



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

**FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL
DE INGENIERIA CIVIL**

TITULO

**“ANÁLISIS SISMORRESISTENTE EN LA I.E. N° 82069 DEL
DISTRITO DE LLACANORA, PROVINCIA CAJAMARCA,
REGION CAJAMARCA, EN EL AÑO 2018”**

**TESIS PARA OBTENER EL TITULO PROFESIONAL DE:
INGENIERO CIVIL**

AUTOR:

Bach. CHÁVEZ MARÍN, MARCO ANTONIO.

ASESOR:

Mgtr. CARLOS JAVIER, RAMÍREZ MUÑOZ.

LÍNEA DE INVESTIGACIÓN:

DISEÑO SISMICO Y ESTRUCTURAL

PERÚ 2018

PAGINA DEL JURADO



Mg. Ramírez Muñoz Carlos Javier
Presidente



Mg. Marín Bardales Noé
Secretario



Ing. Cachay Silva Roberto Carlos
Vocal

DEDICATORIA

Esta Tesis va dedicada para mi esposa Carmen Rosa Villegas Burgos y a mi adorada Hija Danna Nicoll Chávez Villegas quienes en todo momento me dieron el apoyo y las fuerzas necesarias para superarme cada día en mi vida.

También está dedicado a mis abuelos José Jesús Chávez Mejía y Emilio Marín Gómez que son dos personas muy importantes en mi vida y que me supieron aconsejar y dar su motivación continua para seguir adelante.

Chávez Marín, Marco Antonio

AGRADECIMIENTO

Todo mi agradecimiento a mis queridos padres Jaime y María por el apoyo brindado, a mis queridos hermanos, Gloria, Ariana y Kevin y a toda mi familia que me apoyaron para ver la luz al final del camino.

Chávez Marín, Marco Antonio

DECLARATORIA DE AUTENTICIDAD

Yo, **Marco Antonio Chávez Marín**, estudiante de la **Facultad de Ingeniería de la Escuela Académico Profesional de Ingeniería Civil** de la Universidad César Vallejo, identificado con DNI N° 42702169, con la tesis titulada "Análisis Sismorresistente en la I.E. N° 82069 del distrito de LLacanora, Provincia Cajamarca, Región Cajamarca, en el Año 2018", declaro bajo juramento que toda la documentación que acompaño es veraz y autentica.

Así mismo, declaro también bajo juramento que todos los datos e información que se presenta en la presente tesis son auténticos y veraces.

En tal sentido asumo la responsabilidad que corresponda ante cualquier falsedad, ocultamiento u omisión tanto de los documentos como de información aportada por lo cual me someto a lo dispuesto en las normas académicas de la Universidad César Vallejo

Chiclayo, 24 de Septiembre del 2018



Marco Antonio Chávez Marín
DNI. N° 42702169

PRESENTACIÓN

Señores miembros del Jurado.

Bajo las normas de presentación y sustentación de tesis de la facultad de ingeniería de la escuela académica profesional de ingeniería civil, universidad César Vallejo sede Chiclayo, para titularme como ingeniero civil, presento la siguiente investigación " ANÁLISIS SISMORRESISTENTE EN LA I.E. N° 82069 DEL DISTRITO DE LLACANORA, PROVINCIA CAJAMARCA, REGIÓN CAJAMARCA, EN EL AÑO 2018".

El desarrollo de la investigación está organizada en ocho capítulos, capítulo número uno muestra el desarrollo de la introducción, dos, se describen los métodos utilizados para el desarrollo de la investigación, tres se muestran los resultados obtenidos en el presente trabajo, capítulo cuatro se realiza la discusión de los resultados, en el capítulo cinco se encuentran las conclusiones a las que se llegaron en la investigación, seis se describen las recomendaciones, en el capítulo siete encontramos las referencias y por último se detallan todos los anexos.

Espero señores miembros del jurado que la presente investigación sea aprobada satisfactoriamente, beneficiando a mi persona para poder obtener mi título profesional de ingeniero civil.

Chávez Marín, Marco Antonio.

ÍNDICE

PAGINA DEL JURADO	ii
DEDICATORIA	iii
AGRADECIMIENTO	iv
DECLARATORIA DE AUTENTICIDAD	v
PRESENTACIÓN	vi
ÍNDICE	vii
RESUMEN	xiv
ABSTRACT	xv
I. INTRODUCCION	16
1.1. Realidad Problemática	16
1.1.1 A Nivel Internacional	18
1.1.2 A Nivel Nacional	19
1.1.3 A Nivel Local	19
1.2. Trabajos Previos	20
1.2.1 Antecedentes Internacionales	20
1.2.2 Antecedentes Nacionales	21
1.2.3 Antecedentes Locales	24
1.3 Teorías Relacionadas al Tema	24
1.3.1 Sismicidad en el Perú	24
1.3.2 Sismicidad en Cajamarca – Llacanora	25
1.3.3 Ingeniería Sismorresistente	28
1.3.3.1 Criterios Estructurales	28
1.3.3.1.1 Definiciones Sísmicas	28
1.3.3.1.2 Ductilidad	30
1.3.3.1.3 Influencia entre Ductilidad y Acción Sísmica	32
1.3.3.1.4 Influenciabilidad del Amortiguamiento Estructural en una Estructura	34
1.3.3.1.5 El Coeficiente Sísmico	35
1.3.3.2 Acción Sísmica utilizando la Normativa Peruana 0.30	36
1.3.3.2.1 Parámetro de Sitio Z: Factor de la Zona	36
1.3.3.2.3 Parámetro de Sitio C: Amplificación Sísmica	38
1.3.3.2.4 Parámetro U: Factor de Uso	40
1.3.3.3 Vulnerabilidad Sísmica en las Edificaciones en las Instituciones Educativas según Normativa Vigente	41
1.3.3.4 Causas de Vulnerabilidad Sísmica en las Edificaciones Educativas	48
1.3.3.5 Diseño del Sistema Estructural Dual	51
1.3.3.6 Análisis NO – LINEAL (PUSHOVER)	56
1.3.3.6.1 Conceptos Generales	56
1.3.3.6.2 Curva de Capacidad	57
1.3.3.6.3 Procedimiento del Análisis del Pushover	58
1.3.3.7 Modelamiento Estructural con Etabs	59

1.4.	Formulación Del Problema	60
1.4.1	Problema general	60
1.5.	Justificación Del Estudio	60
1.6.	Limitaciones Encontradas.....	62
1.7.	Hipótesis.....	63
1.7.1	Hipótesis General.....	63
1.8.	Objetivos	63
1.8.1	Objetivo General.....	63
1.8.2	Objetivos Específicos.....	63
II.	METODO.....	64
2.1.	Diseño de Investigación	64
2.2.	Metodología	64
2.3.	Variables, operacionalización de Variables.....	65
2.3.1	Variable	65
2.4.	Población y Muestra	66
2.4.1	Población	66
2.4.2	Muestra	66
2.5.	Técnicas, instrumentos y procedimientos de recolección de datos.....	67
2.5.1	Técnicas Principales.....	67
2.5.2	Instrumentos Principales.....	67
2.5.3	Procedimiento por Fases.....	68
2.6.	Métodos, instrumentos y procesamiento de Análisis de Datos	69
2.6.1	Métodos	69
2.6.2	Instrumentos	69
2.6.3	Procedimiento de la Investigación en Estudio.....	70
2.7.	Aspectos Éticos.....	70
III.	RESULTADOS	72
3.1.	Ubicación Geográfica	72
3.2.	Descripción Arquitectónica de los Pabellones Existentes	73
3.3.	Descripción Arquitectónica del Pabellón en estudio	74
3.4.	Modelamiento y Diseño Estructural	75
3.4.1.	Resumen	75
3.4.2.	Normas	78
3.5.	Evaluación Sismorresistente	79
3.5.1.	Combinaciones de Carga para la Estructura y la Cimentación.....	80
3.5.1.1.	Combinación de cargas	80
3.5.1.2.	Análisis y Diseño de la Estructura Metálica	80
3.5.2.	Espectro de Diseño.....	81
3.5.3.	Cortante Estático	83
3.5.4.	Cortante Dinámico	86
3.5.5.	Desplazamientos y Derivas de Entrepiso	87
3.5.6.	Asentamiento Diferenciales en la Cimentación.....	89
3.5.7.	Resultados Comparativos entre el Expediente Técnico - Proyecto de Investigación.....	94

3.5.8. Verificación del agrietamiento en los muros	98
3.5.9. Análisis Sísmico NO LINEAL – PUSHOVER	102
3.5.9.1. Resultados – PUSHOVER	102
IV. DISCUSION	104
V. CONCLUSIONES	106
VI. RECOMENDACIONES	107
VII. REFERENCIAS BIOGRAFICAS	108
VII. ANEXOS	110
7.1. Configuración y Guía del Análisis Estático y Dinámico Lineal en el Software Estructural ETABS V.16.2.0	110
7.2. Configuración y Guía del Análisis Estático No Lineal (Push-over) en el Software Estructural ETABS V.16.2.0.	123
7.3. Plano de Ubicación y Localización	130
7.4. Planos de Arquitectura	130
7.5. Planos de Estructuras	130
7.6. Estudio de Mecánica de Suelos y Diseño de Mezclas de Concreto	130
7.7. Panel Fotográfico	130
Acta de Aprobacion de Tesis	177
Autorizacion de Publicacion de Tesis	178

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Zonas Sísmicas.....	25
Figura 2. Mapa de Sísmico de la Región Cajamarca.....	27
Figura 3. Edificio de hormigón reforzado, aprecia rotulas en las vigas.....	30
Figura 4. Modelo Elastoplástico energía de disipación, absorción y ductibilidad.....	30
Figura 5. Diferencias cualitativas entre sistemas lineales y no lineales.....	33
Figura 6. Sistema de un grado de libertad con amortiguamiento.....	34
Figura 7. Aceleraciones utilizando el parámetro de sitio de la norma E030.....	37
Figura 8. Sismo Destruidores Año 1555-1974.....	42
Figura 9. Localización Sismos Históricos.....	43
Figura 10. Origen de Sismo en Sudamérica.....	44
Figura 11. Red Sísmica Nacional.....	45
Figura 12. Ondas “P” también llamadas principales o de dilatación.....	46
Figura 13. Ondas “S”.....	47
Figura 14. Fallas por Columna Corta (con estribos) 3/8” a 0.10m.....	50
Figura 15. Edificación con pórticos de concreto y tabiques de albañilería – Fallas.....	50
Figura 16. Edificación Estructural mixta o dual, estos ofrecen un buen comportamiento Sismorresistente.....	51
Figura 17. Deformación típica de un muro de cortante.....	53
Figura 18. Interrelación entre la ductilidad, rigidez y resistencia.....	54
Figura 19. Pórticos Dúctiles.....	55
Figura 20. Muros de cortante de ductilidad Alta.....	55
Figura 21. Ilustración del Análisis Pushover.....	57
Figura 22. Ilustración de la Curva de Capacidad.....	58
Figura 23. Esquema del Pushover.....	58
Figura 24. Arquitectura existente de la I.E. N° 82069 en Llacanora.....	66
Figura 25. Imagen Satelital de la Ubicación Proyectada para el Estudio.....	72
Figura 26. Pabellones 1 y 2 Existentes.....	73
Figura 27. Arquitectura en Estudio 1º y 2º Nivel.....	74
Figura 28. Pabellón en Estudio.....	75
Figura 29. Plano General en planta de la I.E. N° 82069.....	77
Figura 30. Modelo Estructural de la Edificación Escolar y Cimentación.....	77

Figura 31. Desplazamientos por fuerza sísmica.....	79
Figura 32. Cálculo e incorporación Automática del Espectro de diseño en ETABS.....	82
Figura 33. Espectro de Pseudo aceleraciones.....	82
Figura 34. Forma Modales y Tabla PPMM y períodos Fundamentales.....	83
Figura 35. Definición completa de la fuerza horizontal estática.....	85
Figura 36. Masas Sísmicas Efectivas por nivel.....	85
Figura 37. Cortantes por Piso	86
Figura 38. Valores Finales del Cortante Basal Dinámico.....	87
Figura 39. Límites de distorsión para cimentaciones superficiales.....	90
Figura 40. Modelo estructural de Cimentación.....	91
Figura 41. Presiones en la cimentación por efecto de las cargas de gravedad DL+LL+LLr [Kg/cm ²].....	91
Figura 42. Diagrama de asentamientos por efecto de las cargas de servicio DL + LL + LLr [mm].....	91
Figura 43. Esfuerzos principales en la cimentación en la cara superior [Kg/cm ²].....	92
Figura 44. Esfuerzos principales en la cimentación en la cara inferior [Kg/cm ²].....	93
Figura 45. Diagramas de momentos flectores (Tn-m) en las vigas de cimentación.....	93
Figura 46. Diagramas de fuerzas de corte en las vigas de cimentación.....	94
Figura 47. Etiquetas para los muros de corte de mampostería (módulo A).....	98
Figura 48. Esfuerzos de corte en los muros con un factor de reducción de fuerza sísmica R=3.....	99
Figura 49. Etiquetas para los muros de corte de mampostería (módulo B).....	100
Figura 50. Esfuerzos de corte en los muros con un factor de reducción de fuerza sísmica R=3.....	100
Figura 51. Run Now Análisis.....	102
Figura 52. Vista de rotulas asignadas en Vigas - Columnas	102
Figura 75. Curva de Capacidad.....	103
Figura 76. Desplazamientos Máximos en (X, Y) – No Lineal (Push-over).....	103

Figura 1.1. Comando Define para definir los materiales.....	110
Figura 1.2. Determinamos las Propiedades del Material de Acero.....	111
Figura 1.3. Determinamos las propiedades del Material de Concreto.....	112
Figura 1.4. Determinamos las propiedades del Material de Albañilería.....	113
Figura 1.5. Determinamos con el comando Define para crean las secciones...	115
Figura 1.6. Determinamos los Nombres de Secciones de vigas, viguetas y Columnas.....	115
Figura 1.7. Propiedades de Tipos de Forma de Elementos Frame.....	116
Figura 1.8. Definición de sección de Viga VP25x25.....	116
Figura 1.9. Definición de sección de Columna CP25x25.....	117
Figura 1.10. Definición para la creación de la Sección de Muros.....	118
Figura 1.11. Definición para la Creación de la Sección Losas.....	119
Figura 1.12. Definición para la Creación de cargas dinámicas.....	120
Figura 1.13. Función del Factor de Amplificación sísmica para un suelo S3....	123
Figura 1.14. Características no lineales del material.....	123
Figura 1.15. Curva Tensión - deformación del material	124
Figura 1.16. Ruta para definición de secciones.....	124
Figura 1.17. Cargas Asignadas	125
Figura 1.18. Carga no-lineal en X y Pushover en X	125
Figura 1.19. Control de Cargas	126
Figura 1.20. Selección de Vigas.....	126
Figura 1.21. Selección de la Tabla 10-7 para vigas.....	127
Figura 1.22. Parámetros de Modelamiento para vigas de ASCE 41-13.....	127
Figura 1.23. Selección de la Tabla 10-8 para columnas.....	128
Figura 1.24. Parámetros de Modelamiento para columnas de ASCE 41-13.....	128
Figura 1.25. Vista de rotulas asignadas en Vigas - Columnas.....	129

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Evolución de la Norma Sísmica E.030 Modificación.....	17
Tabla 2. Factores de zona “Z”.....	37
Tabla 3. Factores de Suelo “S”.....	38
Tabla 4. Periodo “TP” y “TL”.....	38
Tabla 5. Coeficientes de Reducción R (NTE-030).....	40
Tabla 6. Factor de uso U según categoría de las edificaciones (E.030).....	40
Tabla 7 Escala de Intensidad Mercalli Modificada.....	48
Tabla 8. Límites para desplazamiento lateral de entrepiso.....	52
Tabla 9. Descripción del Diseño de Investigación.....	64
Tabla 10. Matriz de Consistencia.....	65
Tabla 11. Modos fundamentales y factores de participación de masas.....	79
Tabla 12. Periodo “TP” y “TL”.....	84
Tabla 13. Cortante Basal Dinámico.....	86
Tabla 14. Límites para la Distorsión del Entrepiso.....	88
Tabla 15. Derivas de entrepiso en el módulo A.....	88
Tabla 16. Derivas de entrepiso en el módulo B.....	88
Tabla 17. Corte en la Base de los Módulos.....	89
Tabla 18. Datos para el Espectro Inelástico de Pseudo Aceleraciones.....	96
Tabla 19. Fuerzas cortantes de Diseño.....	96
Tabla 20. Ratios demanda capacidad en los muros de corte de mampostería..	99
Tabla 21. Ratios demanda capacidad en los muros de corte de mampostería.	101
Tabla 1.1. Propiedades mecánicas de los materiales utilizados en las estructuras de concreto y albañilería.....	113
Tabla 1.2. Propiedades mecánicas de los materiales de la estructura metálica	114
Tabla 1.3. Cargas permanentes y sobrecargas.....	119
Tabla 1.4. Factor de Uso (U).....	121
Tabla 1.5. Clasificación de los Perfiles de Suelo.....	121
Tabla 1.6. Factores de Suelos.....	122
Tabla 1.7. Coeficiente Básico de Reducción de Fuerzas Sísmicas.....	122

RESUMEN

El presente proyecto de investigación, titulado: “*Análisis Sismorresistente en la I.E. N° 82069 del Distrito de Llacanora, Provincia Cajamarca, Región Cajamarca, en el Año 2018*”, se desarrolló en una zona de alta sismicidad, la misma que tiene una tierra débil, los pabellones que cuenta son de concretos armados, Servicios Higiénicos y el pabellón que es de adobe y tapial que será enfoque de nuestro proyecto de investigación que se encuentra muy deteriorada y en malas condiciones. Razón por la cual motiva a desarrollar la presente investigación planteando con el objetivo de determinar el comportamiento estructural (Sistema estructural Dual), conjuntamente en relación con la debilidad sísmica que presenta dicho pabellón. Con el objetivo de la investigación se pretende tomar medidas respectivas que permitan fortalecer dicha problemática, previniendo los futuros daños que podría ocasionar un fuerte sismo.

Se procedió a recolectar información brindada por la I.E N° 82069 en Llacanora, como también del Instituto Geofísico del Perú sede Chiclayo sobre cómo se produce la actividad sísmica y el historial de estos en años anteriores, también se realizó el estudio de Mecánica de Suelos que realizó la empresa NEO TERRA INGENIEROS EIRL, se elaboró los planos arquitectónicos y estructurales, con los mismos que sirvieron para dar una distribución estructural y poder encontrar con facilidad la ubicación de los fenómenos en contratos, se procedió hacer el predimensionamiento y metrado de obligaciones correspondientes, se realizó la modelación con el software estructural ETABS 2016 v16.2.1 en un sistema estructural dual obteniendo los parámetros y resultados adecuados de control de acuerdo a la E.030 del Diseño Sismo resistente, así como también se desarrolló el Análisis No Lineal (Push-over) de la edificación escolar.

En la última parte se planteó la discusión, se formularon las conclusiones de acuerdo a cada uno de los objetivos planteados, posteriormente las recomendaciones a nivel estructural del proyecto de investigación de la Institución Educativa.

Palabras Claves: Sistema Estructural Dual, Comportamiento Estructural, Mecánica de Suelos, Push-over.

ABSTRACT

The present research project, entitled: "Earthquake Resistant Analysis in the I.E. N° 82069 of the District of Llacanora, Cajamarca Province, Cajamarca Region, in the Year 2018 ", was developed in an area of high seismicity, the same one that has a weak earth, the pavilions that account are of armed concrete, Hygienic Services and the pavilion that is of adobe and tapial that will be focus of our research project that is very deteriorated and in bad conditions. Reason for which motivates to develop the present investigation raising with the objective of determining the structural behavior (Dual structural System), jointly in relation to the seismic weakness that the pavilion presents. The purpose of the investigation is to take the respective measures to strengthen this problem, preventing future damage that could cause a strong earthquake.

We proceeded to collect information provided by EI No. 82069 in Llacanora, as well as the Geophysical Institute of Peru based in Chiclayo on how seismic activity occurs and the history of these in previous years. The Soil Mechanics study was also carried out. the company NEO TERRA INGERNIEROS EIRL, the architectural and structural plans were elaborated, with the same ones that served to give a structural distribution and to be able to easily find the location of the phenomena in contracts, proceeded to do the pre-dimensioning and metering of corresponding obligations, performed the modeling with the structural software ETABS 2016 v16.2.1 in a dual structural system obtaining the parameters and adequate results of control according to the E.030 of the resistant earthquake design, and analysis no lineal(Push-over)

In the last part the discussion was raised, the conclusions were formulated according to each one of the proposed objectives, later the recommendations at the structural level of the research project of the Educational Institution.

Key Words: Dual Structural System, Structural Behavior, Soil Mechanics, Push-over

I. INTRODUCCION

1.1. Realidad Problemática

Las grandes edificaciones escolares donde se concentran la mayor parte de población estudiantil tienen que tener una edificación acorde a la normativa vigente del RNE, a sabiendas que nuestro país es altamente sísmico, como se argumenta en el (Instituto Geofísico del Perú, 2011) que “nuestro país forma parte del Cinturón de Fuego del Pacífico, la mayor fuente generadora de sismos”, por otro lado demuestra la deficiente subducción que son producidas por la placa de Nazca bajo la placa Sudamericana.

Se puede decir que el riesgo de la población en el distrito de Llacanora es de medio a alto, que significa que estos pueden sufrir daños graves en el caso de un terremoto no muy severo (entre 5 y 6 en la escala de magnitud Richter) , los efectos sísmicos en las estructuras siempre han sido y serán objeto de investigación debido a las pérdidas humanas y económicas que generan, desde 1997 el INFES se comenzó a construir edificios educativos significativamente más sólidas, los mismos que como: "Modulo 780 reforzado"

Actualmente hay mucho desconocimiento y sobre todo en aplicar en momentos esenciales las normas vigentes, con el cual se construyen edificaciones escolares altamente vulnerables a los movimientos telúricos. Podemos mencionar que los edificios escolares del estado son muy vulnerables, lo que significa que no cumplen las normas de diseño sismo resistente. En cuanto a la infraestructura de las escuelas privadas los resultados no son muy alentadores. Ha sido demostrado y probado el "modulo 780 reforzado" ha mostrado un buen rendimiento tanto en el terremoto del 2001 en Arequipa como en el reciente terremoto de 2007 en Pisco, se considera relevante mencionar las características de este sistema y resaltar su aceptación en las instituciones y profesionales implicados.

