIO DE LA FIMCA			
UBICAC/LOCALIZ. LUGAR: SANTA ROSA DIST.: LIRCAY PROV.: ANGARAES DPTO.: HVCA. - PERU	PLANO: REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL Estructura aligerado y detalles	ESCALA: INDICADA FECHA: DICIEMBRE-2017	LAMINA N° ER-02
PROYECTISTA: UNIVERSIDAD NACIONAL DE HUANCAYELICA	DISEÑO: B/Ing. F.A.G.D. Y V.L.O.N.		



TECHO ALIGERADO TERCERA PLANTA
ESCALA: 1/50

ESTRUCTURA DEL PORTICO TIPICO
ESCALA: 1/25



VCH - 02 (.15 X .35)
ESC: 1/25

ESPECIFICACIONES TECNICAS ALBAÑILERIA

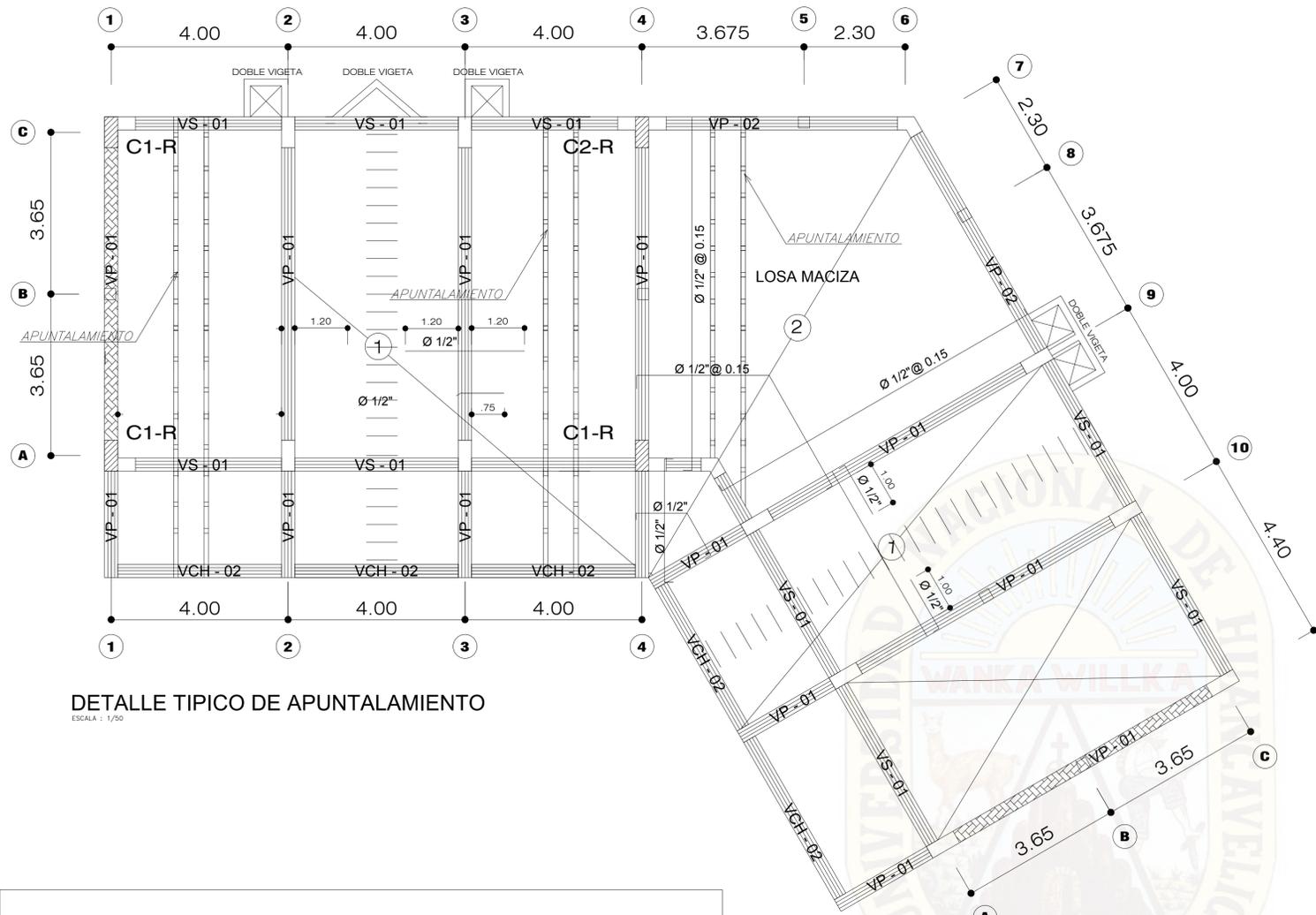
- LOS MUROS PORTANTES (ACHURADOS EN PLANTA) DEBERAN LEVANTARSE ANTES DEL VACEADO DE COLUMNAS, VIGAS Y ALIGERADOS ESTOS SERAN DE LADRILLO TIPO KING-KONG LLENANDO COMPLETAMENTE LAS JUNTAS VERTICALES Y HORIZONTALES CON LAS SIGUIENTES CARACTERISTICAS :
 - TIPO DE LADRILLO : DE ARCILLA TIPO IV - MORTERO : 1:5 (CEMENTO : ARENA)
 - PORCENTAJE MAXIMO DE VACIOS : 25% - $f_m = 40 \text{ Kg/cm}^2$
 - DIMENSIONES : $9 \times 12 \times 24 \text{ cms}$ - $f_b = 130 \text{ Kg/cm}^2$