La normativa peruana de sismorresistencia vigente clasifica a las edificaciones en cuatro categorías, que van desde las esenciales hasta las edificaciones menores. Las instituciones educativas son consideradas dentro de esta clasificación como esenciales, pues según la norma están contempladas como edificaciones que pueden servir de refugio después de un sismo, lo que implica que deben garantizar su normal funcionamiento inmediatamente después de ocurrido un desastre (RNE-E.030).

Los cambios que se han presentado en nuestra norma peruana de sismorresistencia, desde su incorporación al reglamento nacional de construcción que se dio en el año de 1970, han sido esenciales y notables que con sus modificaciones han logrado hoy en día estructuras con un mejor comportamiento durante la acción de un sismo. En una conferencia promovida por el ACI, el ingeniero Antonio Blanco Blasco realiza una breve reseña histórica sobre la evolución de la norma E-30 desde sus inicios, resaltando los cambios que han sufrido los parámetros para determinar la fuerza cortante en la base de una edificación y la determinación de los desplazamientos laterales máximos, cuyos valores se han ido ajustando en función a los sismos ocurridos desde ese periodo hasta la actualidad. Su quinta y última modificación de dicha norma fue en el año 2018 según el Reglamento Nacional de Edificaciones, Norma E.030 Diseño sismorresistente – NTE E.030 / 2018 (E.030, 2018), la cual se mantiene hasta la actualidad.

Tabla 1. Evolución de la Norma Sísmica E.030 Modificación

MODIFICACION	AÑO
Incorporación al RNE	1971
1era Modifciación	1977
2da Modifciación	1997
3ra Modifciación	2003
4ta Modifciación	2016
5ta Modifciación	2018

Fuente: Evolución de las normas sísmicas en Perú-Antonio Blanco Blasco

Los terremotos recientes ocurridos en Pisco - Perú y Chile nos hacen realizar acerca de la fragilidad en el desarrollo y la construcción de edificios escolares, para así cumplir estrictamente con las medidas de análisis sísmico en todo antes, durante y después de la construcción.

Finalmente tenemos que mencionar que las consecuencias que traería consigo la inacción tanto de las autoridades estudiantiles como la población escolar, serían negativas. Por tales razones, el estudio de Análisis Sismorresistente que se llevará a cabo en la I.E. N° 82069 en LLacanora, busca dar un aporte sobre las condiciones reales en que se encuentra uno de los módulos que no están contruidos con las condiciones y normativas que indica el RNE, por el cual esperamos que nuestro aporte sirva para tomar las medidas preventivas o como base para futuras investigaciones.

1.1.1 A Nivel Internacional

Saravia (2013) en Guatemala en su tesis titulada: “Análisis y diseño con Etabs, su aplicación adecuada y comprobación de resultados, aplicado a Edificios de concreto armado” el autor nos afirma la importancia de la mejor utilización posible del dispositivo de Etabs, que sirve para realizar análisis y contornos auxiliares en el desarrollo de estructuras superiores a tres niveles. En su investigación tuvo como objetivo evitar el mal uso de dicha herramienta y sobre todo que sirva como ejemplo para aquellas personas con capacidad de cualquier dependencia de este dispositivo asombroso. Estos análisis dan la fiabilidad de utilizar el Etabs y sobre todo actualizarse en la evolución de la tecnología.

Gonzales y Fernández (2011), de la facultad de ingeniería, de la Universidad Nueva Esparta - Venezuela, realizó la tesis titulada: “Análisis Dinámico de Estructuras Irregulares empleado el programa de Calculo Estructural ETBAS”, en el cual propone el método de análisis sísmico por superposición modal, con tres grados de libertad por cada nivel, de acuerdo a lo establecido en la norma COVENIN 1756, 2001A relativa a Edificaciones Sismorresistentes de una estructura tipo regular denominada “MR”, en Venezuela que a partir de la cual de determinadas modificaciones geométricas y funcionales de su configuración estructural inicial se diseñaron dos estructuras de tipo irregular “MI -1” y “MI-2”, que posterior mente fueron analizadas del mismo modo, lo cual permitieron determinar el nivel de impacto que generan dichas irregularidades en la respuesta dinámica en una estructura.

1.1.2 A Nivel Nacional

Astorga y Lima de Aguilar (2006) Lima, en su propuesta de especialistas titulado "evaluación de la peligrosidad sísmica de estructuras instructivas peruanas" en su investigación llegaron al final que en el país hay cerca de 40, 000 instituciones construidas en los años viejos, los mismos que se construyeron con diferentes diseños y tipos de materiales. Hacen mención que aproximadamente solo alrededor del dos por ciento de los establecimientos en las décadas cumplen el estándar de esquema sísmico temblor seguro, que será reparada ante un terremoto, fundaciones prefabricadas de madera están en el rango 7%, 36% de cemento con la ayuda de un albañil y por último el 47% de las instituciones fueron construidas a base de adobe.

A partir de lo anterior se precisó que para un terremoto frecuente, 50 años de retorno, en los edificios construidos después de 1997 a base de concreto y albañilería cinco por ciento, los que fueron construidos antes de ese año el 21% aproximadamente y los edificios de tierra 44%. Para un terremoto demasiado fuerte los años de retorno oscilan entre 490 a 500 años las instituciones construidas después del año 97 el porcentaje de retorno aproximadamente sería el 38% y para los edificios antes del 97 el 64% y por último los edificios construidos en base de tierra el 94% aproximadamente.

Concluimos que es necesario el reforzamiento de las estructuras según las normas técnicas vigentes, con el objetivo de buscar un sistema estructural que nos permita reducir daños que ocasionan los sismos moderados y sismos severos en nuestra edificación escolar, así como las reducciones de pérdidas humanas y económicas.

1.1.3 A Nivel Local

La región de Cajamarca, como el pueblo de LLacanora están situados en zona sísmico III (NTE 030, 2016) aunque todavía ha habido una llegada de vitalidad se intensificó, existe la probabilidad de que ocurra un temblor de significativa grandeza y poderes que se extiende desde el extremo al destructor.

Hernando Tavera, (2014), en su investigación "Evaluación del peligro asociado a los terremotos y los efectos secundarios en el Perú", destaca que predecir un terremoto es casi imposible. Los científicos japoneses fueron que entendió que era la mejor manera de dedicar estos esfuerzos para desarrollar medidas encaminadas a una gestión de riesgos adecuados, antes de la ocurrencia de desastres como terremotos y tsunamis. Hoy en día, esa tarea cumplió sus objetivos con un desarrollo estructural adecuado y un nivel respetable de cultura de la prevención y mitigación de daños, parte de la ciudadanía y principalmente de sus autoridades, concluimos que debido a que los sismos son impredecibles, es importante conocer el nivel de riesgo actual de la edificación escolar.

Finalmente tenemos que mencionar que las consecuencias que traería consigo la inacción tanto de las autoridades estudiantiles como la población escolar, serían negativas. Por tales razones, el estudio de Análisis Sismorresistente que se llevará a cabo en la I.E. N° 82069 en LLacanora, busca dar un aporte sobre las condiciones reales en que se encuentra uno de los módulos que no están contruidos con las condiciones y normativas que indica el RNE, por el cual esperamos que nuestro aporte sirva para tomar las medidas preventivas o como base para futuras investigaciones.

1.2. Trabajos Previos

Para desarrollar nuestro proyecto de investigación se tuvo en cuenta diferentes investigaciones, tesis de pregrado, libros, artículos, publicaciones entre otros tantos locales, nacionales e internacionales, así como son las siguientes:

1.2.1 Antecedentes Internacionales

Llanos López y Vidal Gómez (2003, p29) de la facultad de ingeniería Civil y Geomática, de la Universidad del Valle – Cali - Colombia, realizaron una investigación: "Evaluación Sísmica de Escuelas de Cali: Una Propuesta metodológica", la investigación como objetivo tuvo diagnosticar el nivel de debilidad de los terremotos de una población de instituciones de la ciudad de Santiago – Cali, la investigación fue de tipo cualitativo donde los autores desarrollaron procedimientos de evaluación de los diferentes métodos de

evaluación de la características observadas en las instituciones visitadas, basado en este procedimiento y análisis en los aspectos más complementarios en la fragilidad de 20 establecimientos, los análisis arrojados del procedimiento que realizaron los investigadores el 55% aproximadamente de las instituciones educativas de la ciudad en estudio son completamente peligrosas y probablemente 15 instituciones represente peligrosidad ante la ciudadanía, esto debido a la mala infraestructura que presentan las construcciones y concluyen que las instituciones educativas de Cali están subdimensionadas.

Texaj López (2005,p38) de la Universidad de San Carlos de Guatemala, realizaron una tesis: “Determinación de la vulnerabilidad sísmica estructural en un sector de las zonas 1, 2, 3 y 4 de la Ciudad de Chimaltenango”, en el cual tuvo como objetivo realizar un estudio en el sector, por medio del método cualitativo ATC-21, propuesto por Applied Technology Council, que permita identificar los riesgos y los daños potenciales que pueden existir en la población de Chimaltenango con un sismo de $0.3 g = 2,94 \text{ m/seg}^2$ aproximadamente. Se concluye que los índices de riesgo en las instituciones estudiadas influencia los siguientes datos de proximidad: muy alta 2.40%, alta 4.60%, importante 22.70% y 70.15% mínimo respectivamente

Serrano Lanzarote y Temez Cordovez (2015,p16) de la Universidad Politécnica de Valencia - España, realizaron una investigación: “Vulnerabilidad y riesgo sísmico de los edificios residenciales estudiados dentro del Plan Especial de evaluación del riesgo sísmico en la Comunidad Valenciana”, en el cual determinaron que con intensidades sísmicas superiores a VII grados, según la Escala Macrosísmica Europea, los edificios de las ciudades de Alicante, Valencia y Castellón sufren daños graves en un 13%, 8% y 0.2%, respectivamente. Aplicando el método Italiano, para la obtención de la vulnerabilidad sísmica.

1.2.2 Antecedentes Nacionales

Quispe Muñoz (2017, p19), de la Universidad Nacional de Cajamarca, en la tesis titulada: “Evaluación comparativa del análisis estructural entre los sistemas estructurales: pórticos y dual (pórticos rigidizados) en un edificio tipo educacional”, en el cual tiene como objetivo diagnosticar la infraestructura de una

institución educativo con un sistema de Pórticos y con un sistema Dual, como hacer las comparaciones de ambos casos realizando todos los desplazamientos dentro y fuera de la institución.

Podemos dar un aporte de acuerdo diciendo; que es comprobado que en una edificación escolar, típico de la sierra peruana, en el la configuración con un “Sistema dual tiene un mejor comportamiento estructural configurado con un sistema de pórticos, evaluado contra cargas sísmicas definidas en sísmica norma E030 2016”, tanto por el periodo fundamental puesto que el sistema dual el edificio soporta una mayor aceleración del suelo; también alcanza mayor rigidez y muestra menores valores de la derivas entrepiso, como menores índices de los desplazamientos absolutos.

Huerta Aucasime (2011, p43) de la Pontificia Universidad Católica del Perú, en su tesis investigación: “Desempeño sísmico de un tipo de edificio educativo peruano diseñado antes de 1997”, en el cual tiene como objetivo la supervisión de una institución de 3 niveles construida entre los años 1930 – 1997, la finalidad de la supervisión se realizó con el motivo de ver el diseño que tiene las instituciones y sobre todo si cumplen la norma de “sismo resistente”, los resultados mostraron que las instituciones se encuentran en un alto riesgo incumpliendo las normas de sismorresistente.

El aporte de esta información podemos concluir que un estudio objetivo de Mecánica de suelos y su análisis de mezclas es fundamental para la buena elaboración estructural de una edificación escolar.

Mosqueira Moreno (2012, p11) en su investigación titulada “Riesgo Sísmico en las edificaciones de la Facultad de Ingeniería – Universidad Nacional de Cajamarca”, se concluyó que: La “Facultad de ingeniería de la Universidad Nacional de Cajamarca”, tiene alto riesgo sísmico, debido a la vulnerabilidad sísmica y riesgo sísmico alto, en un terremoto grave, la falla típica que puede dar lugar a un terremoto severo, la principal problemática en los edificios de ingeniería es la falla de columna corta, debido a la falta o inadecuada construcción conjunta entre pared - pórtico; el error típico puede resultar en un

grave terremoto en el sistema estructural de la Facultad de ingeniería, es una falla frágil e inestable.

Podemos aportar que el comportamiento de la edificación en mención ante diferentes magnitudes de sismo está expuesto a graves daños o al colapso, por lo que la realización de la edificación ha sido desarrollada con las normas estructurales antiguas y tradicionales, por lo cual a nivel estructural hay fallas en la colocación de las juntas símicas, muy poca rigidez en las direcciones lo cual conlleva a un riesgo y vulnerabilidad alta.

Chilón Camacho (2013, p12), de la Universidad Nacional de Cajamarca, en la tesis titulada: "Evaluación de una Estructura de Concreto Armado de Tres Niveles, con la Configuración Del Programa ETABS, para un Óptimo Dimensionamiento de Acero" Tesis para obtener el Título en Ingeniería Civil el cual tiene como objetivo determinar la mejor organización de la aplicación Etabs para el diagnóstico de una estructura de cemento mayor a dos pisos quedando en perfectas condiciones respecto a la Norma E030. El investigador determino el dimensionamiento de acero haciendo la simulación en la Norma E030 espectro (CQC), luego de las simulacros realizadas se lograron discrepancias en el dimensionamiento en el acero puesto que lograron un mínimo acero en vigas al 6% y en columnas 12%.

Al respecto podemos mencionar que como sabemos en la actualidad el diseño mediante ETABS se lo ejecuta de modo vertical y sin un análisis consciente de lo que realmente se está ingresando al programa, por esta razón se tendría que realizar el estudio y análisis del programa ETABS para poder determinar la mejor configuración y así obtener la mejor configuración en el diseño de estructuras en este caso una edificación escolar, para tener una idea clara del comportamiento del programa ETABS en el Perú y de esta manera tener noción clara para el ingreso de parámetros requeridos por ETABS para tener un diseño de estructuras en concordancia con la normas vigentes del RNE.

1.2.3 Antecedentes Locales

Las investigaciones que se han desarrollado a nivel de Cajamarca se han formulado investigaciones en el cual abarca sobre el comportamiento sismorresistente, la vulnerabilidad y el riesgo sísmico, a nivel local de edificios escolares construidos en la ciudad de Cajamarca y algunas provincias, podemos decir que ha sido un gran aporte estas investigaciones brindándonos información sobre el comportamiento y desempeño de una edificación escolar; como las peculiaridades geométricas, estructurales y constructivas que más influenciaron en el comportamiento estructural de los edificios evaluados como son los deslizamientos relativos de entrepiso, falla de columna corta, el tipo de calidad de la mampostería, la calidad de líneas resistentes y el uso de las normas antisísmicas; Así en sus diversas simulaciones tanto para sismos leves y severos, como también evaluando el nivel del riesgo de las edificaciones y las consecuencias y pérdidas que podrían tener tanto para la población estudiantil como las pérdidas materiales y económicas.

1.3 Teorías Relacionadas al Tema

1.3.1 Sismicidad en el Perú

Gonzales Vásquez (2017, p09), en su investigación de vulnerabilidad sísmica en la Universidad nacional de Cajamarca indica que el Perú se ha comprometido entre las regiones de alta actividad sísmica que existe en la tierra, por lo que se está expuesto a este peligro, que trae consigo la pérdida de vidas humanas y pérdidas materiales.

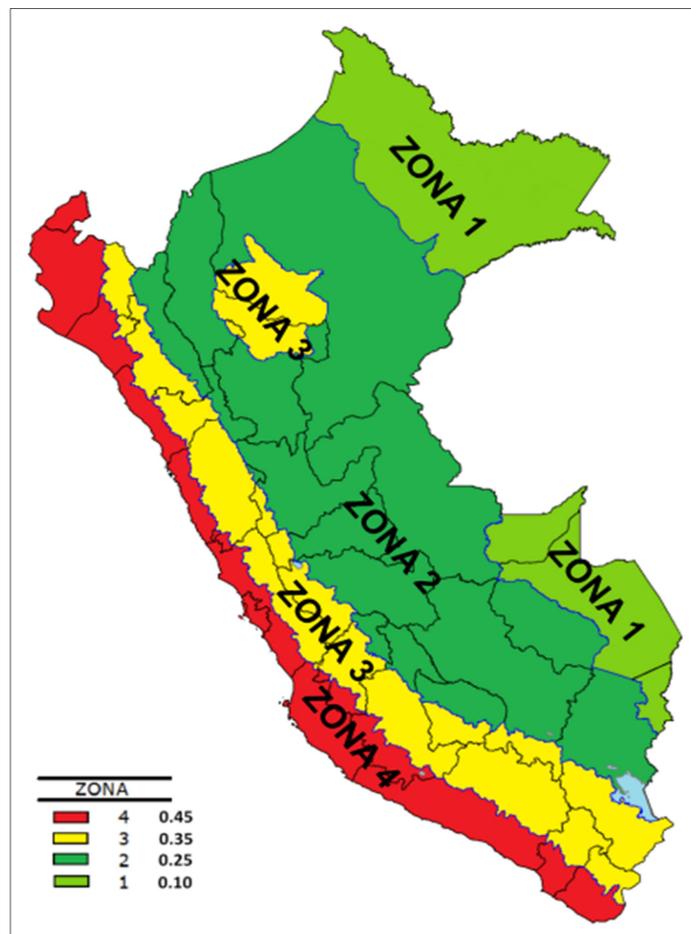
Cárdenas (2008, p35), nos dice que es conocido desde hace mucho tiempo, que en el Perú, es una zona de alta actividad sísmica, la sismicidad en el Perú es el resultado de la interacción o la fricción de las placas tectónicas Nazca y Sudamericana. Por esta razón que el Perú se ha dividido en zonas según ciertos parámetros del sitio.

Cárdenas (2008, p35), nos dice que es conocido desde hace mucho tiempo, que en el Perú, es una zona de alta actividad sísmica, la sismicidad en el Perú es el resultado de la interacción o la fricción de las placas tectónicas Nazca y

Sudamericana. Por esta razón que el Perú se ha dividido en zonas según ciertos parámetros del sitio.

El territorio nacional se divide en cuatro áreas, tal como se muestra en la figura 1. La zonificación propuesta se basa en la distribución espacial de la sismicidad observada, las características generales de los movimientos sísmicos y la atenuación de éstos con la distancia epicentral, así como información neotectónica.

Figura 1. Zonas Sísmicas



Fuente: Norma E.030 Diseño Sismorresistente 2016

1.3.2 Sismicidad en Cajamarca – Llacanora

Mosqueira (2012) Nos dice que en la provincia de Cajamarca, en las últimas décadas no se produjeron terremotos de alta intensidad como se muestra en la figura 2.2 y no habido actividad sísmica del distrito de Llacanora en mucho

tiempo, allí indican eso sí hay en el distrito de San Juan como descendiente CE a la provincia de Cajamarca, sin embargo, debido a su formación geológica, la naturaleza de sus suelos y presencia volcánica, hay una gran probabilidad de ocurrencia de terremotos, cuyos efectos son amplificarían por las características de sus suelos, por lo tanto es la zona sísmica considerada silencio.

Instituto Nacional de Defensa Civil (2005) En el Mapa de peligro en la Provincia de Cajamarca “ha diagnosticado cuatro lugares sísmicos en función al, análisis de las variables de aceleración, amplificación de ondas, factor de sitio y tiempo de recurrencia, mediante la determinación de las variaciones de intensidades sísmicas en el área urbana de las provincias” (p.15).

Nivel Severo:

INDECI – PNUD (2015) “estos lugares presentan suelos acuáticos, formados básicamente por arcillas plásticas y arcillas limosas, con altos índices de humanidad, lógicamente son suelos con peligrosidad alta de sismos” (p. 22).

Nivel Moderado:

INDECI – PNUD (2015) “son lugares aluviados con alto riesgo de terremotos, en estos lugares un fenómeno que puede presentarse son los asentamientos diferenciales debido a que los suelos son muy expansivos ante cualquier sismo de alto riesgo” (p. 72).

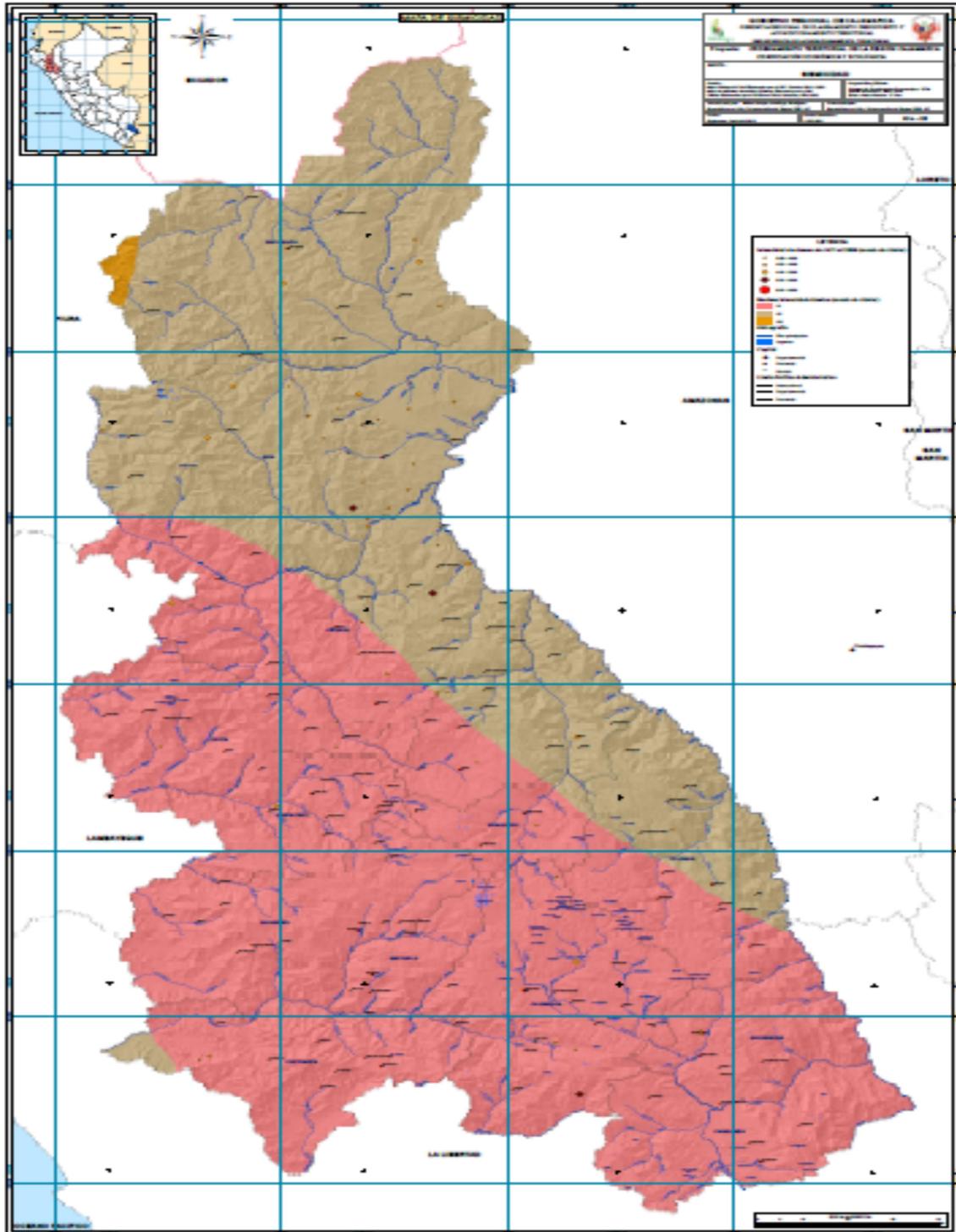
Nivel Menor:

INDECI - PNUD (2015) “son lugares caracterizados principalmente por contener grandes cantidades de roca, con aceleraciones sísmicas baja y media capacidad de rodamiento” (p.32)

Nivel Leve:

INDECI – PNUD (2015) “Estas áreas se caracterizan por presentar suelos de origen volcánico con resistencia de rocas, también presente peligrosidad de sismo alta y baja, se ubican en los cerros de la parte sierra” (p. 36).

Figura 2. Mapa de Sísmico de la Región Cajamarca.



Fuente:http://zeeot.regioncajamarca.gob.pe/sites/default/files/M25_Maxima_Intensidad_sismica.pdf

El distrito de Llacanora está ubicado dentro de la zona de sismicidad III. Respecto al mapa anterior según RNE

1.3.3 Ingeniería Sismorresistente

Muñoz Peláez (2011, p14); en su publicación de Ingeniería Sismorresistente indica en que la ingeniería sismorresistente es una rama multidisciplinaria que combina a la sismología y la ingeniería Civil con el único objetivo de lograr estructuras que sean capaces de responder eficientemente a las sollicitaciones ocasionadas por un sismo, para lo cual se han fijado normas mínimas de construcción, en su defecto la Norma E-030; sin embargo en la actualidad se han ido estudiando nuevos métodos de diseño sísmico que dan mayor énfasis a las características estructurales de los edificios y el objeto de su construcción (diseño por desempeño) y tiene la finalidad de prevenir daños de vidas humanas, reducir la peligrosidad de las estructuras entre otros.

1.3.3.1 Criterios Estructurales

1.3.3.1.1 Definiciones Sísmicas

Una construcción en una Edificación Escolar debe comprender para crear espacios modulares en las que se desarrollen las actividades escolares justas de prevención por lo que debe caracterizarse por lo siguiente:

- ✓ *Resistencia* suficiente para soportar la combinación de efectos producidos por cargas verticales, de viento o sismo.
- ✓ *Rigidez* adecuada para que sus deformaciones bajo efectos de cualquier evento sísmico no sean excesivas con lo cual se evita el pánico entre la población de influencia directa al menos en sismos de baja intensidad se reducen los daños en elementos no estructurales y en instalaciones existentes por el cual se regulan los efectos de segundo orden, los cuales son provenientes de cargas verticales y desplazamientos horizontales, que pueden influir de manera significativa en la resistencia de estructuras flexibles y propiciar inclusive fallas por inestabilidad.
- ✓ *Ductilidad* suficiente para que en caso de que las cargas del sismo puedan superar los valores estimados para el análisis sismorresistente, la estructura escolar se deforme en el rango inelástico, con daños en los elementos tanto estructurales como no estructurales, pero sin colapsar.

Rochel Awad (2012), en su investigación el Análisis y Diseño Sísmico de Edificios, nos indica que “los diseños como base de las infraestructuras no es el temblor más fuerte que deben soportar si no los temblores que afectaron en el

tiempo pasado. Los análisis de los estudios que originan los terremotos ante cualquier situación no es problema de un ingeniero, eso es problema de otra rama como por ejemplo sismólogos” (p. 98).

Definitivamente para la construcción de los edificios estatales la principal materia prima es el cemento, pero la problemática está que este tipo de material no contiene los insumos adecuados para que lo construido pueda resistir cualquier desastre natural.

Para dar solución a lo antes mencionado hay que tomar en cuenta que son refuerzos que van más allá de lo común para este tipo de lugares sísmicos, definitivamente los materiales son muy costosos y sobre todo escasos para obtenerlos.

Las infraestructuras que no cumplen los requisitos necesarios para soportar cualquier desastre natural como los famosos sismos, necesitan algunos requisitos indispensables como excelencia en diseño, ductilidad y una buena estructuración. Las buenas estructuras deben estar bien desarrolladas con la finalidad de soportar cualquier riesgo de alta peligrosidad, pero es muy importante también que cuente con el requisito dúctil ante cualquier colapso.

Es prácticamente imposible diseñar una estructura para soportar máximo sísmica que podrían llegar a surgir, puede predecir o prever con suficiente exactitud a lo que será el nivel máximo que se puede lograr y las fuerzas en el escenario de referencia sabían exactamente la solución sería una estructura no funcional por el voluminoso de las columnas con costos muy altos que serían inalcanzables para la comunidad estudiantil. Para la solución ante esta problemática se fija un nivel de resistencia con la finalidad de que el sismo no pueda causar un exceso de daño pero definitivamente ese nivel es imposible no se puede colocar ningún límite ante el desplazamiento del suelo.

Si por cualquier error la fuerza del sismo traspasa los límites que supuestamente debía resistir el edificio educativo, se pretende un plan B que el edificio no trate de presentar cualquier percance frágil, sino que este sea capaz de resistir por medio del comportamiento inelástico, sin embargo no debería la estructura en investigación de colapsar, porque esto sería una falla de diseño en la investigación que se está realizando.

Figura 3. Estructura reforzada modelo hormigón con rótulos en la vigas

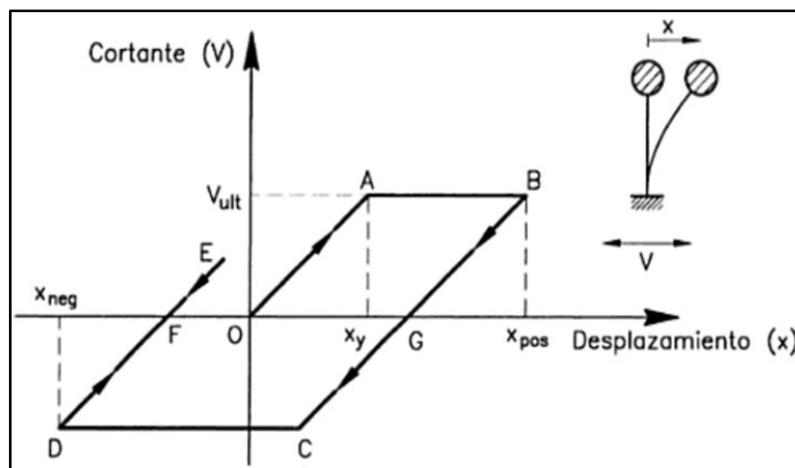


Fuente: Rochel Awad (2012); Análisis y Diseño Sísmico

1.3.3.1.2 Ductilidad

Bozzo y Barbat (2004), en su investigación de Diseño Sismorresistente de Estructuras, nos argumenta que “la estrategia ductilidad tiene la capacidad de romperse plásticamente debido al tipo de material utilizado. Este tipo de material se identifica en el inelástico que presenta antes de deformarse” (p. 12), en la figura 4 podemos observar más a detalle lo que quiere dar entender la ductilidad.

Figura 4. Modelo Elastoplástico para precisar la energía de disipación, absorción y la ductilidad



Fuente: Bozzo y Barbat (2008), Diseño Sismorresistente de Estructuras

Bozzo y Barbat (2004) explican que “A partir de este punto empiezan las incursiones en el rango plástico del material, alcanzándose el punto “B”, que corresponde a velocidad nula y que es el punto donde se inicia el movimiento en sentido inverso al inicial” (p. 12).

Bozzo y Barbat (2004) explican “La estructura atraviesa la posición de cortante nulo en el punto “G” y alcanza el límite lineal para cortante negativo en el punto “C”” (p.12).

Bozzo y Barbat (2008) explican “Cuando la estructura pasa por la posición “G”, una parte de la energía acumulada en este ciclo de carga, es transformada en energía cinética y otra parte es disipada por el sistema del área B-G-xpos” (p.12).

Bozzo y Barbat (2004) los autores explican “El área “O-A-B-G” corresponde a la energía de disipación, que se debe al trabajo interno realizado en las secciones críticas de la estructura, como, por ejemplo, las rótulas plásticas, y que no se devuelve al sistema” (p.12).

La ductilidad se puede determinar empleando al menos las siguientes definiciones:

$$\mu^+ = \frac{X_{pos}}{X_y} \qquad \mu^- = \frac{X_{neg}}{X_y}$$

$$\mu^a = \frac{X_{pos} + X_{neg}}{X_y}$$

$$\mu^e = \frac{\text{AREA}(O,A,B,G,C,D,F)}{\text{AREA}(O,A,X_y)} \qquad \text{ec. 1.1}$$

Bozzo y Barbat (2004) explican el caso anterior “las relaciones, μ^+ corresponde a la ductilidad de desplazamiento máximo positivo, μ^- a la del desplazamiento máximo negativo, μ^a a la ductilidad suma todos los desplazamientos plásticos y μ^e a la ductilidad correspondiente a la energía de disipación total” (p.106).

Bozzo y Barbat (2004) “Las últimas definiciones son más convenientes que las primeras, en cuanto incluyen la acumulación de demandas de ductilidad y no sólo un determinado valor máximo que está en consonancia con los daños reales producidos por terremotos de larga duración” (p.106).

Bozzo y Barbat (2004) “En la práctica sin embargo es común emplear como medida de la ductilidad el máximo del valor absoluto del cociente entre los

desplazamientos plásticos positivo y negativo con el desplazamiento al límite de fluencia x_y ” (p.106).

En la siguiente ecuación podemos observar:

$$\mu = \frac{\max(X_{pos}, X_{neg})}{x_y} \quad \text{ec. 1.2}$$

La ductilidad se conceptualiza tanto para un elemento estructural como también para una estructura general, la ductilidad del material se vincula con la ductilidad que construyen la estructura como el cemento y acero, los materiales antes mencionados tienen la capacidad de deteriorarse de una manera plásticamente, el acero es un material dúctil por lo menos cuando no está sometido a un estado triaxial de tensiones, de cargas sísmicas o cuando no alcanza un estado límite de pandeo, entre otras fallas frágiles mientras que el concreto sin refuerzo no es en general un material dúctil. (Bozzo y Barbat, 2004, p. 106)

La ductilidad se basa en la descomposición que puede ser de un fenómeno o elemento de concreto armado, como por ejemplo una columna o cualquier viga. Un elemento armado de concreto llega a ser dúctil según la disposición y el número de armaduras que se soliciten de acuerdo a la sísmica que se determine (flexión pura y/o flexo compresión, por ejemplo). Por otro lado si hablamos de la ductilidad global se refiere a la manera de derrotarse plásticamente en su totalidad. Una demanda en base a una estructura sísmica de un nivel moderado y por lógica menor que la ductilidad de sección y esta es generalmente, menor que la demanda de ductilidad a nivel de material. (Bozzo y Barbat, 2004, p. 107)

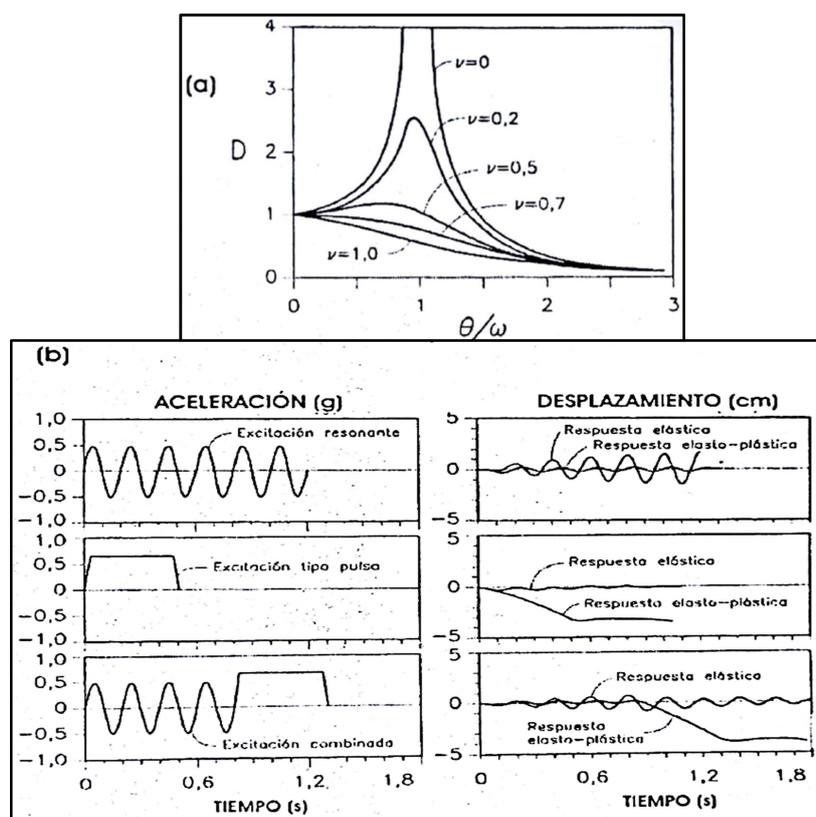
Bozzo y Barbat (2004) explican “Un ejemplo claro de la demanda de la ductilidad global, supongamos que la estructura es siete, la ductibilidad de sección podría ser 12 y la del material 20” (p.107).

1.3.3.1.3 Influencia entre Ductilidad y Acción Sísmica

Una acción sísmica influye en gran medida en la respuesta estructural en un proceso de un edificio, tanto en la medida lineal y la no lineal. Para cualquier acción lineal elástico la acción sísmica es desventajosa llamada sinusoidal cuyo tiempo es igual al modo de vibración de la estructura. Para estructuras con un

grado de libertad significativo la respuesta máxima es función de la inversa de la fracción del amortiguamiento crítico el cual para estructuras típicas, es bajo, por ejemplo, $\nu=0,05$ para estructuras de concreto. Por esta razón, se producirán amplificaciones dinámicas significativas tal como se ilustra en la figura 5(a), donde ω es la frecuencia natural del sistema y θ es la frecuencia de la excitación. En esta figura, el factor de amplificación dinámica D , se define como la relación entre el desplazamiento dinámico y el estático que se produciría al aplicar una carga unidad. Para sistemas sin amortiguamiento o para sistemas con muy poco amortiguamiento la respuesta se aproxima al infinito y se observan movimientos cíclicos de gran magnitud como. (Bozzo y Barbat, 2004, p. 108)

Figura 5. Diferencias cualitativas entre sistemas lineales y no lineales



Fuente: Bozzo y Barbat (2004), Diseño Sismorresistente de Estructuras

Observamos como la imagen b demuestra la respuesta de un sistema no lineal con el grado de libertad vinculado a una acción sinusoidal. La percepción más interesante, es para edificaciones con comportamientos no lineales una acción sinusoidal no es tan desventajoso y por otro lado el factor de amplificación dinámica es una función de firmeza en la estructura. En el tema de un sistema no lineal es más desfavorable debido a que una acción sísmica tipo pulso que se

aplique en el instante en que se alcanza la fluencia de la estructura. (Bozzo y Barbat, 2004, p. 109)

1.3.3.1.4 Influenciabilidad del Amortiguamiento Estructural en una Estructura

Rochel y Awad (2012), nos manifiesta “que para poder estimar ua respuesta sísmica en las estructuras es el sistema de un grado de libertad, debido a que es un sistema más fácil de utilizar” (p. 35).

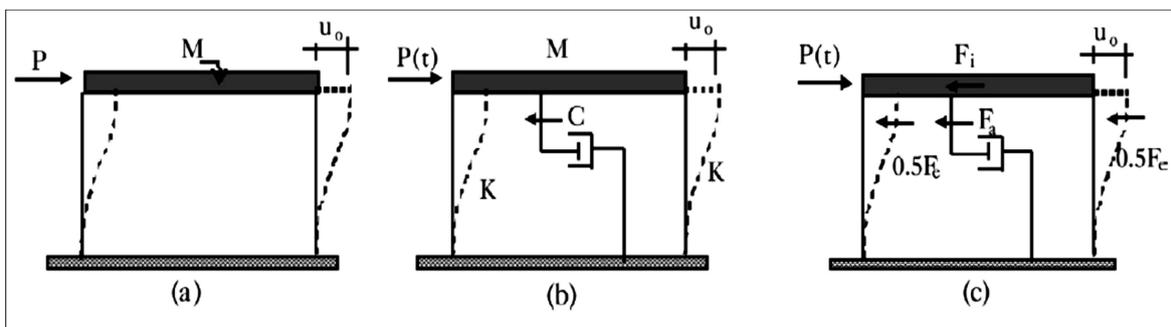
El grado de libertad comprende la estructura de un solo nivel, en el mismo que las columnas no cuentan con masa, debido a que está incluida en la masa total y por ende está encajadas en su masa. Si a esta se le designa una potencia lateral P , que genera un deslizamiento lateral u_0 y posteriormente se abandona de forma repentina la estructura está oscilaría de un lado para otro con la misma amplitud en un movimiento que se conoce como vibración libre no amortiguada. Esto no es verídico puesto que se espera una disminución permanente hasta detenerse por completa de las oscilaciones con la finalidad de introducirlo en un grado de libertad. Por lo tanto los elementos que forman parte del sistema de un grado de libertad son las que se detallan a continuación:

M = masa, K = una estructura de piso con rigidez lateral y C = elemento amortiguador de tipo viscoso con un coeficiente de amortiguamiento (ver figura 6)

Un sistema de grado de libertad es lineal siempre y cuando la rigidez permanezca constante y cuando se aplica la fuerza P se produce un movimiento de masa la misma que genera cuatro fuerzas adicionales:

La fuerza externa $P(t)$, la fuerza elástica resistente F_e , la fuerza de amortiguamiento F_a y la fuerza de inercia F_i . (Figura 6.c).

Figura 6. Sistema de un grado de libertad con amortiguamiento.



Fuente: Rochel Awad (2012), Análisis y Diseño Sísmico de Edificios

De acuerdo como nos argumenta Newton (1997) la “fuerza de inercia” es proporcional a la masa, donde m =masa sistema, $\ddot{u}(t)$ = aceleración total, c = coeficiente de amortiguamiento y $\dot{u}(t)$ = velocidad relativa, un sistema lineal su fuerza elástica está dada por **$F_e=K*u(t)$** (p.99).

$$F_i + F_a + F_e = (t)$$

$$M * \ddot{u}(t) + C * \dot{u}(t) + K * u(t) = P(t) \quad \text{ec. 1.3}$$

En el caso de una excitación sísmica no existe ninguna fuerza externa $P(t) = 0$, la tensión sísmica del sistema es debido al movimiento de la tierra que soporta una estructura. Como resultado de esta emoción basada en la estructura tiene un desplazamiento igual a la u_g de la tierra (t) y al mismo tiempo la estructura deforme $u(t)$, por lo que el desplazamiento total de la masa es igual a $t_i(t) = u_g(t) + u(t)$ sustituyendo (Bozzo & Barbat, 2004, p. 115).

$$M * \{\ddot{u}_g(t) + \ddot{u}(t)\} + C * \dot{u}(t) + K * u(t) = 0$$

$$M * \ddot{u}(t) + C * \dot{u}(t) + K * u(t) = -M * \ddot{u}_g(t) \quad \text{ec. 1.4}$$

1.3.3.1.5 El Coeficiente Sísmico

Bozzo y Barbat (2004) manifiestan “Es aquí que se multiplica por el peso de una edificación es igual al cortante del diseño en la base” (p. 121).

$$V = C_s W \quad \text{ec. 1.5}$$

Donde; C_s , V , W son el coeficiente sísmico, el cortante en la base y el peso total de la edificación. El mismo debe incluir un porcentaje de la carga viva y varía según prevén las normativas. El coeficiente sísmico de suelo donde se encuentre el período fundamental de la edificación. Esta reducción varía entre 1,5 y 8, para edificios frágiles (Bozzo & Barbat, 2004, p. 122).

Bozzo y Barbat (2004) nos indican “que el coeficiente de reducción se considerase igual a 1, se tendría el cortante en la base correspondiente a una estructura en el rango lineal y elástico” (p. 122).

1.3.3.2 Acción Sísmica utilizando la Normativa Peruana 0.30

Son considerados como la severidad de los desplazamientos sísmicos para la construcción de un edificio, local suelo, terreno entre otros.

El R.N.E explica la siguiente ecuación.

$$V = m\alpha = \left(\frac{P}{g}\right) \times (ZCS) \times \frac{U}{R} = \frac{ZUCS}{R} \cdot P \quad \text{ec.1.6}$$

La ecuación 1.6 nos indica que:

Z = factor de zona

U = factor de uso

S = factor de suelo

C = coeficiente

R = factor de reducción

P = peso del edificio.

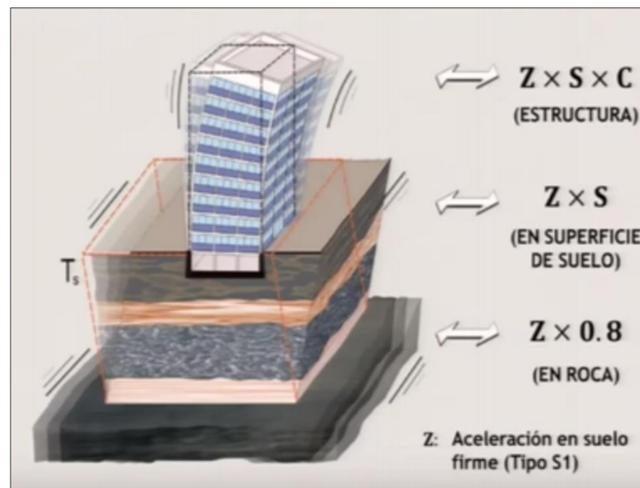
La norma E.030 tiene como finalidad evitar pérdida de seres humanos a través de los desastres naturales, es decir, que los edificios durante un sismo del alto riesgos pueden sufrir problemas pero un poco menos peligrosos. También nos argumenta que el sismo de magnitud moderada está vinculado con el suelo, calidad y tipo de tierra. (Rochel Awad, 2012, p. 101)

1.3.3.2.1 Parámetro de Sitio Z: Factor de la Zona

Sánchez (2006), en su tesis de la PUCP, "Criterios estructurales para la Enseñanza a los alumnos de Arquitectura" nos argumenta que estos criterios guardan relación con la fortaleza sísmica en una estructura. Definitivamente influyen a gran mayoría en el desplazamiento durante un sismo, por otro lado las características del terreno también influye en esta problemática.