Especificaciones Tecnicas

- CONCRETO ARMADO $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
- ACERO DE REFUERZO $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
- RECUBRIMIENTOS:
 - VIGA PERALTADA min. = 5.00 cm.
 - LOSA ALIGERADA min. = 2.50 cm.
 - VIGA DE CIMENTACION min. = 5.00 cm.
- CONCRETO SIMPLE
- CIMENTO CORRIDO 1:10 + 30% P.G.
- SOBRECIMIENTO 1:8 + 25% P.M.
- TRASLAPES DE FIERRO EN VIGAS PERALTADAS
- FIERRO NEGATIVO 0.60 a 0.60 mt.

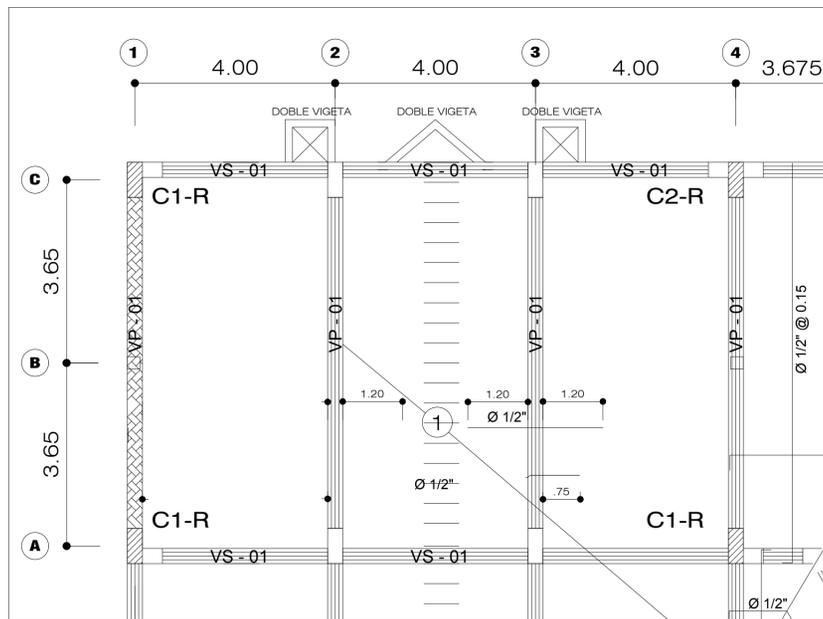
PROYECTO: REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DEL LABORATORIO DE LA FIMCA

UBICAC./LOCALIZ.	PLANO: REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL	ESCALA:	LAMINA N°
LUGAR: SANTA ROSA	Aligerado-Portico-Detalles	INDICADA	ER-03
DIST.: LURCAY	PROPIEDAD: UNIVERSIDAD NACIONAL DE HUANCAYELCA	FECHA: DICIEMBRE-2017	
PROV.: ANGARAES	DISEÑO: BING, F.A.G.D. Y V.L.O.R.		
DPTO.: HVCA. - PERU			