Sánchez (2006), mención que "Los parámetros de sitio son tres: factor de amplificación sísmica C factor de zona Z, factor de amplificación del suelo S y en la respuesta de la estructura, como se muestra en la figura 7" (p132).

Figura 7. Aceleraciones utilizando el parámetro de sitio de la norma E030.



Fuente: Ing. Muñoz Peláez (2016) Diseño Sismorresistente

Rochel Awad (2012) argumenta que “los valores Z demuestran una amenaza sísmica de una estructura que se encuentra agrupada con un territorio, existe probabilidades que el 12% se exceda en el transcurso de 50 años” (p.32).

Rochel Awad (2012) menciona “De acuerdo a esta distribución se le proporciona un valor Z a cada lugar, la misma que se argumenta como la aceleración horizontal en suelo rígido expedida el 10% en el lapso de 50 años” (p. 32).

Observemos la siguiente tabla:

Tabla 2. Factores de zona

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

Fuente: Norma E.030 Diseño Sismorresistente 2016

1.3.3.2 medida de zona S: aumento de suelo

La tendencia de un sismo en una zona enrocada puede aumentar debido al tipo de suelos donde esté ubicada la construcción. En los lugares donde la tierra es fija no existe este tipo de aumentos pero si existen irregularidades es por ello que

es muy importante el estudio de las zonas donde posiblemente se puede empezar la estructuración (Anexo del EMS).

Deberemos considerar el tipo de perfil más óptimo para la describir las mejores circunstancias, utilizando correctamente los valores del suelo S y los periodos TP y TL los mismos que se detallan en la tabla 3 y 4.

Tabla 3. Factores de suelo

FACTOS "S"					
ZONA \ SUELO	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃	
Z ₄	0.80	1.00	1.05	1.10	
Z ₃	0.80	1.00	1.15	1.20	
Z ₂	0.80	1.00	1.20	1.40	
Z ₁	0.80	1.00	1.60	2.00	

Fuente: Norma E.030 Diseño Sismorresistente. 2016.

Tabla 4. Periodo "TP" y "TL"

Periodo "TP" y "TL"				
	Perfil de Suelo			
	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
TP(S)	0.3	0.4	0.6	1.0
TL(S)	3.0	2.5	2.0	1.6

Fuente: Norma E.030 Diseño Sismorresistente. 2016.

1.3.3.2.3 Parámetro de Sitio C: Amplificación Sísmica

En el RNE en la "Norma E.030 en el Año 2016. Art. 2.5", argumenta que la aceleración que recibe una estructura en su cimiento puede ampliarse dependiendo del tiempo de estremecimiento T y amortiguamiento, veamos la siguiente ecuación:

$$T < T_p \rightarrow C = 2.5$$

$$T_p < T < T_L \rightarrow C = 2.5 \left(\frac{T_p}{T} \right)$$

$$T > T_L \rightarrow C = 2.5 * \left(\frac{T_p * T_L}{T^2} \right) \quad \text{ec. 1.7}$$

La estructura T es el tiempo definido por la norma E.030 y por otro lado TP y TL varían según el tipo de suelo que se presente en la investigación.

Respecto a los temblores que sucedieron en épocas anteriores se recopilieron aceleraciones para estructuras de diferentes tiempos. Los resultados muestran que las estructuras con tiempo menor o igual a Tp desarrollan la más alta amplificación del suelo y las mayores a Tp presentan menores amplificaciones a la primera. (Muños, 1998, p. 87).

1.3.3.2.4 Factores de reducción de las fuerzas sísmicas (parámetro R)

Este es uno de los parámetros que tiene mayor importancia en el desarrollo de una edificación debido que gracias este parámetro se aproxima las cargas sísmicas inelásticas. Este factor se emplea con la finalidad de disminuir la fuerza de esas cargas inelásticas para diseños no inelásticos.

En el resultado inelástica existen tres elementos:

(μ) = ductilidad

(Ω) = sobre resistencia

(ρ) = redundancia

Los elementos anteriores aquejan los factores de reducción los mismos que se establecen tal y como se muestran en la tabla número cuatro y los factores La y Lp según la ecuación siguiente:

$$R = R_0 * I_a * I_p \quad \text{ec. 1.8}$$

Según el RNE, “nos argumenta que para este tipo de investigaciones no se establecen irregularidades por lo tanto para las instituciones estatales el factor E será igual al factor R_0 ”.

El ATC-3 hace uso de elementos de reducción sin importar que cualquier otro método dependa de él, sin embargo sus aplicaciones son con más exactitud y por esta razón que para una estructura dúctil el diseño debe sobre Pasar la capacidad que ocupa un no lineal respecto al que ya está desarrollado. (Rochal Awad, 2012, p. 86),

En el RNE, se instituye características que traten de diferenciar la edificación irregular de las regulares. Observemos la tabla 5 donde se detalla a un mejor entendimiento:

Tabla 5. Coeficientes de Reducción R (NTE-030)

Sistemas Estructurales	Coefficientes de Reducción R
Concreto Armado	
▪ Pórticos	8
▪ Dual	7
▪ Muros Estructurales	6
▪ Muros de Ductilidad Limitada	4
Albañilería Armada y Confinada	3

Fuente: Norma E.030 Diseño Sismorresistente 2016

1.3.3.2.4 Parámetro U: Factor de Uso

Sánchez (2006) argumenta que “Este factor nos permite calcular los niveles de seguridad y funcionalidad de la estructura. Esto es muy importante hacer uso de esta herramienta ya que algunas construcciones pueden ser más dañinas que otras” (p.137).

Observemos la importancia que tiene el elemento U en una edificación:

Tabla 6. Factor de uso U según categoría de las edificaciones (E.030)

Categoría	Descripción	U
A esenciales	A1: Establecimientos de salud del Sector Salud (Públicos y Privados) del segundo y tercer nivel, según lo normado por el Ministerio de Salud	(*)
	A2: Hospitales con comprendidos como A1, centrales de comunicaciones, puertos y aeropuertos, cuarteles de bomberos y policías, subestaciones eléctricas, reservorios de agua, centros educativos y edificios que pueden servir de refugio después de un desastre, edificaciones que pueden representar riesgo adicional	1.5
B importantes	Teatros, estadios, centros comerciales, instituciones, penales, museos, bibliotecas, archivos especiales, depósitos de granos y otros almacenes importantes.	1.3
C comunes	Viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales, cuya falla no acarree peligros de incendios, fugas contaminantes, etc.	1.0
D menores	Cercos menores a 1.5 m de altura, depósitos temporales. Viviendas pequeñas temporales y similares.	(**)

Fuente: Norma E.030 Diseño Sismorresistente 2016

(*) Las nuevas edificaciones de categoría A1 tendrán aislamiento sísmico en la base cuando se encuentren en las zonas sísmicas 4 y 3. En las zonas sísmicas 1 y 2, la entidad responsable podrá decidir si usa o no aislamiento sísmico. Si no se utiliza aislamiento sísmico en las zonas sísmicas 1 y 2, el valor de U será como mínimo 1,5.

(**) Se pueden omitir el análisis de fuerzas sísmicas, pero debe dotarse a la estructura de suficiente resistencia y rigidez lateral.

1.3.3.3 Vulnerabilidad Sísmica en las Edificaciones en las Instituciones Educativas según Normativa Vigente.

El Instituto Geofísico del Perú – Sede Chiclayo (2017), nos manifiesta que los temblores de tierra, son temblores de la corteza terrestre, causado por una variedad de fenómenos naturales.

Los temblores de la fáfara terrestre que está poniendo en alto riesgo cualquier desastre, genera en las estructuras que las fuerzas de inercia causan ciertos problemas y probablemente pueden llevarnos a cometer cualquier frustración. Por otro lado existen otros fenómenos naturales que posiblemente suelen afectar las edificaciones como por ejemplo la tierra, deslizamientos entre otros. Por lo tanto es muy importante que se realicen estudios muy específicos al respecto.

✓ *Porque: Los terremotos y tsunamis han remecido desde siempre la historia del Perú*

En el siglo XX, notables fueron en el norte por la intensidad y estragos que causaron:

Piura y Huancabamba (1912), Chachapoyas (1928), Quiches, Áncash (1942), Tumbes (1953), Chimbote y Callejón de Huaylas (1970), Caravelí (1913), Lima (1940), Nasca (1946), Satipo (1947), Cusco (1950), Arequipa (1958-1960), Lima (1966), Lima (1974) y Arequipa (2002 y 2007).

Nuestro país está poblado terremotos de variadas magnitudes ocasionando todos los grados de intensidad desde I hasta X. MM.

Los mayores de V grados han causado daños en las construcciones, medio ambiente y consecuentemente en las personas.

Figura 8. Sismo Destruidores Año 1555-1974



Fuente: IGP-Sede Chiclayo (2017)

a) TERREMOTOS IMPORTANTES EN EL NORTE DEL PERU

- El 23 de marzo del año 1606 a las 15 horas, violento estremecimiento en la ciudad de saña – Lambayeque.
- En el año 1619 del mes de febrero a la 11:30 am los desastres naturales perjudicaron las construcciones en Trujillo, dejando como resultado 35° personas fallecidas
- El 6 de enero de 1725 a las 8:25 pm, los sismos perjudicaron la ciudad de Trujillo y Huaraz dejando como saldo 1500 personas fallecidas a causa del deslizamiento de una laguna.
- En 1759 del mes de setiembre a las 8:15 pm en la ciudad de Trujillo fallecieron 5 personas a causa de un fuerte temblor.

- En junio de 1970 a las 06: 33 pm, V de Mercalli en la ciudades de Trujillo, Eten, olmos y Lambayeque, Trujillo y Huancabamba un prolongado ruido.
- En Trujillo en 1917 del mes de mayo a las 08:45 pm un temblor ocasiono graves daños en diferentes viviendas, el temblor se expando hasta Saña, Casma y Chimbote.
- El 21 de junio de 1937 a las 10:13 am. Un fuerte sismo causo grandes daños en las ciudades de Piura, Lima, Trujillo, Lambayeque, Cajamarca y Cutervo, Chimbote, Casma, Pomalca, Huaylas y San Marcos. los más perjudicados fueron Trujillo, y Lambayeque.
- El 6 de julio de 1938 a la 11:50 pm. Movimiento sísmico con fuerte alcance en Piura, Sullana, Chulucanas y algunas alarmas en las ciudades de Chepen y Lambayeque.
- En mayo de 1951 a las 03:05 pm sismo de 7 y 12° aproximadamente y en la ciudad de Chiclayo tuvo un grado V de la escala MM.

Figura 9. Localización Sismos Históricos

N°	Fecha (a/m/d)	Lat. (°)	Long. (°)	Mag (Ms)	Energía (ergios)	N°	Fecha (a/m/d)	Lat. (°)	Long. (°)	Mag (Ms)	Energía (ergios)
1	1582/01/22	-16.3	-73.3	7.9	4.5E+23	19	1913/07/28	-17.0	-73.0	7.0	2.0E+22
2	1586/07/09	-12.2	-77.7	8.1	8.9E+23	20	1913/08/06	-17.0	-74.0	7.7	2.2E+23
3	1604/11/24	-18.0	-71.5	8.4	2.5E+24	21	1922/10/11	-16.0	-72.5	7.4	7.9E+22
4	1619/02/14	-08.0	-79.2	7.8	3.2E+23	22	1928/04/09	-13.0	-69.0	6.4	2.5E+21
5	1650/05/31	-13.8	-72.0	7.2	4.0E+22	23	1928/05/14	-05.0	-78.0	7.3	5.6E+22
6	1655/11/13	-12.0	-77.4	7.4	7.9E+22	24	1928/07/18	-05.5	-79.0	7.0	2.0E+22
7	1664/05/12	-14.0	-76.0	7.8	3.2E+23	25	1940/05/24	-10.5	-77.6	8.2	1.3E+24
8	1678/06/16	-12.3	-77.8	7.0	2.0E+22	26	1942/08/24	-15.0	-76.0	8.4	2.5E+24
9	1687/09/20	-13.0	-77.5	8.2	1.3E+24	27	1946/09/30	-14.0	-76.5	7.0	2.0E+22
10	1687/10/21	-16.4	-71.6	7.0	2.0E+22	28	1946/11/10	-08.3	-77.8	7.2	4.0E+22
11	1725/01/22	-12.0	-77.0	7.0	2.0E+22	29	1947/11/01	-11.0	-75.0	7.5	1.1E+23
12	1746/09/28	-11.6	-77.5	8.4	2.5E+24	30	1948/05/28	-13.1	-76.2	6.7	7.1E+21
13	1784/05/13	-16.5	-72.0	8.0	6.3E+23	31	1950/05/21	-14.1	-72.0	6.0	6.3E+20
14	1806/12/07	-12.0	-78.0	7.5	1.1E+23	32	1951/03/04	-16.0	-74.5	6.7	7.1E+21
15	1821/07/10	-16.0	-73.0	7.9	4.5E+23	33	1953/12/12	-03.6	-80.5	7.7	2.2E+23
16	1833/09/18	-18.2	-71.0	7.0	2.0E+22	34	1955/07/21	-15.4	-74.0	6.7	7.1E+21
17	1868/08/13	-18.5	-71.2	8.6	5.0E+24	35	1958/01/15	-16.5	-72.0	7.3	5.6E+22
18	1877/05/09	-19.5	-71.0	7.5	1.1E+23	36	1959/02/07	-04.0	-81.5	7.2	4.0E+22

Fuente: IGP-Sede Chiclayo (2017)

b) GENERACIÓN DE SISMO

El sismo se genera por el derrumbamiento de una cierta área de contacto entre las placas. A punto, se identifican generalmente subterráneo que se llama foco o hipocentro que se considera iniciado este movimiento; su proyección sobre la superficie terrestre llama epicentro. (IGP-Sede Chiclayo, 2017).

TECTÓNICOS: generalmente se da por medio de los desplazamientos internos y suelen ser muy agresivos.

VOLCÁNICOS: Se dan por medio de huaycos, separación volcánica y suelen ser de violencia pequeña.

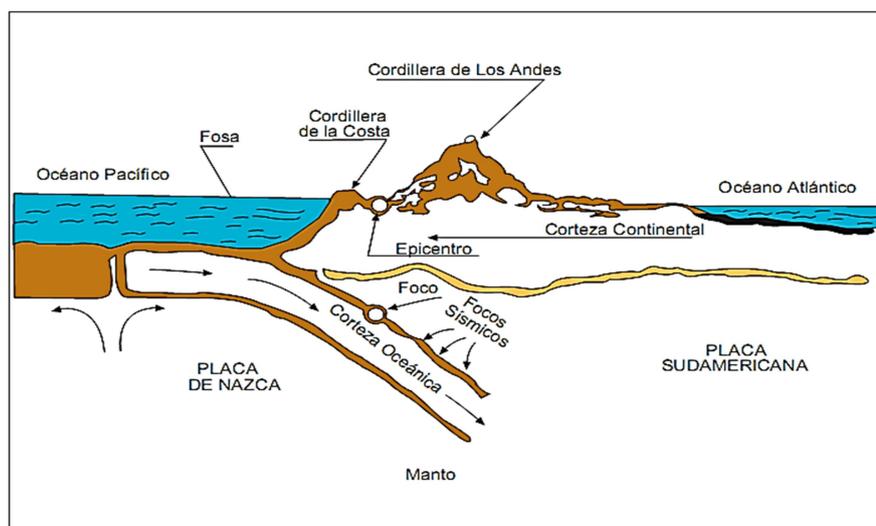
Los sismos en función de la profundidad del foco son:

Superficiales: $h \leq 60$ km,

Intermedios: $60 \leq h \leq 300$ km

Profundos: $300 \leq h \leq 700$ km

Figura 10. Origen de Sismo en Sudamérica



Fuente: IGP-Sede Chiclayo (2017)

Red Sísmica Nacional

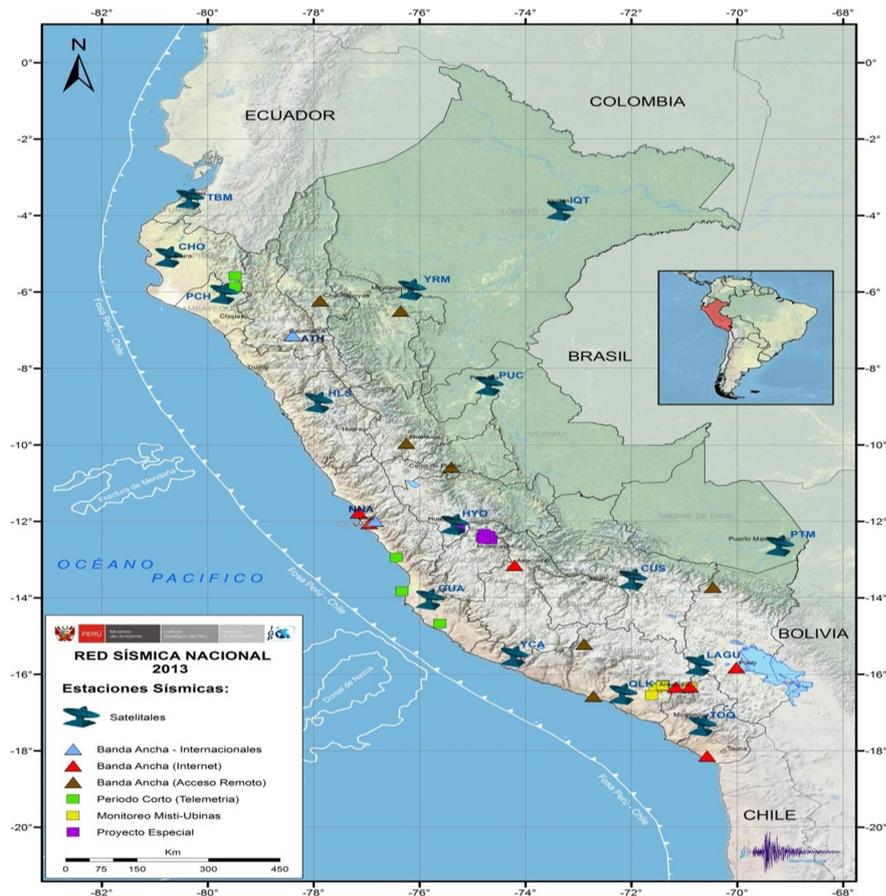
La RSN está constituida por 41 estaciones sísmicas de registro de velocidad (sismómetros), 21 estaciones de registro de Aceleración (acelerómetros).

Estaciones Geodesicas GPS (posicionamiento global por satélite) para medir los desplazamientos de la corteza terrestre.

En Chiclayo COER carretera a Pomalca.

Para contar con los datos a la brevedad, se enlazan las estaciones con sistemas de transmisión a distancia “en tiempo real”.

Figura 11. Red Sísmica Nacional

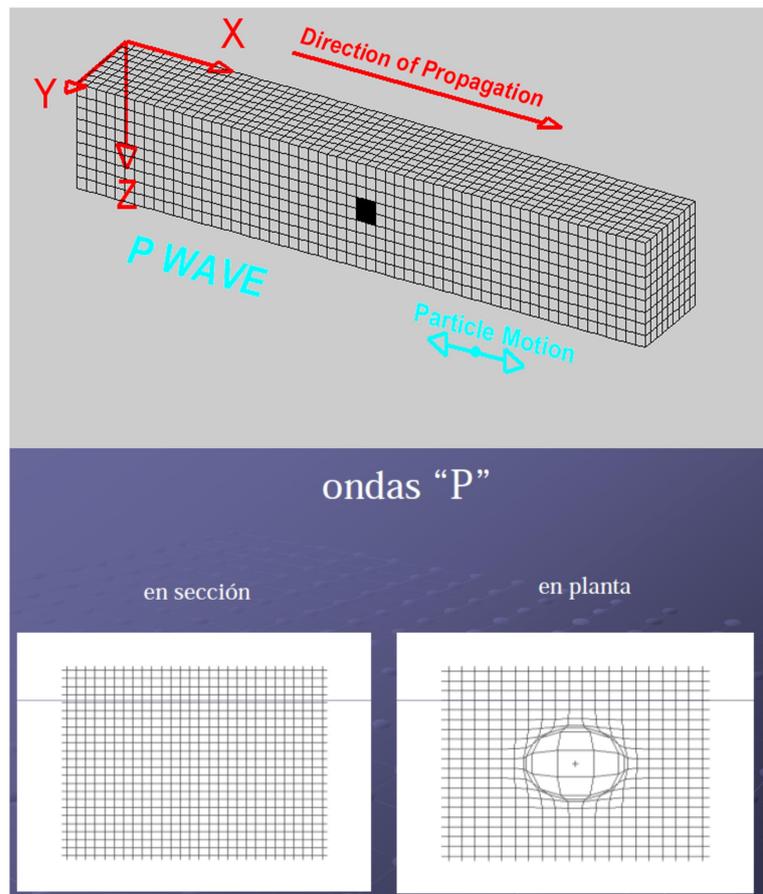


Fuente: IGP-Sede Chiclayo (2017)

c) MOVIMIENTOS SÍSMICOS DEL TERRENO

La energía liberada por un terremoto se extiende desde la zona de ruptura, utilizando varios tipos de ondas que vibran en la corteza terrestre. Viajar largas distancias a través de las ondas de cuerpo de roca y ondas superficiales que se deben a reflexiones y refracciones de las ondas de cuerpo, cuando llegan a la superficie o interfaz entre estratos se identifican. Ondas de cuerpo se divide en principal o dilatación que también se llama ondas "P" y las ondas "S" o secundaria o esquilan. En las ondas "P" las partículas de la corteza experimentan un movimiento paralelo a la dirección de propagación. En las ondas "S" las partículas se mueven transversalmente a la dirección de propagación.

Figura 12. Ondas “P” también llamadas principales o de dilatación.

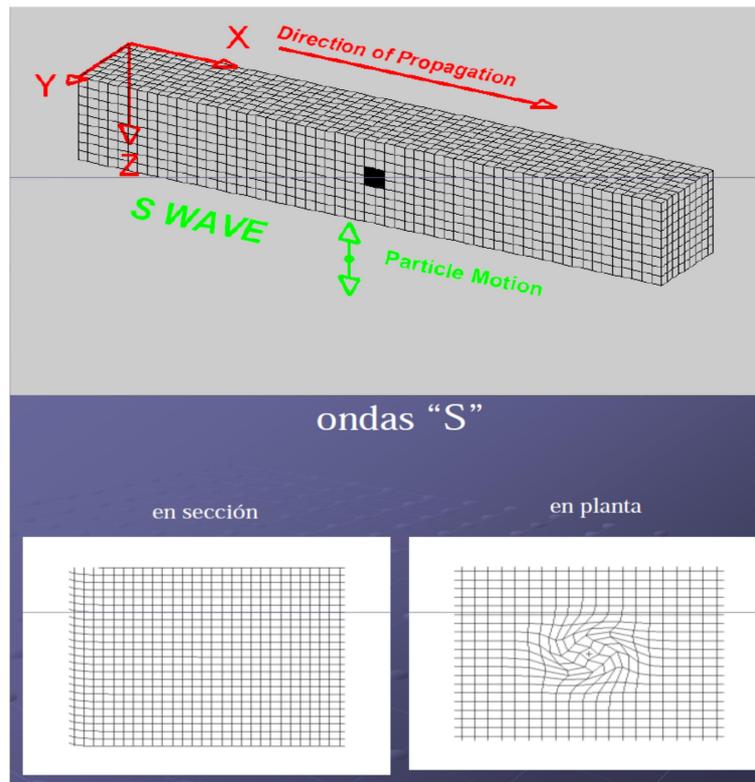


Fuente: IGP-Sede Chiclayo (2017)

Las ondas de cuerpo se propagan a grandes distancias y su amplitud se atenúa poco a poco. La velocidad de propagación de las ondas “P” son mayores a las de las “S”, por lo que a medida que nos alejamos del epicentro crece la diferencia de tiempo de llegada de los tipos de trenes de ondas.

Las ondas “S” generan un movimiento más a fondo y posiblemente más dañinas para las estructuras de las ondas “P”.

Figura 13. Ondas "S"



Fuente: IGP-Sede Chiclayo (2017)

d) RELACIÓN ENTRE ESCALA DE INTENSIDAD Y MEDIDA

para llevar a cabo un análisis realista del comportamiento de estructuras sometidas a terremotos, el ingeniero debe saber suficientes características dinámicas del movimiento del suelo, que se obtienen con la ayuda de acelerómetros, que ayudan a deducir valores útiles para diseño, incluso de intensidades que se refiere a escalas subjetivas, han desarrollado diversos estudios que correlacionen los valores de intensidad en diferentes escalas, con las características dinámicas de los terremotos como la velocidad y la aceleración del suelo, que tienen la ventaja de ser magnitudes instrumentales.

En la tabla 7 se expone la Mercalli modificada, que se han correlacionado como una medida de la intensidad de la aceleración máxima del suelo y como la escala de intensidad. Cabe señalar que apreciaciones de las aceleraciones se basan en la experiencia de quien propuso la correlación, basada principalmente en observaciones de eventos sísmicos y pruebas de laboratorio que permite saltos de correlación producción en diferentes maquetas construidas en vibrantes tablas con aceleraciones aplican en ella.

De esta manera usted puede hacer una analogía entre el daño de los modelos contruidos a escala con el nivel de daño en las estructuras reales, especificado en grados de intensidad según la escala utilizada y relacionarlas con la aceleración correspondiente que la provocó.

Tabla 7. Escala de Intensidad Mercalli Modificada

Medida de Intensidad Acel. Max. Suelo (%g)	Grado Sísmico	Efectos sobre las personas, objeto y construcciones
0,001 g	I	El sismo lo sienten pocas personas
0,002 g	II	Lo sienten las personas que se encuentran en reposo
0,005 g	III	Los sismos se sienten en el interior de los edificios
0,015 g	IV	Se sienten cuando los carros, ventanas, lunas, u cualquier objeto se mesen
0,030 g	V	Se siente dentro de los edificios y los objetos suelen desplazarse
0,061 g	VI	Siente la gran mayoría de las personas donde traten de auxiliarse bajo los árboles etc.
0,132 g	VII	Se siente porque es difícil mantenerse de pie y sobre todo se dan muchas averías.
0,306 g	VIII	Se da en los edificios donde suelen perjudicarse los que se encuentran en mal estado.
0,637 g	IX	Se da en un pánico general donde suelen derrotarse los edificios antisísmicos, las tuberías también suelen romperse.
1,121 g	X	Las estructuras antisísmicas son destruidas en su totalidad
2,548 g	XI	Aparecen fallas en la tierra y las tuberías suelen romperse en su totalidad.
>3,567 g	XII	Se desplazan grandes rocas, huaycos y aberturas de tierras.

Fuente: IGP-Sede Chiclayo (2017)

1.3.3.4 Causas de Vulnerabilidad Sísmica en las Edificaciones Educativas

Astorga y Aguilar (2006) PUCP, Riesgo Sísmico en Edificaciones Educativas nos manifiesta que los daños que se producen “en las edificaciones educativas conformadas de concreto armado, se da por el comportamiento irregular sísmico de las componentes resistentes que pueden ser muros o pórticos, resultando crítico para las fuerzas de inercia sísmicas coplanarias” (p. 12).

Los daños sísmicos se dan básicamente por la falta de rigidez lateral en una o dos direcciones; diversas distribuciones asimétricas en planta que se puedan producir; en un choque entre edificios adyacentes. De los cuales sólo haremos mención a la primera causa por la cual es la que se está haciendo el proyecto. La falta de rigidez lateral se presenta normalmente en los sistemas estructurales de pórticos, dispuestos en una dirección o en las dos direcciones perpendiculares que se establecen en una edificación estructural educativa. En cualquiera de los casos, estas edificaciones han sufrido daños sísmicos, relacionados a la interacción con los tabiques de albañilería, produciendo dos efectos importantes siendo el primero el efecto de los tabiques de albañilería en la respuesta del sistema estructural; y posteriormente indicando que el segundo efecto de la respuesta del sistema estructural en los tabiques de albañilería. (Astorga y Aguilar, 2006, p. 12)

a) COLUMNAS CORTAS

Al estar conformados estructuralmente en la dirección longitudinal por pórticos con columnas de poco peralte (fachada frontal y posterior) y por muros en la dirección transversal (fachadas laterales). En la dirección de los pórticos, estos edificios tienen ventanas de poca altura hacia el pasadizo y ventanas de mayor altura hacia la fachada posterior, como se muestra en la figura 16. (Astorga y Aguilar, 2006, p8).

Podemos decir que ante cualquier temblor de fuerte similitud la columna del lado del pasadizo recibirá aproximadamente 13 veces más fuerza que la otra columna. Por lo cual las columnas cortas pueden tener daños muy severos por no poderse diseñar ante fuerzas tan grandes producidas en un buen diseño estructural. Este tipo de falla no se puede evitar principalmente colocando más estribos. (Astorga y Aguilar, 2006, p8)

Observemos la figura siguiente:

Figura 14. Fallas por Columna Corta (con estribos) 3/8" a 0.10m



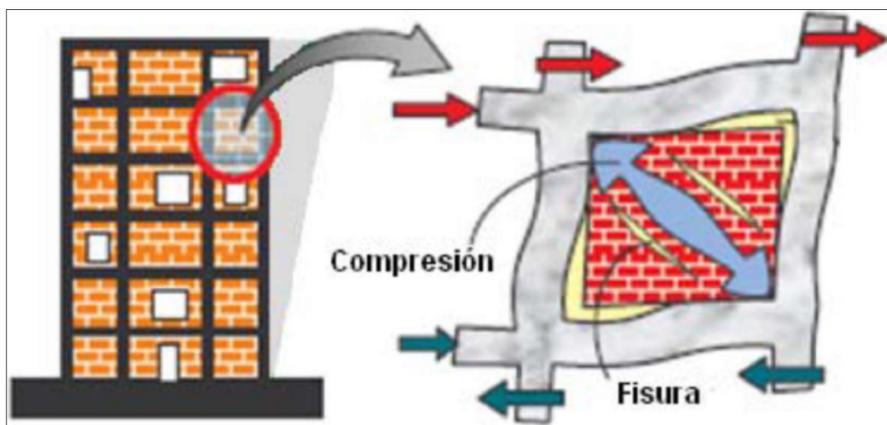
Fuente: Sismo De Nasca Noviembre 12, 1996, Perú - J.E. Alva Hurtado

b) SISTEMA ESTRUCTURAL EN TABIQUES DE ALBAÑILERIA

Astorga y Aguilar (2006) menciona que “Los pórticos con tabiques son de diferentes características, los pórticos pueden más elásticos a diferencia que los tabique son más frágiles. Por este motivo los tabique suelen romperse debido al desplazamiento de los pórticos” (p. 8). (Veamos la figura 15)

Las instituciones educativas deben contar con rigidez, los mismos que pueden lograrse con el uso de muros y con vinculación de pórticos.

Figura 15. Edificación con pórticos de concreto y tabiques de albañilería – Fallas



Fuente: Concreto y Albañilería Confinada –UNI 2012

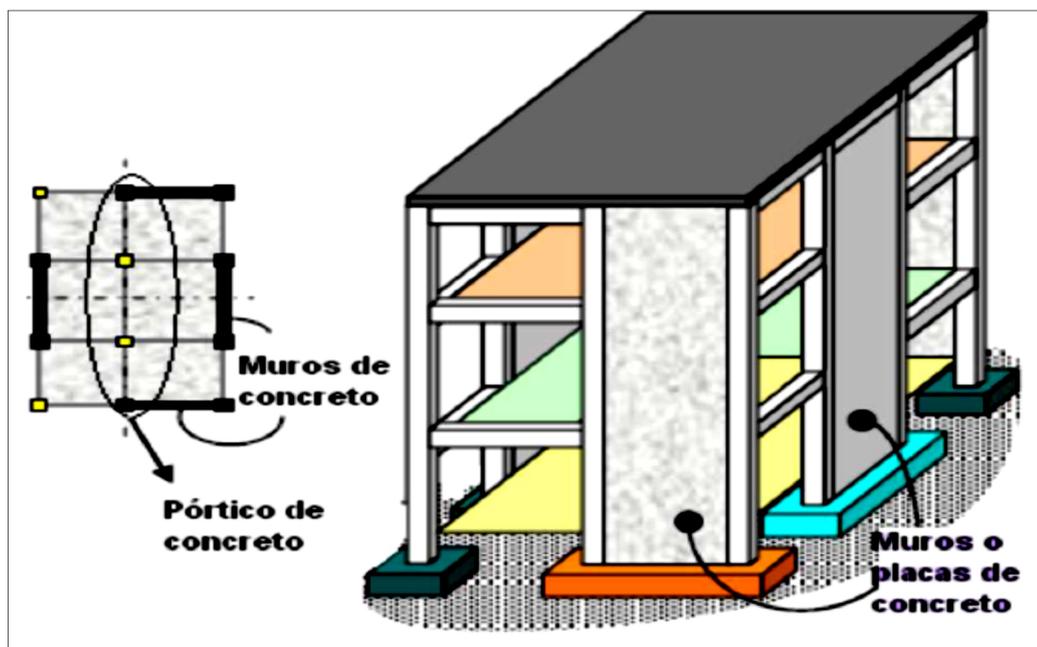
1.3.3.5 Diseño del Sistema Estructural Dual

En este ítem desarrollaremos al sistema estructural que se empleara para el análisis de la Institución Educativa N°82069 en Llacanora, por el cual mencionamos que una estructura resistente ante un sismo tiene la capacidad de soportar cualquier gravedad sísmica, pero siempre y cuando se haga uso de terminales duros.

Cada sistema estructural se caracteriza por aguantar cualquier carga, cuya estructura tiene una serie de contextos y que estas cumplen varias obligaciones en servicio y fractura. La gran mayoría de los trabajos investigados en el Perú han tenido como objetivo proponer sistemas estructurales que tengan la capacidad de resistir cualquier carga ante cualquier temblor o sismo. Por lo tanto en la presente investigación se realizar un estudio con un sistema estructural dual, ya que son elementos fortalecidos en base a concreto y muros de albañilería. Con todo esto se lograra niveles de rigidez y ductilidad. (Rochal Awad, 2012, p. 311)

Veamos la siguiente figura:

Figura 16. Edificación Estructural mixta o dual, estos ofrecen un buen comportamiento Sismorresistente



Fuente: Evaluación comparativa Estructural entre Pórticos y Dual –UNC 2017

Los muros de cortante son caracterizados por su rigidez y que estos posiblemente pueden resistir el cortante lateral. El parámetro que limita el desplazamiento lateral es aquel que se le denomina desplazamiento relativo entre pisos el mismo que puede ser medido mediante el porcentaje de la altura de entepiso. Este parámetro tiene la finalidad de reducir el daño no estructural que se produciría debido a una excesiva flexibilidad a nivel estructural de una edificación. (Rochal Awad, 2012, p. 312)

Los límites para este parámetro se detallan a continuación:

Tabla 8. Fines para el deslizamiento lateral entre piso

Los siguientes elementos no son adaptables a naves industriales	
<i>Material</i>	<i>Di - he_i</i>
<i>Madera</i>	<i>0,010</i>
<i>Muros de Ductilidad Limitada</i>	<i>0,005</i>
<i>Albañilería</i>	<i>0,005</i>
<i>Cemento Armado</i>	<i>0,007</i>
<i>Acero</i>	<i>0,010</i>

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones, art. 15 Norma E.030

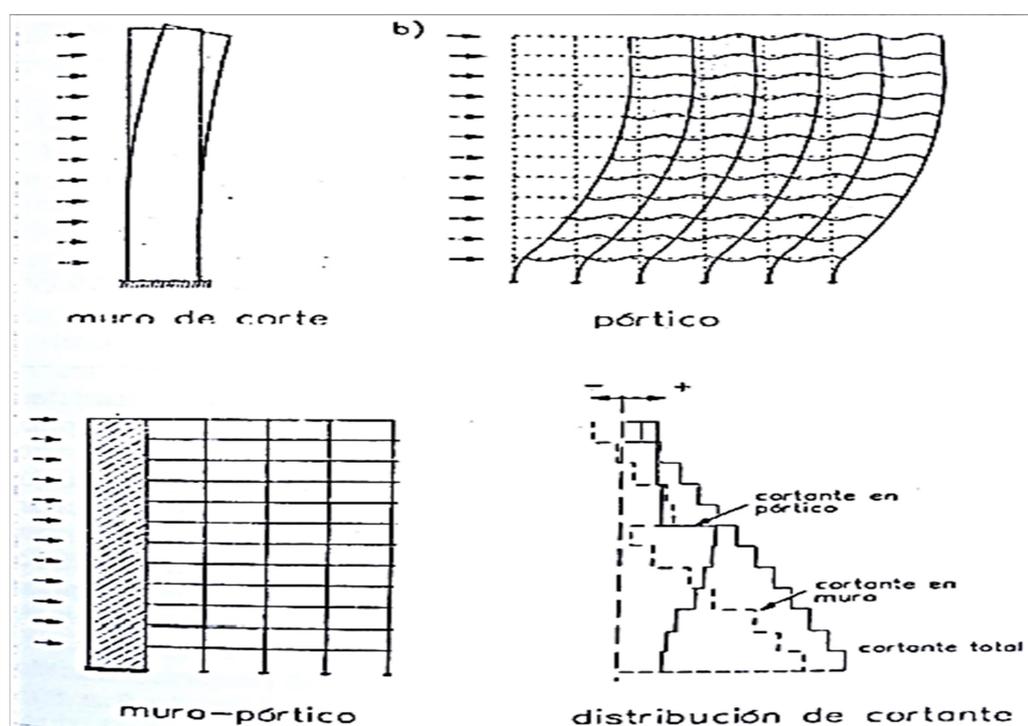
Si bien es cierto en los temblores que no hace muchos años que se dieron, las estructuras bien desarrolladas redujeron los daños que deberían ser causados a través de rigidez, es por esta razón que en diversas partes del mundo realizan este tipo de trabajos con la finalidad de reducir los daños que pueden causar los desastres naturales.

Pero hay que tener en cuenta también que la mano de obra en ocasiones es elevada y en otras no, en nuestro país por ejemplo la mano de obra es empleada en ocasiones a comparación del sistema estructural de pórticos.

Por otro lado podemos reafirmar en el proceso de la edificación no solamente se debe mejorar las fuerzas sísmicas sino que también deben ser mejoras por su gran ductilidad empleada en la estructura.

Podemos observar la figura 17 donde percibimos que la distribución de potencias entre los muros de cortante y pórticos para instituciones superior a los tres niveles.

Figura 17. Abajo izquierda se muestra la deformada típica de un muro de cortante. Abajo derecha se muestra la deformada típica de un pórtico. Así como se muestra la interacción muro-pórtico en la transmisión del cortante en altura

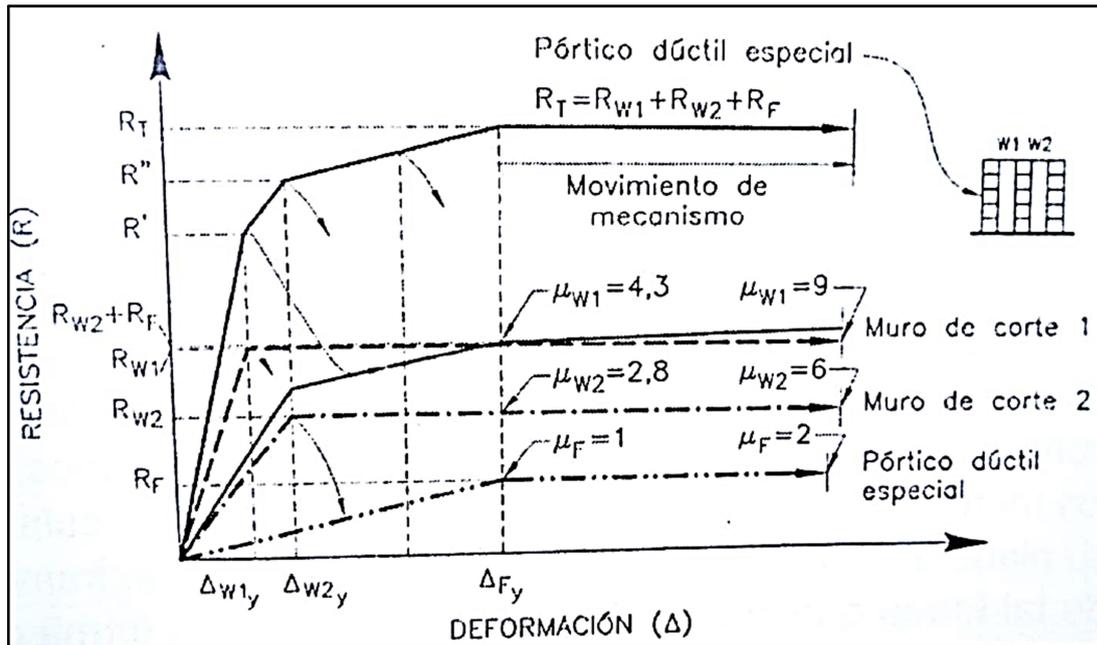


Fuente: Evaluación comparativa Estructural entre Pórticos y Dual –UNC 2017

Esta consecuencia puede ser explicada como la conformidad de los deslizamientos de 2 sistemas con diferentes características de altura. Tal y como podemos observar en la figura 17, el cambio que se observa en la cortante del 7mo piso es causa del cambio en las columnas

Aktan et al. (1982). "En la figura 18 nos muestra la necesidad de proporcionar un mínimo de ductilidad a cualquier tipo de sistemas estructurales de una edificación si se desea alcanzar la máxima resistencia potencial de dicha edificación" (p. 116)

Figura 18. Interrelación entre la ductilidad, rigidez y resistencia



Fuente: Aktan et al. 1982

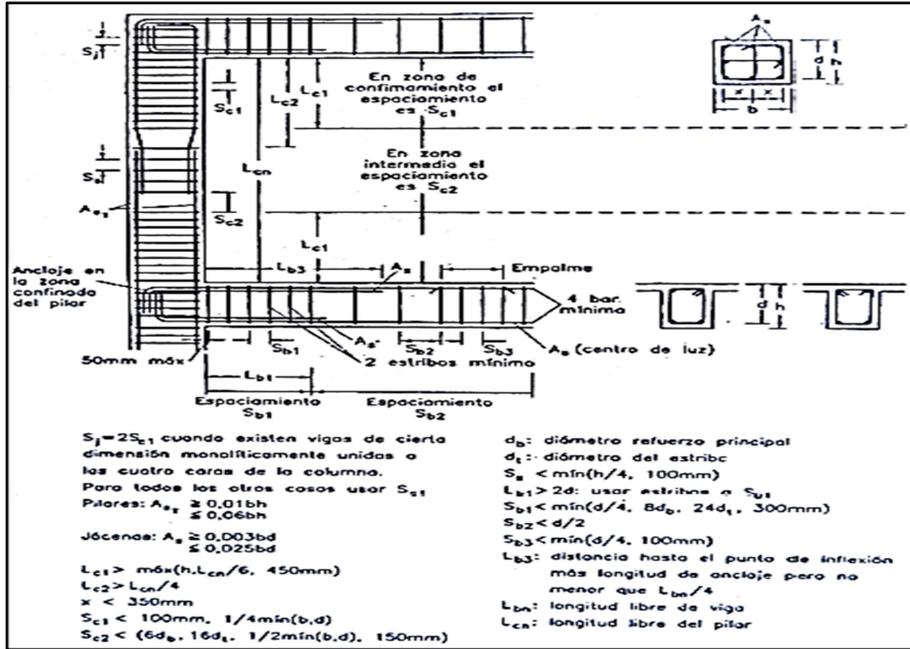
Percibimos que el muro W1 presenta mayor exactitud que el muro W2 y los dos superan el pórtico. La resistencia R_{W1} del muro W1 es mayor que la resistencia R_{W2} del muro W2 y ambas son mayores que la resistencia R_F del pórtico en la estructura. Si no se proporciona un mínimo de ductilidad a los muros de cortante, no se podría alcanzar la resistencia potencial máxima de la dicha estructura y así poder su correspondiente movimiento de mecanismo que disiparía la máxima energía del terremoto o movimiento sísmico. (Aktan et al. 1982, p. 112)

El ATC-3 menciona que los muros de cortante soportan el 73% de la carga lateral y los pórticos que resistan la diferencia es decir 27%. Si se desarrolla de una manera correcta se lograra buenos resultados debido a que este sistema es considerado por muchos profesionales e incluso diversas normativas.

Según Sánchez Arévalo (2006) PUCP, Criterios Estructurales para la Enseñanza a los Alumnos de Arquitectura.