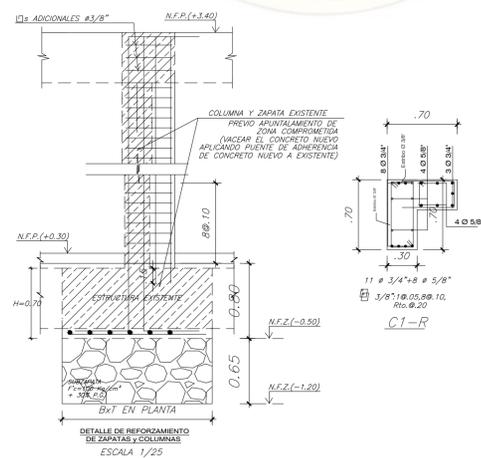
DETALLE TIPICO DE APUNTALAMIENTO

ESCALA: 1/50

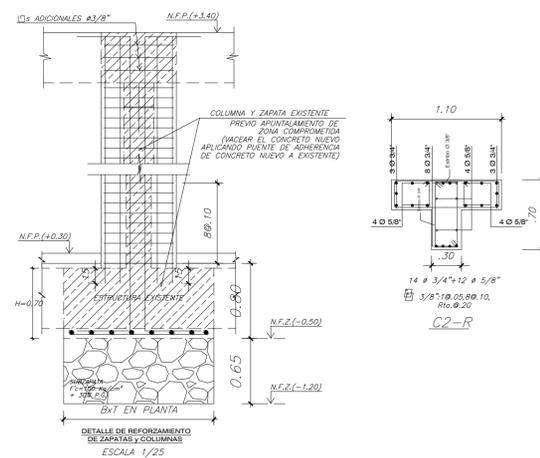


UBICACION DE COLUMNAS REFORZADAS

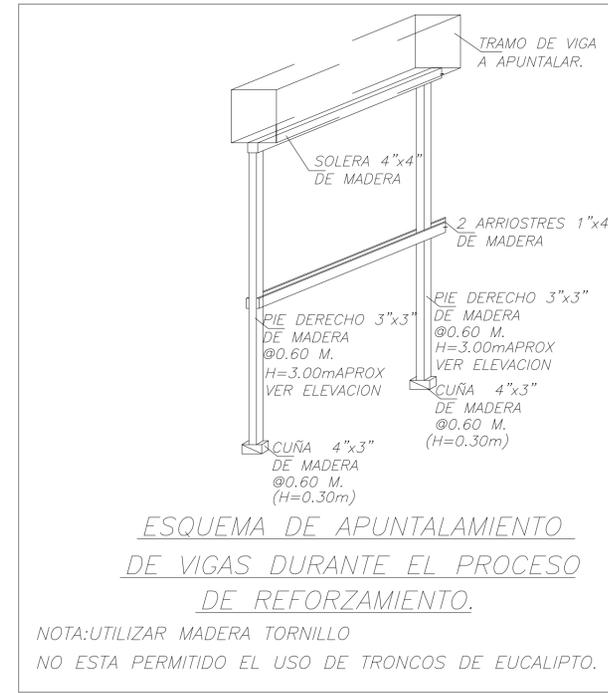
ESCALA: 1/50



ESCALA 1/25



ESCALA 1/25



ESQUEMA DE APUNTALAMIENTO DE VIGAS DURANTE EL PROCESO DE REFORZAMIENTO.

NOTA: UTILIZAR MADERA TORNILLO
NO ESTA PERMITIDO EL USO DE TRONCOS DE EUCALIPTO.

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

- 1.- APUNTALAR ADECUADAMENTE EL TECHO EN LA ZONA DONDE EL PICADO DEL CONCRETO EXISTENTE DEBILITA LA CAPACIDAD RESISTENTE DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES
 - 2.- REALIZAR EL PICADO DEL CONCRETO CUIDANDO EL CONCRETO QUE PERMANECERA.
 - 3.- LIMPIAR LA SUPERFICIE PICADA CON CEPILLO METALICO O AIRE A PRESION ANTES DE VACEAR EL CONCRETO NUEVO.
- EL ENCOFRADO DEBE TENER LAS DIMENSIONES INTERIORES DE ACUERDO A LO INDICADO EN EL PROYECTO Y LA ARMADURA DE REFUERZO DEBE SER CUIDADOSAMENTE PREPARADA Y COLOCADA EN SU LUGAR.
 - EL LLENADO DEL CONCRETO DEBE REALIZARSE VIBRANDOLO ADECUADAMENTE EVITANDO LA FORMACION DE VACIOS Y EVITAR VIBRACION EXCESIVA QUE PUEDAN SEGREGAR LOS COMPONENTES DEL MISMO.

PROYECTO: REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DEL LABORATORIO DE LA FIMCA

UBICAC./LOCALIZ. LUGAR: SANTA ROSA	PLANO: REFORZAMIENTO Y APUNTALAMIENTO	ESCALA: INDICADA	LAMINA N°
DIST.: LURCAY	PROPIEDAD: UNIVERSIDAD NACIONAL DE HUANCAYELICA	FECHA: DICIEMBRE-2017	RA-01
PROV.: ANGARAE	DISEÑO: BING, F.A.G.D. Y V.L.O.R.		
DPTO.: HVCA. - PERU			