“Para dar la ductilidad objetiva y necesaria a los pórticos en este sistema estructural, las diversas normativas vigentes adoptan detalles similares a los de la figura 19” (p. 153).

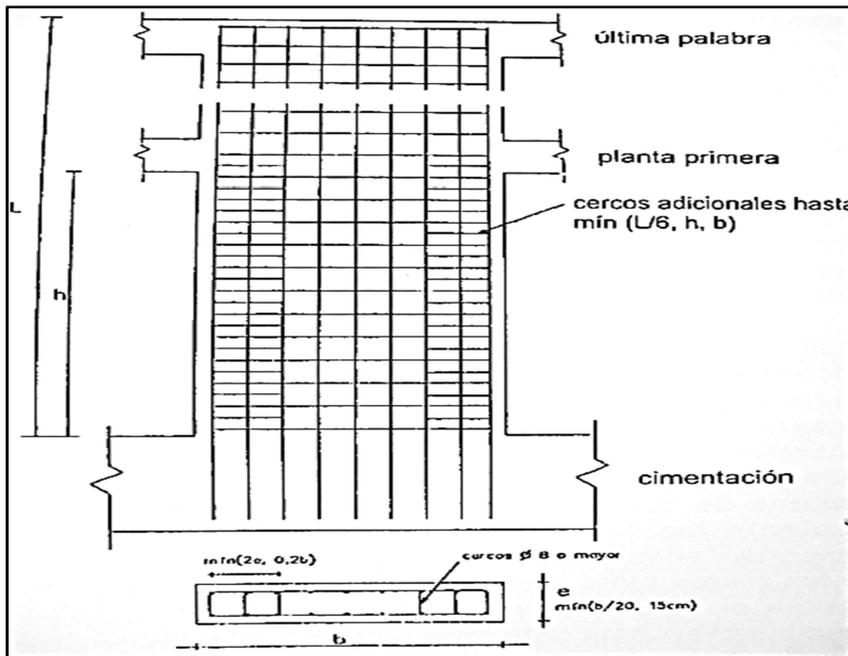
Figura 19. Pórticos Dúctiles



Fuente: Evaluación comparativa Estructural entre Pórticos y Dual –UNC 2017

Observemos la figura 20 donde se detallan todos los datos para los muros de ductilidad alta. Esta figura tiene como objetivo detallar todas las características de la estructura como por ejemplo podemos ver el reforzamiento que tienen en los extremos pueden llegar a tener un ancho mayor a su espesor. Hace mención que el espesor será de 15 centímetros y su correcto uso es no alterar estas características, por otra parte los cercos serán de $\phi 8$ como mínimo y una separación de 10 veces como máximo.

Figura 20. Muros de cortante de ductilidad Alta



Fuente: Normativa española NCSE - 94

Concluimos que más del 50% de la infraestructura de las instituciones estatales se basan en los estudios de los suelos y también en las condiciones de los parámetros

La norma E.030, argumenta que las estructuras dentro de los suelos blandos necesariamente tienen que ser desarrollados con la finalidad de soportar una similitud sísmica fuerte. También debe de tenerse en cuenta para el cimiento de la construcción se debe realizar estudios necesarios con un error mínimo de parámetro. Después de todo esto se tomaran en cuenta algunas características importantes para el desarrollo de la edificación teniendo como referencia las normas E.030 vinculadas con las E.0.60 y E.070 de albañilería pero tampoco debemos descuidar las normas E.20 respecto a las instituciones estatales.

1.3.3.6 Análisis NO – LINEAL (PUSHOVER)

1.3.3.6.1 Conceptos Generales

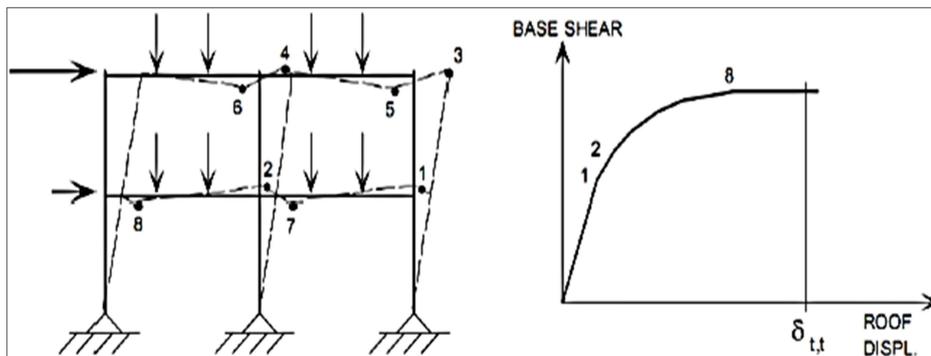
El análisis estático no lineal es una alternativa muy práctica para encontrar la respuesta sísmica de una estructura en lugar de un análisis no lineal dinámico que sería más apropiado, pero a la vez es bastante compleja. El análisis no lineal estático en comparación con la forma de análisis actual que utiliza la teoría lineal y daño esperado en estructuras de tal manera que hay suficiente inconsistencia es realmente un gran avance. (Aguilar, 2002, p.30)

El comportamiento no lineal de estructuras es tan importante como el comportamiento lineal en la práctica de un diseño por las siguientes razones: la estructura de un edificio debe comportarse sin experimentar daños en los terremotos pequeños o medianos que pueden ocurrir durante su existencia. Además, no deben sufrir un colapso con un fuerte movimiento sísmico que tiene recurrencia de 50 años o más. Estructuras diseñadas con esta filosofía son a menudo sujetos a fuerzas sísmicas medio que llevan en el rango inelástico. A veces, lo observado las fuerzas han sido tres a cuatro veces mayores que el especificado en el Reglamento. También, es muy caro para el diseño de las estructuras que quedan elásticas bajo grandes movimientos sísmicos y se considera poco realista. (Cfr. Wakabayashi, 1990, p.94)

Es por este argumento que el modelado de estructuras para eventos sísmicos es complejo y aún no hay un procedimiento único para el análisis. Análisis no lineal

métodos se clasifican en dos muy definidos grupos: un análisis no lineal dinámico y análisis estático no lineal. El análisis estático no lineal más utilizado es el Pushover. Este método consiste en aplicar a la estructura de un patrón de cargas laterales en forma monotónica, es decir, en un solo sentido, teniendo en gravedad permanente cuenta las cargas de la estructura. Una ilustración del Pushover puede verse en la siguiente figura. (Cfr. Wakabayashi, 1990, p.94)

Figura 21: Ilustración del Análisis Pushover



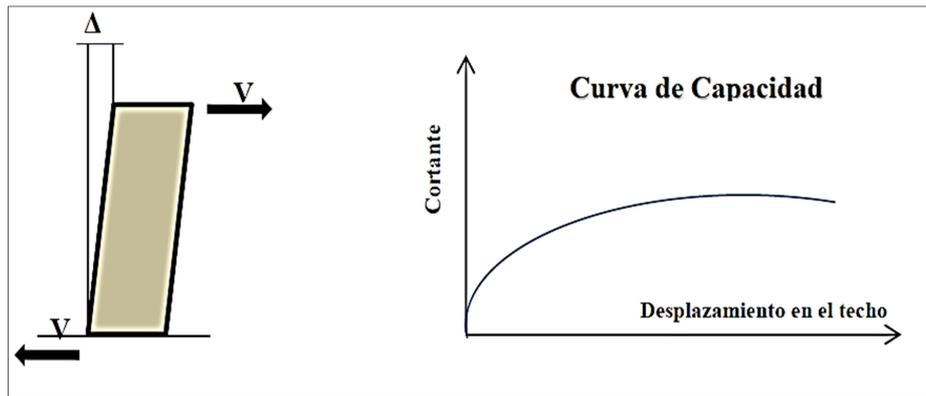
Fuente: Toledo (2011), "Edificios de concreto".

1.3.3.6.2 Curva de Capacidad

Cfr. Piqué Del Pozo (2002, p1-8) argumenta que una estructura que es muy tolerante a los desplazamientos impuestos por el grave terremoto, que se orienta a evitar el colapso, a pesar de haber superado su resistencia. Para lograr esto, es necesaria para la estructura se deforman inelásticamente.

La curva de capacidad es el gráfico que relaciona la resistencia a carga lateral de edificio versus el desplazamiento lateral en la planta superior, la capacidad total de una estructura depende de la fuerza y la deformación de componentes las capacidades individuales, es decir, concreto, acero, y la combinación de los dos. Para obtener la curva de capacidad debe también identificar arrastramiento de la capacidad y la capacidad última de la estructura, como se muestra en la figura siguiente.

Figura 22: Ilustración de la Curva de Capacidad

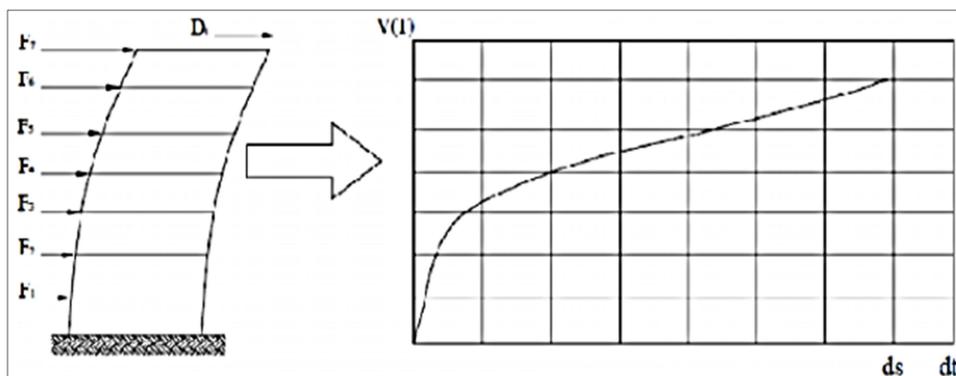


Fuente: Cfr. Piqué Del Pozo 2002.

1.3.3.6.3 Procedimiento del Análisis del Pushover

El procedimiento de Pushover es colapsar la estructura anteriormente diseñada, que refiere a las características de sus componentes, como la Asamblea general y el histeréticas de las curvas; Esto se logra mediante la aplicación de un patrón bajo carga gravitacional constante y cargas laterales incrementales, esto se muestra en la Figura 23, que se aplican en la misma dirección hasta la estructura colapso o a un determinado valor de carga. En este tipo de análisis, el modelo de la estructura incorpora directamente las características no lineales de las gráficas de relación de componentes individuales debido a la respuesta inelástica del material.

Figura 23: Esquema del Pushover



Fuente: Toledo (2011), "Edificios de concreto".

Fuerzas distribuidas en cada piso (F_i), siendo la suma de estos se muestran a continuación en la Figura 23, el cortante basal V . debido a la aplicación de

fuerzas laterales, que la estructura tiene un desplazamiento lateral de d_s Max. Es decir, se repite el proceso, aumentando la carga inicial, para llevar la estructura colapso.

Estas cargas iniciales se obtienen de los códigos regionales, entonces se aumenta monótonamente. El patrón de cargas utilizado, deben aproximarse fuerzas inerciales que se espera que durante el terremoto. Sin embargo, debe ser consideradas verdadera inerciales fuerzas varían dependiendo de la intensidad del terremoto; más el patrón observado para el Pushover, se considera constante.

Los dos grupos de distribución de carga lateral más utilizado en el análisis del Pushover, propuesto por la Agencia Federal para manejo de emergencias (FEMA) son: un patrón de carga uniforme, basado en el lado de fuerza, proporcional a la masa de cada nivel, independientemente de la elevación.

Una distribución de fuerza proporcional al producto de la masa y la deformación modal relaciona el primer modo de vibración del edificio, que es un patrón modal que se determina mediante un número suficiente de modos de vibración.

La relación entre la carga incremental aplicada a la estructura y el desplazamiento que se produce en el nivel superior está representada por la curva de capacidad.

1.3.3.7 Modelamiento Estructural con Etabs

Hernández, Eliud (2008, p2), en su libro “Análisis y Diseño Estructural Utilizando el Programa ETABS v9”. El programa Etabs es un software de análisis y diseño desarrollado específicamente para analizar sistemas de edificaciones estructurales. ETABS puede manejar grandes y complejos modelos de edificios o edificios educativos, incluyendo una amplia gama de comportamiento no-lineal, lo que es la herramienta favorita para ingenieros estructurales en la industria de la construcción. ETABS tiene las siguientes ventajas:

- Facilidad en modelaje de edificios con pisos de acero, concreto, compuestos o cerchas, así mismo rampas lineales y circulares, muros de corte, completamente integrado y disponibles desde la misma interfaz usada para modelar y analizar el modelo.

- Permite realizar un predimensionamiento inicial de elementos de acero y concreto y posteriormente ir optimizándolos considerando condición sismorresistente.
- Facilidad para aplicar diversos tipos de casos de carga y combinaciones, tanto lateral como vertical. Incluyendo carga automáticas por viento y sismo y cargas por espectros de respuesta, con curvas predeterminadas.
- Por eso y mucho más este software es una herramienta de análisis predilecto por muchos estructuristas.

1.4. Formulación Del Problema

Debido a la problemática que hoy en día atraviesan las edificaciones escolares con respecto al déficit de un Sistema Estructural adecuado que soporte los movimientos sísmicos en diferentes magnitudes, posteriores se proveerá un planteamiento al problema general:

1.4.1 Problema general

¿Se podrá analizar el Comportamiento Sismorresistente en la Estructura de la I.E. N° 82069 en Llacanora, mediante el software ETABS 2016 V16.2.1; siguiendo los criterios y lineamientos actuales establecidos por el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE) del Perú?

1.5. Justificación Del Estudio

Justificación Técnica

En los últimos años una gran parte del presupuesto del Gobierno Central ha sido designado específicamente para la ejecución de obras en Edificaciones Escolares tanto para la Construcción, Ampliación y Remodelación, debido al incremento de población estudiantil en todo el País. Es necesario mencionar que el incremento de los movimientos telúricos y/o sísmicos son cada vez más frecuentes, por el cual la justificación Técnica de la investigación se centra en el distrito de Llacanora que tiene influencia directa en la I.E. N° 82069 en la misma ciudad, en el cual existen los módulos de Aulas, Auditorio y escalera en condiciones precarias, estas últimas son muy vulnerables ante la ocurrencia de sismos, además de sus efectos secundarios. Es por ello es factible desarrollar un Análisis Estructural Sismorresistente en este caso desarrollando un Sistema Estructural

Dual para satisfacer las necesidades y expectativas de la población directamente beneficiaria contribuyendo a su protección y seguridad ante un evento sísmico inesperado.

Para asegurar el cumplimiento de los objetivos de nuestro tema de investigación, elaboración de dos instrumentos de medición, para el análisis sísmico estructural variable 01, en el que los resultados se obtendrán a través de modelación en el Software ETABS 2016 (V16.2.1) fabricado por equipos y estructuras, Inc y la Variable 02 que es el trabajo con la tierra en el edificio que nos permitirá recabar información de las condiciones geotécnicas del suelo, como la prueba de granulometría, ensayo corte y proporcionarnos el cojinete capacidad del suelo para comenzar el procedimiento estructural con los datos proporcionados por el laboratorio de mecánica de suelos y concreto que fue realizada por las empresa Neo Terra ingenieros E.I.R.L.

Para asegurar el cumplimiento de los objetivos de nuestro tema de investigación, se elaborara dos instrumentos de medición, para el análisis sísmico estructural variable 01, en el que los resultados se obtendrán a través de modelación en el Software ETABS 2016 (V16.2.1) fabricado por equipos y estructuras, Inc y la Variable 02 que es el trabajo con la tierra en el edificio que nos permitirá recabar información de las condiciones geotécnicas del suelo, como la prueba de granulometría, ensayo corte y proporcionarnos el cojinete capacidad del suelo para comenzar el procedimiento estructural con los datos proporcionados por el laboratorio de mecánica de suelos y concreto que fue realizada por las empresa Neo Terra ingenieros E.I.R.L.

Justificación Económica

Según se pudo averiguar y constatar mediante conversaciones vía telefónica, páginas web y consultando directamente a ingenieros estructuristas con su respectivas propuesta y cotizaciones en la ciudad de Cajamarca, el valor o costo de realizar un modelado estructural de una edificación con el software ETABS, SAP 2000 entre otros, que incluya un análisis sísmico es un porcentaje del costo total del proyecto este puede variar desde 2% al 7%. También se considera un cobro por m².

En resumen puedo establecer que el costo de modelar una edificación en Perú estaría entre los S/. 1500 y S/. 6000 soles dependiendo de la complejidad de la

edificación y el nivel de detalle o informe a entregar. Algunos proyectistas para ahorrar este costo tienden a tomar estudios estructurales de una edificación ya realizada y la aplican en otros proyectos sin considerar que las condiciones de suelo en este caso la Capacidad Portante que da un buen estudio de Mecánica de Suelos no son las mismas y ponen en gran riesgo la integridad de los habitantes que son beneficiarios directos de la edificación a ejecutarse.

Justificación Social

En el Perú es un país altamente sísmico, por la información dada en las oficinas del IGP (Instituto Geofísico del Perú – Sede Chiclayo), por la Ing. Física Gloria Virginia Marín Ruiz responsable del IGP en la ciudad de Chiclayo sobre cómo se han dado y actuado los movimientos sísmicos en los últimos años en el Perú, por el cual el Reglamento Nacional de Edificaciones cataloga las Edificaciones Escolares como de gran importancia y esenciales, ya que este brindará servicios de primera necesidad y un resguardo de vida de la población en época de algún movimiento sísmico.

Los resultados de la investigación permitirá la reducción del riesgo futuro, así como también prevenir grandes tragedias como la pérdida de vidas, daños a propiedad, etc. Esto plantea modelos de terremoto escuela de instituciones que cumplen con todos los parámetros de diseño especificados en el Reglamento Nacional de edificaciones, además de estudios de suelos correspondientes en ambas áreas de estudio.

1.6. Limitaciones Encontradas

Se dio una gran dificultad de acceso a la I.E. N° 82069 de Llacanora para realizar los ensayos respectivos, puesto por las autoridades cambiantes de la I.E. y sus labores escolares que desarrollan en estos ambientes y solo se nos permitió la realización del Estudio de Mecánica de Suelos.

El Gobierno Regional de Cajamarca solo nos brindó planos de arquitectura en físico, por lo cual se tuvo que dibujar los planos en mención, no se cuenta con los planos estructurales ni las especificaciones técnicas con las que se realizó el expediente técnico que manifestó que el proyectista del Expediente técnico ha desarrollado para la parte estructural sus cálculos en hoja de Excel y toda la información que se les ha entregado en magnético ha sido en formato pdf, , se sabe que el perfil y expediente técnico fue elaborado en el 2010 y 2012 con

demasiadas carencias en todos los aspectos como son planos, presupuesto, cálculos y otros.

1.7. Hipótesis

1.7.1 Hipótesis General.

La respuesta estructural obtenida por el Análisis Sismorresistente en la I.E. N° 82069 en Llacanora, se determinará según las normas Técnicas de Estructuras y serán de tipo de suelo, configuración estructural (Lineal y no Lineal), análisis dinámico modal espectral, etc.

1.8. Objetivos

1.8.1 Objetivo General.

Determinar el Análisis Sismorresistente (Comportamiento estructural) en la I.E. N°. 82069 en Llacanora, mediante el Sistema Estructural Dual para cumplir con la funcionalidad y seguridad estructural en concordancia a la normativa establecida en el RNE de Perú.

1.8.2 Objetivos Específicos.

- ✓ Analizar el comportamiento estructural Sismorresistente de la I.E N° 82069 en Llacanora, con un sistema Dual.
- ✓ Determinar el estado físico de la edificación (patologías estructurales y no estructurales).
- ✓ Identificar las características geotécnicas del suelo en la Edificación Educativa Sismorresistente en la I.E. N° 82069.

II. METODO

2.1. Diseño de Investigación

El presente trabajo de investigación es del tipo Aplicada, No experimental y Descriptiva, pues no se harán ningún tipo de manipulación de las variables y los resultados de los ensayos que se realicen en la I.E. N° 82069 en Llacanora, servirán para realizar la modelación y análisis estructural en dicha Institución Educativa, cuyo procedimiento será solamente descriptivo.

Tabla 9. Descripción del Diseño de Investigación

Criterio	Tipo de investigación
Finalidad	Aplicada
Estrategia o enfoque teórico metodológico	Mixta
Objetivos (alcances)	Descriptiva
Fuente de datos	Primaria
Diseño de la prueba de la hipótesis	No experimental
Temporalidad	Transversal (sincrónica)
Contexto donde se desarrolla	Campo, gabinete

Fuente: Elaboración Propia

2.2. Metodología

Para el desarrollo de la presente investigación se hará uso del método descriptivo con la finalidad de describir las variables y sobre todo ver las condiciones en las que se encuentra la situación real. En específico no solamente se pretende describir la problemática si no que se busca encontrar la causa misma de la problemática que atraviesa.

El presente trabajo se realizará en tres etapas que son las siguientes:

1° ETAPA

- Tener en cuenta la revisión y recopilación de la información relacionada al tema de investigación.
- Analizar el contenido encontrado y seleccionar la respectiva interrogante para el desarrollo de la investigación.

2° ETAPA

- Se procederá al debido desarrollo de la estructuración y diseño de la estructura estatal, luego desarrollaremos el diagnóstico del sistema estructural dual con las fuerzas sísmicas y el análisis No Lineal (Push-over).

- Procederemos a discutir los resultados encontrados además de realizar todos los movimientos necesarios.

3° ETAPA

- En esta etapa se realizar el análisis de los resultados encontrados y respecto a ello tomar los parámetros respectivos de acuerdo a los comportamientos que tiene el estructural esperado.

2.3. Variables, operacionalización de Variables

2.3.1 Variable

Comportamiento Estructural

A continuación definiremos la variable utilizada en la presente investigación, para luego proceder con su Operacionalización:

Tabla 10. Matriz de Consistencia

VARIABLE	DEFINICION CONCEPTUAL	DEFINICION OPERACIONAL	DIMENSIONES	INDICADORES	ESCALA DE MEDICION
Comportamiento Estructural	El comportamiento estructural se define al tener la respuesta de los elementos al estar sometidos a cualquier fuerza contrarrestando cualquier deformación (Morales, 2006.pp.1)	Una vez realizado el diagnóstico del problema, se pasará a realizar el Modelamiento Estructural Dual en el PROGRAMA ETABS, para determinar si el diseño estructural cumple con la normativa vigente del Reglamento nacional de Edificaciones.	Evaluación del Análisis Sismorresistente de la Edificación	Sistema de Estructuras Dual Requisitos estructurales mínimos	Norma Técnica E.030
			Modelamiento de Estructuras	Software de Diseño Estructural ETABS 2016 V16.2.1 Análisis Lineal y No Lineal (Push-over)	
			Comportamiento Estructural	Vulnerabilidad Alta/ Estado actual de la edificación escolar Favorable/Desfavorable	

Fuente: Elaboración Propia

2.4. Población y Muestra

2.4.1 Población

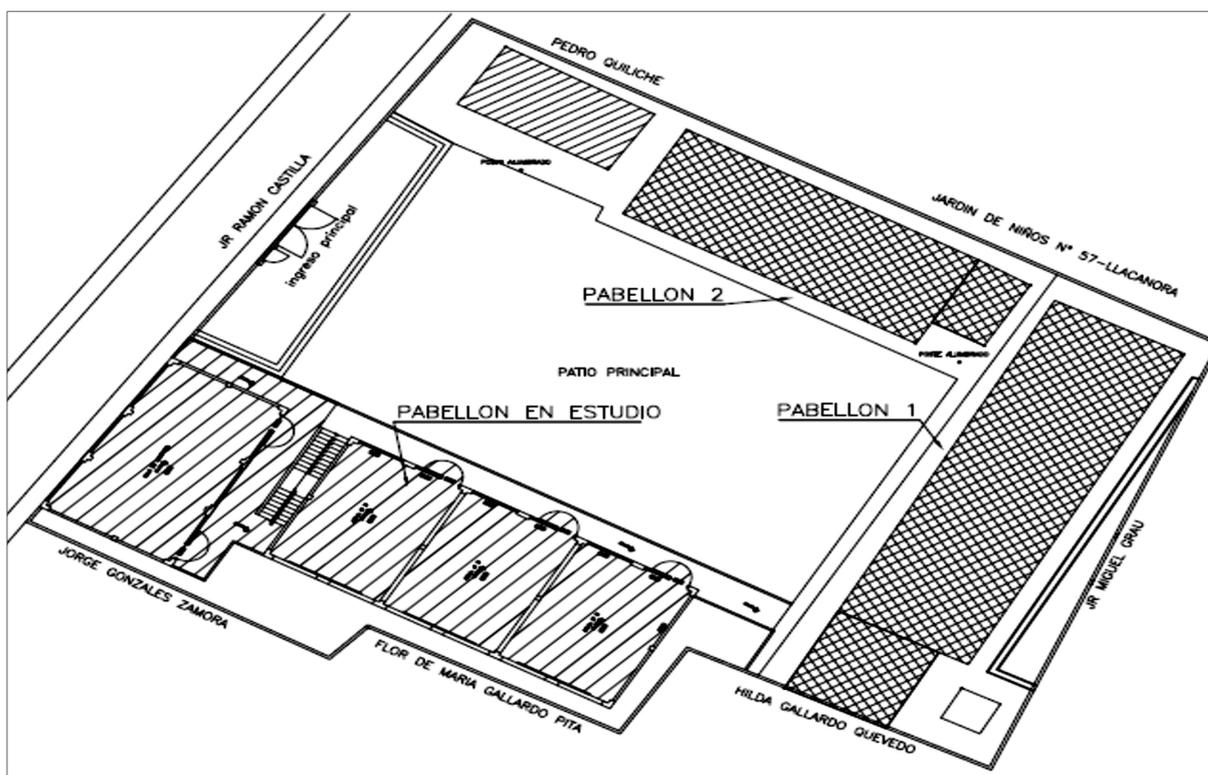
La población de estudio en investigación estuvo constituida por todos los pabellones existentes, tanto los 02 pabellones (01 y 02) construidos con concreto armado y el pabellón de adobe y tapial en estudio que conforman la Institución Educativa N° 82069 en Llacanora. La gran mayoría de los pabellones tienen en común ciertas características, generalmente porque son pabellones con 2 niveles y como cualquier edificio tradicional constan de vigas y columnas como podemos ver la figura 26.

2.4.2 Muestra

Para la muestra se aplicó la fórmula del muestreo no probabilístico por conveniencia, el mismo que está constituido por el pabellón en estudio construido con adobe y tapial de la Institución Educativa N° 82069 en Llacanora, en el cual se encuentra en funcionamiento su dirección, almacén, comedor, cocina el cual es un peligro para la integridad de los docentes y alumnos de la institución.

En la figura N° 24 se muestra el pabellón que ha sido materia de su respectiva evaluación en el presente proyecto de investigación.

Figura 24. Arquitectura existente de la I.E. N° 82069 en Llacanora



Fuente: Elaboración Propia

2.5. Técnicas, instrumentos y procedimientos de recolección de datos

2.5.1 Técnicas Principales

a. Técnica Física o Documentaria

Esta técnica documentaria principalmente nos permitirá la recopilación de información, por lo cual hemos averiguado sobre documentación como: planos, libros, tesis, artículos, publicaciones, etc.; los cuáles nos servirán para el adecuado sustento durante la etapa de análisis de datos.

b. Técnica de Inspección a Campo

Esta técnica principalmente nos permitirá ir al lugar de influencia directa en este caso visitar la Institución Educativa N° 82069 en Llacanora, así desarrollar trabajos necesarios para poder desarrollar el debido procedimiento en el análisis y resultados que se aplicaran en el proyecto.

2.5.2 Instrumentos Principales

Los instrumentos principales que se emplearon durante la investigación física o documentaria serán:

- Libros (Sismorresistentes, análisis estructural, sistema estructura dual y de pórticos, entre otros), diferentes tesis y artículos con temas principalmente avocados al estudio que estamos desarrollando.
- Planos en físico de la Institución Educativa N° 82069.

Para nuestra investigación de la inspección a campo, se usaron los siguientes instrumentos:

- Fichas de campo referenciales, el cual será elaborada en función del método a aplicar para la evaluación sismorresistente de la edificación en estudio.
- Estación Total Leica TS02 (Gps, Primas, Wincha y otros), que servirá para el levantamiento topográfico de la toda la Institución Educativa y el pabellón en estudio.
- Diferentes herramientas manuales de construcción como son Barra, pico, palana entre otros, para la extracción de muestras compactas para el estudio de mecánica de suelos.
- Cámaras fotográficas, para el estudio de vulnerabilidad sísmica en la Institución Educativa N° 82069 en Llacanora.

2.5.3 Procedimiento por Fases

a. Fase I: Recolección de Documentación Física o Magnética.

En esta Fase se investigara y se recolectara todo tipo de Biografía (libros, monografías, tesis, artículos, publicaciones, etc.) relacionadas con el tema de estudio. Así mismo, se harán los trámites respectivos con la Institución Educativa a evaluar, como las entidades pertinentes para los permisos de ley y así para poder acceder sólo a los planos que nos brindó por parte de la entidad y el contratista puesto que la información es limitada en todo aspecto.

b. Fase II: Levantamiento Topográfico

En esta fase se realizó el Levantamiento total de la Institución Educativa puesto que no cuentan con planos estructurales, eléctricos y sanitarios, el trabajo se realizó con Estación Total Leica TS02 y Wincha para tener una mayor exactitud en las medidas tomadas.

c. Fase III: Aplicación del Método del Índice de Vulnerabilidad

En esta fase para la respectiva evaluación sísmica de la estructura, se aplicara la técnica del Benedetti y Petrini. En el trabajo de campo que se realizó consiste en una inspección visual en la zona de influencia directa, en base a la ficha de campo de la metodología en mención. Adicional a esta evaluación se incluirán otros aspectos no considerados en la metodología descrita del índice de vulnerabilidad.

Lo cual sirve para la configuración y modelamiento estructural posterior en el software estructural ETABS 2016V16.2.1, para determinar así los resultados posteriores.

d. Fase IV: Estudio de Mecánica de Suelos

En esta fase se obtuvo información del estudio de Mecánica de Superficies (EMS) este, se realizaron dos calicatas con profundidad de 1mx1mx3m, sugeridas por la empresa especialista en realizar el EMS según normativa, cuyas muestras han sido extraídas de cada calicata y han sido procesadas en el Laboratorio de Mecánica de Superficies y Concreto de la empresa Neo Terra Ingenieros E.I.R.L.

2.6. Métodos, instrumentos y procesamiento de Análisis de Datos

2.6.1 Métodos

a. Método Inductivo – Deductivo

Según el desarrollo del proyecto en mención en el análisis de los datos, se aplicará el método inductivo-deductivo, puesto que la investigación y en el desarrollo mismo a realizar se partirá de las características principales que se darán a la edificación escolar para tener una mejor exactitud en los resultados, para posteriormente analizarlas y extraer conclusiones en base a lineamientos descritos por las normas E030.

b. Método Analítico

En este Método realizado ha sido de mucha importancia puesto que nos permitió evaluar de manera independiente los diferentes elementos estructurales que forman parte de la edificación escolar, para posteriormente integrarlos en una modelación estructural con el ETABS 2016 V16.2.1 y así realizar los respectivos análisis en base a las normas vigentes E.030.

2.6.2 Instrumentos

Para realizar el análisis de datos del proyecto, se recopilaron en la primera Fase de la metodología descrita, que se harán uso de los siguientes instrumentos:

- Hoja de cálculos (MS EXCEL), el cual se usará para la evaluación de algunos parámetros del método vulnerabilidad sísmica empleados. Así mismo se usará durante el análisis estático y dinámico.
- Software de edición y dibujo AUTOCAD CIVIL 2016, el cual se empleará para realizar los planos de Ubicación, Topográfico, Arquitectura y Estructurales, de la Influencia Directa del Proyecto.
- Software estructural ETABS 2016 V16.2.1, el cual se usará para la modelación de las estructuras en el área directa en estudio, para posteriormente realizar los análisis sísmicos respectivos
- Norma E.030 Peruana, la cual se empleará durante todo el proceso de análisis y la verificación de los parámetros de control.

2.6.3 Procedimiento de la Investigación en Estudio.

La primera parte del análisis de datos estará dirigida a la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de la institución educativa N° 82069 en Llacanora, tomando como base los datos obtenidos directamente en campo de la institución educativa durante la inspección visual. La respectiva evaluación y análisis se hará sólo en el pabellón de adobe y tapial indicado anteriormente en la figura N°26 de la Institución Educativa en estudio.

Posteriormente, se dibujarán en el AUTOCAD civil 2016, los planos de arquitectura, cortes y elevaciones del pabellón en estudio y se emplearán para la determinación tanto del comportamiento estructural y de la vulnerabilidad sísmica de la edificación escolar. Así mismo, se realizarán los planos estructurales del pabellón, que servirán como base para su posterior modelación.

Finalmente se modelará el plano estructural en el ETABS 2016 V16.2.1, para posteriormente realizar el comportamiento estructural en este caso de estudio con un sistema estructural dual, para determinar las distorsiones de entrepiso, la fuerza cortante en la base, control de figuración y resistencia al corte global, cuyos resultados se verificarán con los lineamientos de las normas vigentes del RNE.

2.7. Aspectos Éticos

Se describen con los siguientes criterios:

RESPONSABILIDAD SOCIAL: El presente proyecto de investigación fue desarrollada con el fin y objetivo de plantear una alternativa del sistema estructural para la prevención de pérdidas de personas o materiales por los diversos movimientos sísmicos que se puedan presentar a priori, esto abarca el adecuado diseño de un módulo de 02 niveles de la Institución Educativa N° 82069 en Llacanora, para que la población estudiantil tenga las mejoras respectivas en su infraestructura en su institución.

RESPETO POR LA PROPIEDAD INTELECTUAL: Este proyecto de investigación al ser desarrollada de acuerdo a los parámetros correspondientes se ha tomado como antecedentes y marco teórico de diferentes libros, tesis, artículos,

publicaciones y normas, las cuales fueron debidamente citados y así se respetará los derechos de autor.

HONESTIDAD: La información recopilada, el procedimiento y los datos obtenidos dentro de este proyecto de investigación son veraces y realizados por el tesista y/o investigador.

III. RESULTADOS

3.1. Ubicación Geográfica

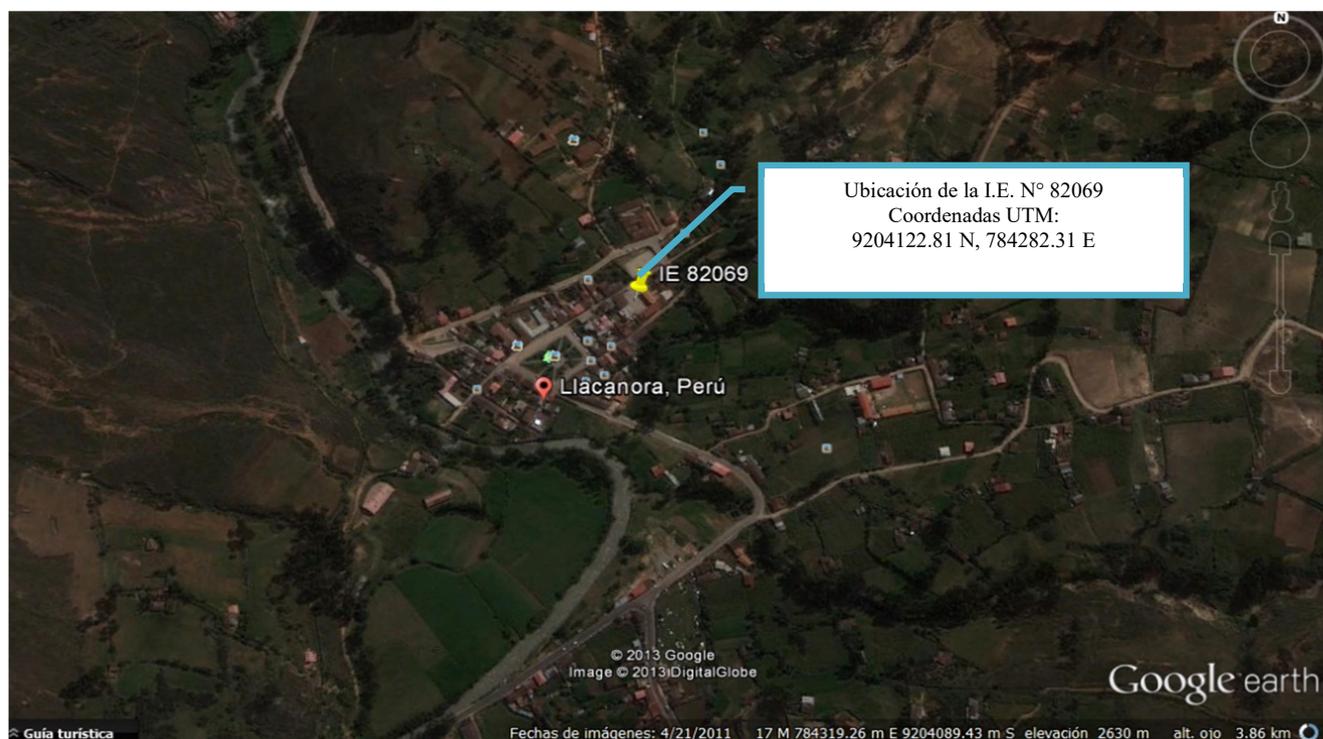
Nombre: “ANÁLISIS SISMORRESISTENTE EN LA I.E. N° 82069 DEL DISTRITO DE LLACANORA, PROVINCIA CAJAMARCA, REGION CAJAMARCA, EN EL AÑO 2018”.

El proyecto a ejecutarse se encuentra ubicado en la misma ciudad de Llacanora a 13 kilómetros al sur este de Cajamarca. Geográficamente su ubicación es la siguiente.

Departamento : Cajamarca.
Provincia : Cajamarca.
Distrito : Llacanora
Localidad : Llacanora
Coordenadas UTM : 9204122.81 N, 784282.31 E
Altitud : 2606 msnm.

En este distrito en la zona urbana se encuentra la “Institución Educativa N° 82069” con código modular N° 0438770 y código de local N° 060001, actualmente cuenta con 290 alumnos, 01 Director, 14 Profesores y 02 personal de servicio (Dicho personal docente se encuentran capacitados).

Figura 25. Imagen Satelital de la Ubicación Proyectoada para el Estudio



Fuente: Google Earth 2018

3.2. Descripción Arquitectónica de los Pabellones Existentes

La I.E. N° 82069 en Llacanora actualmente cuenta con un área total de 1512.88 m² con un perímetro de 163.28 metros, cuenta con 02 pabellones existentes de concreto armado cuentan con sistemas de estructuración en sus direcciones principales. Tiene en ambas direcciones un sistema de muros estructurales y albañilería, la I.E. en mención está dividido en dos bloques de muros concreto armado y albañilería portantes de concreto que son utilizados principalmente como Aulas y un bloque es de sus Servicios Higiénicos de la Institución Educativa que corresponde a 1168.44m².

Se puede visualizar la presencia de alfeizeres en las ventanas (altura=0.80m) aislados de la estructura con juntas sísmicas de 2cm de espesor. Todos los alfeizeres son de concreto. Así los parapetos ubicados en los balcones de los pabellones, están confinados por las columnas, columnetas y vigas. Todos los parapetos son de concreto, excepto el pabellón que esta de adobe y tapial que será nuestro proyecto de investigación.

Los pabellones de concreto existentes están formados por losas aligeradas de 0,20 m en todos sus niveles y también los bloques están compuestos por techos de teja andina a dos aguas, esta I.E. en mención no fue construida bajo los parámetros actuales y vigentes de la norma sismorresistente, pues la Institución Educativa fue inaugurado en el año de 1971 y mejorada en el año 1998.

La I.E. N° 82069 en Llacanora cuenta con tres frentes, esta construcción se encuentra comprendida entre la cuadra 2 del Jirón Ramón Castilla (al norte), la cuadra 2 de la Calle Miguel Grau (al Sur) y colindantes con propiedad de terceros.

Figura 26.a. Pabellón 1 Existente



Figura 26.b. Pabellón 2 Existente



Fuente: Elaboración Propia a y b

3.3. Descripción Arquitectónica del Pabellón en estudio

Actualmente el pabellón en estudio cuenta con un área construida de adobe y tapial en mal estado con una área de 344.44 m², con un perímetro del terreno de 91.94 metros lineales. En la actualidad los ambientes a mejorar están en muy mal estado siendo un peligro inminente para la plana docente como los alumnos que asisten cada día a tomar clases, no tienen una sala de cómputo ni un auditorio debidamente construido.

El Modulo de investigación contara con lo siguiente, 03 Aulas de material noble en el 1º Piso, 03 Aulas de material noble en el 2ª Piso, 01 Sala de Cómputo, 01 Auditorio y escaleras ubicadas de acuerdo a la normativa vigente.

Figura 27.a. Arquitectura en Estudio 1º Nivel

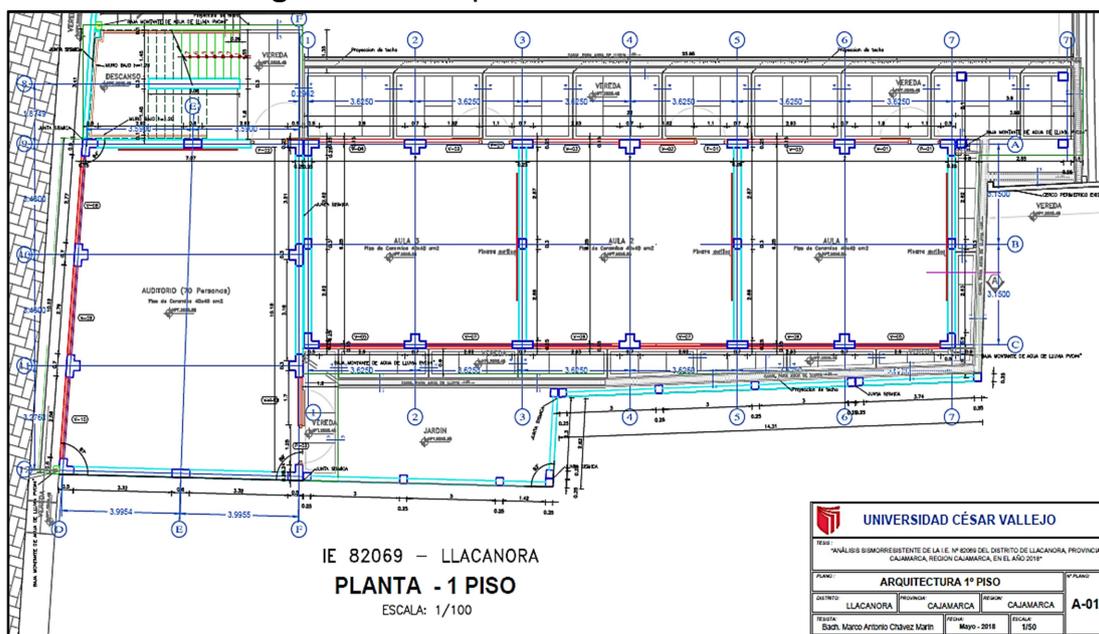
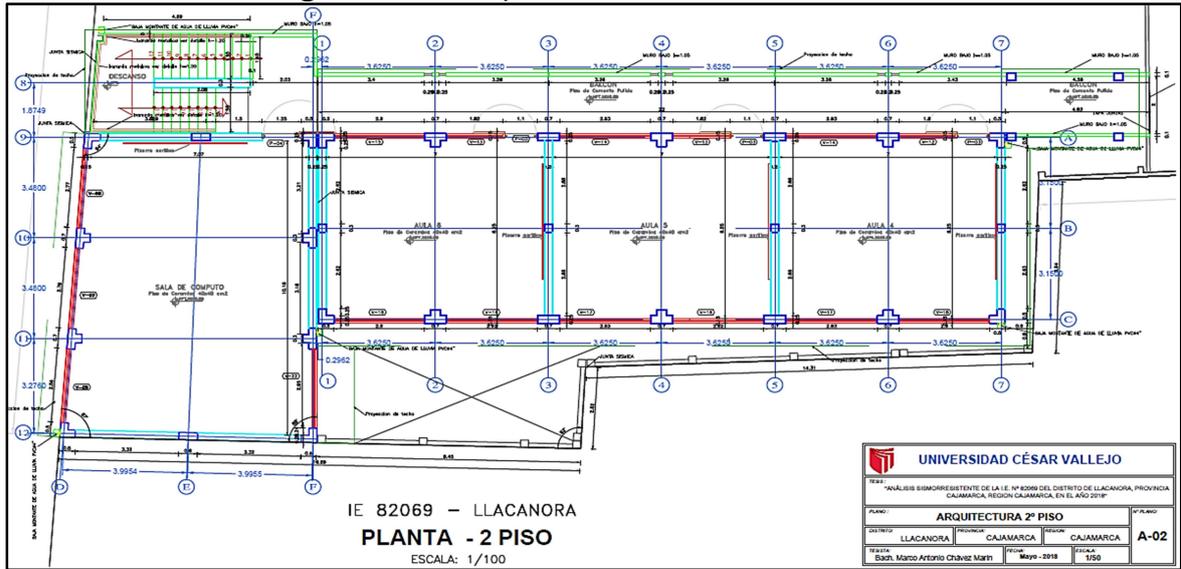


Figura 27.b. Arquitectura en Estudio 2º Nivel



Fuente: Elaboración Propia a y b

Figura 28. Pabellón en Estudio



Fuente: Elaboración Propia

3.4. Modelamiento y Diseño Estructural

3.4.1. Resumen

El sistema estructural lo conforma un sistema dual de muros de corte de albañilería confinada, pórticos de concreto armado resistentes a momento diseñados según los requerimientos de las Normas Técnicas de Edificación E.060 Concreto Armado, E.030 Diseño Sismorresistente del año 2018 y E.070

albañilería. La cimentación de concreto armado según la norma técnica peruana E.060 concreto armado (E.060, 2009).

Las columnas y vigas de concreto armado tendrán una resistencia de compresión $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ y el acero de refuerzo una resistencia a la fluencia de 4200 Kg/cm^2 . La albañilería estará conformada por unidades industriales con una resistencia mínima al corte $v'_m=9.2 \text{ Kg/cm}^2$.

La estructura está conformado por losas aligeradas unidireccionales de peraltes 0.20m y 0.17m. La escalera está conformada por una placa como núcleo en la cual se apoyan los descansos y peldaños, la cimentación está conformada por zapatas aisladas y combinadas, rigidizadas por vigas de cimentación con una resistencia a la compresión de concreto $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$, con una capacidad portante de 0.90 Kg/cm^2 , establecida en el Estudio de Mecánica de Suelos.

El presente ítem describe el análisis de la edificación el cual se ha dividido en 02 módulos o bloques que se detallan a continuación:

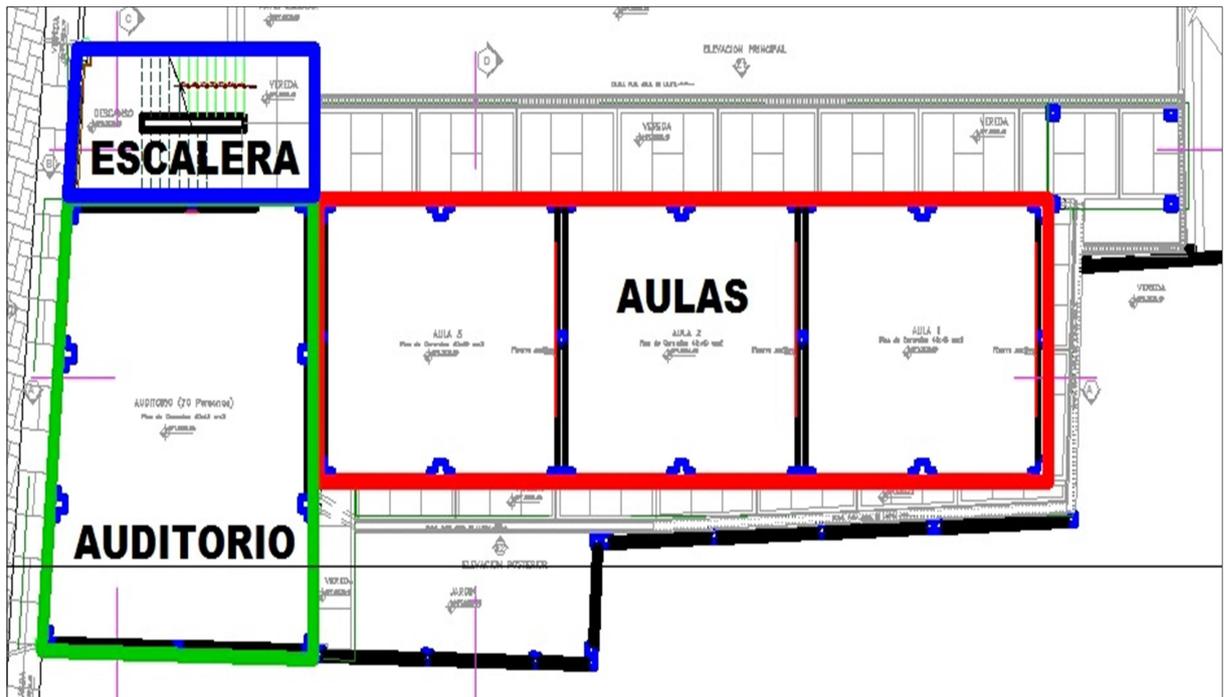
- Bloque Aulas
- Bloque Auditorio y escaleras

El análisis de la estructura se realizó en un programa para Análisis y Diseño de Estructuras para cálculos estructurales y de cálculo de acero.

Para el dimensionamiento de los elementos de la superestructura y subestructura se ha considerado las recomendaciones de los distintos autores de la bibliografía y el RNE. De igual manera, se ha realizado un análisis dinámico, en base a un espectro de sismo elaborado con los datos y factores recomendados en el estudio de suelos.

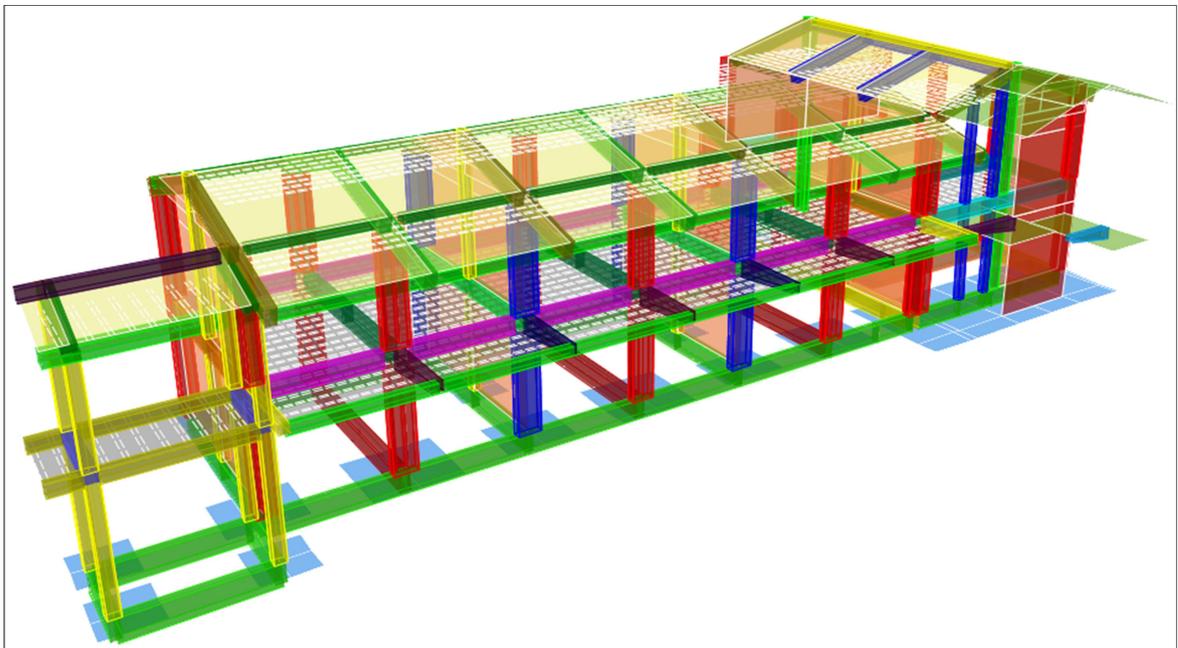
Finalmente, los valores de dimensiones en los elementos estructurales, han sido aproximados a valores redondos que se puedan manejar en el momento de la construcción, todo esto reflejado en los planos de estructuras.

Figura 29. Plano General en planta de la I.E. N° 82069.

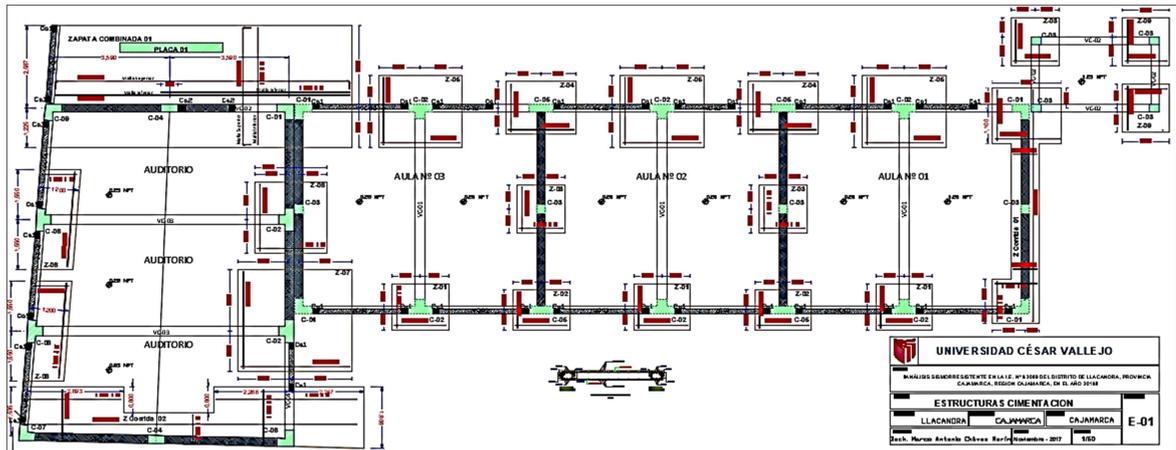


Fuente: Elaboración Propia

Figura 30. Modelo Estructural de la Edificación Escolar y Cimentación



Fuente: Elaboración Propia



Fuente: Elaboración Propia

3.4.2. Normas

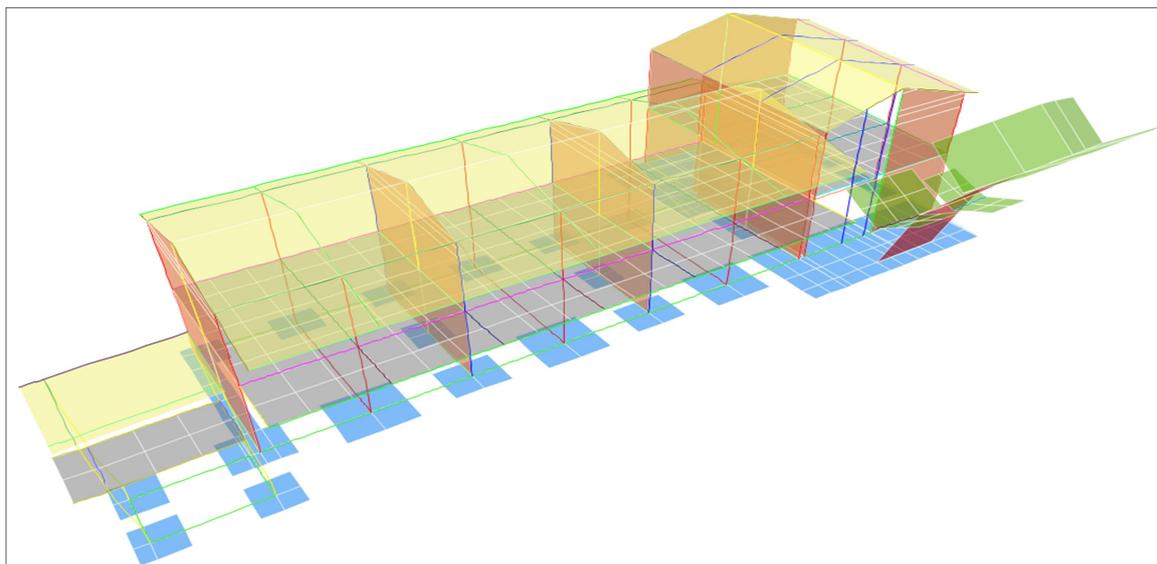
Para el análisis y diseño estructural se han considerado las siguientes normas.

- A. Norma técnica de edificación E.020 Cargas – NTE E.020 / Junio 1985 (E.020, 1985b)
- B. Norma técnica de edificación E.060 Concreto Armado – NTE E.060 / Decreto supremo N° 010-2009-Vivienda del 08 de mayo del 2009
- C. Norma técnica de edificación E.070 Albañilería – NTE E.070 / Resolución ministerial N° 011-2006-Vivienda (E.070, 2006)
- D. Norma E.030 Diseño sismorresistente– NTE E.030 / 2018 (E.030,2018)
- E. Norma E.090 Estructuras Metálicas / Mayo del 2006 (E.090, 2006)
- F. Specification for Structural Steel Buildings” ANSI/AISC 360-10 / American Institute of Steel Construction (AISC) (360-10, 2010)
- G. Structural Welding Code— Steel American National Standard AWS D1.1/D1.1M:2010 / American Welding Society
- H. Código Americano ASCE SEI/7-10 Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures (ASCE/SEI7-10, 2010).

3.5. Evaluación Sismorresistente

En la evaluación y análisis sismorresistente se ha usado el modelo tridimensional mostrado anteriormente considerando el espectro de diseño definido en el ítem del espectro de diseño. Se muestran los desplazamientos por efecto de la fuerza sísmica, como se detalla en la Figura 31.

Figura 31. Desplazamientos por fuerza sísmica



Fuente: Elaboración Propia

La tabla 11 Muestra los periodos en los modos fundamentales y los factores de participación de masas de los Bloques.

Tabla 11. “Modos fundamentales y factores de participación de masas”

Modo	BLOQUE A			BLOQUE B		
	Periodo	ΣX	ΣY	Periodo	ΣX	ΣY
1	0.238	2.31E-06	4.99E-05	0.172	0.8125	0
2	0.152	0.0007	4.99E-05	0.121	0.8125	0.8095
3	0.128	0.383	0.2716	0.105	0.8128	0.8106
4	0.117	0.752	0.6769	0.105	0.8128	0.8249
5	0.087	0.7522	0.677	0.094	0.8128	0.8653
6	0.085	0.7907	0.7829	0.091	0.8128	0.8653
7	0.065	0.7907	0.7832	0.077	0.8128	0.8713
8	0.047	0.7943	0.7833	0.061	0.8141	0.8713
9	0.04	0.9276	0.7843	0.044	0.8141	0.9717
10	0.035	0.9288	0.9179	0.042	0.9892	0.9717
11	0.028	0.9293	0.9298	0.036	0.9892	0.9917
12	0.017	0.9304	0.9299	0.031	0.9919	0.9917

3.5.1. Combinaciones de Carga para la Estructura y la Cimentación

3.5.1.1. Combinación de cargas

Las combinaciones de cargas para el diseño de los elementos de concreto armado fueron.

- i. U1 1.40 DL
- ii. U2 1.40 DL + 1.7 LL
- iii. U3 1.25 DL + 1.25 LL ± 1.0 EL
- iv. U4 0.90 DL ± 1.0 EL

3.5.1.2. Análisis y Diseño de la Estructura Metálica

En el análisis de la estructura metálica se han considerado el peso propio de los elementos, las cargas vivas y las fuerzas sísmicas.

El modelo empleado fue tridimensional y los esfuerzos en los elementos estructurales han sido determinados considerando las uniones como nudos rígidos con 6 grados de libertad por nudo empleando las combinaciones de cargas descritas a continuación:

- 1. A4-1 1.4 DL
- 2. A4-2.a 1.2 DL + 1.6 LL + 0.50 LLr
- 3. A4-2. b 1.2 DL + 1.6 LL + 0.5 SL
- 4. A4-3.a 1.2 DL + 1.6 LLr +0.5 LL
- 5. A4-3. b 1.2 DL + 1.6 LLr +0.8 WL
- 6. A4-3.c 1.2 DL + 1.6 SL +0.5 LL
- 7. A4-3. d 1.2 DL + 1.6 SL +0.8 WL
- 8. A4-4. (a,b) 1.2 DL ± 1.3 WL +0.5 LL+0.5LLr
- 9. A4-5(a,b) 1.20 DL ± 1.0 EL + 0.5 LL
- 10. A4-6 (a,b) 0.90 DL ± 1.3 WL
- 11. A4-7 (a,b) 0.90 DL ± 1.0 EL

Dónde:

- DL : Carga de gravedad
- WL : Carga de viento
- LLr : Sobrecargas en techo
- EL : carga de sismo.
- LL : Carga viva de piso
- SL : Carga de nieve

Es importante mencionar que en esta evaluación las cargas LL y SL han sido despreciadas.

Con las combinaciones de cargas se ha calculado los radios demanda/capacidad definidos por la relación $P_u / \phi P_n$,

Siendo:

- Pu : La carga axial factorizada crítica

ϕP_n : La resistencia nominal de la sección.

Las ratios de esfuerzo se calcularon con las siguientes expresiones:

a) Para $P_u/\phi P_n \geq 0,2$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1,0$$

b) Para $P_u/\phi P_n < 0,2$

$$\frac{P_u}{2\phi P_n} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1,0$$

Dónde:

P_u : resistencia requerida a la tracción.

P_n : resistencia nominal a la tracción

M_u : resistencia requerida a la flexión

M_n : resistencia nominal a la flexión

ϕ : factor de resistencia a la tracción

ϕ_b : factor de resistencia a la flexión = 0,90

x : subíndice relativo al eje mayor de flexión.

y : subíndice relativo al eje menor de flexión

3.5.2. Espectro de Diseño

La integración del espectro de diseño, basado en la herramienta según la técnica estándar E030 (2016) "diseño sismorresistente" en el punto 4.6.2, que representa la aceleración espectral, que permite valores de argumento de pseudo-aceleración para una cierta período vibración.

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} g$$

Donde:

S_a : Aceleración Espectral.

Z : Factor de Zona.

U : Factor de Uso.

C : Factor de Amplificación Sísmica.

S : Factor de Suelo.

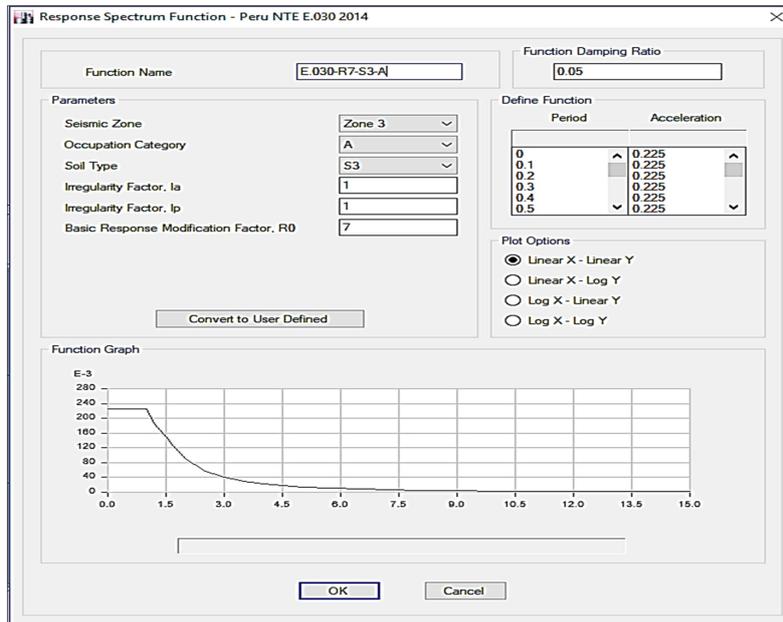
R : Coeficiente de Reducción de Fuerza Sísmica.

g : Aceleración de la Gravedad.

Una vez definidos todos los parámetros, se procede a calcular la pseudo aceleración sísmica usando la ecuación correspondiente e introduciendo los valores en el Etabs. El resultado se muestra en la Figura 32 y Figura 33.

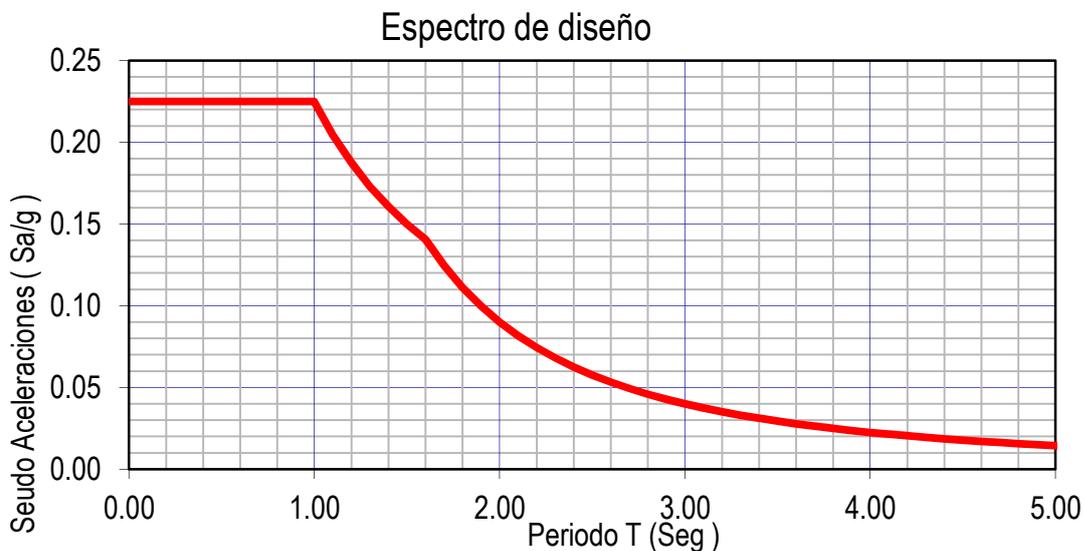
Factor de Zona	Z = 0,35	Llacanora (Zona 3)
Factor de Uso	U = 1.5	Edificación Esencial (A)
Factor de Suelo	S= 1.20	Suelo blando (S3)
$T_p = 1,00$ seg / $TL = 1,60$		
Ductilidad asumida	R : 7	
Aceleración Espectral	$S_a/g = ZUCS / R$	

Figura 32. Cálculo del Espectro de diseño en ETABS



Fuente: Elaboración Propia

Figura 33. Espectro de Pseudo aceleraciones



Fuente: Elaboración Propia

3.5.3. Cortante Estático

La fórmula que se muestra a continuación sirve para calcular el cortante estático en la base V del edificio.

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

Tenemos que tener en cuenta lo siguiente,

$$\frac{C}{R} \geq 0.125$$

A continuación realizaremos el desarrollo para determinar el cortante estático con la ayuda del programa ETABS v16.2.1.

a. Período Fundamental (T).

Según el artículo 4.5.4 de la E.030 (2016) muestra la formula siguiente:

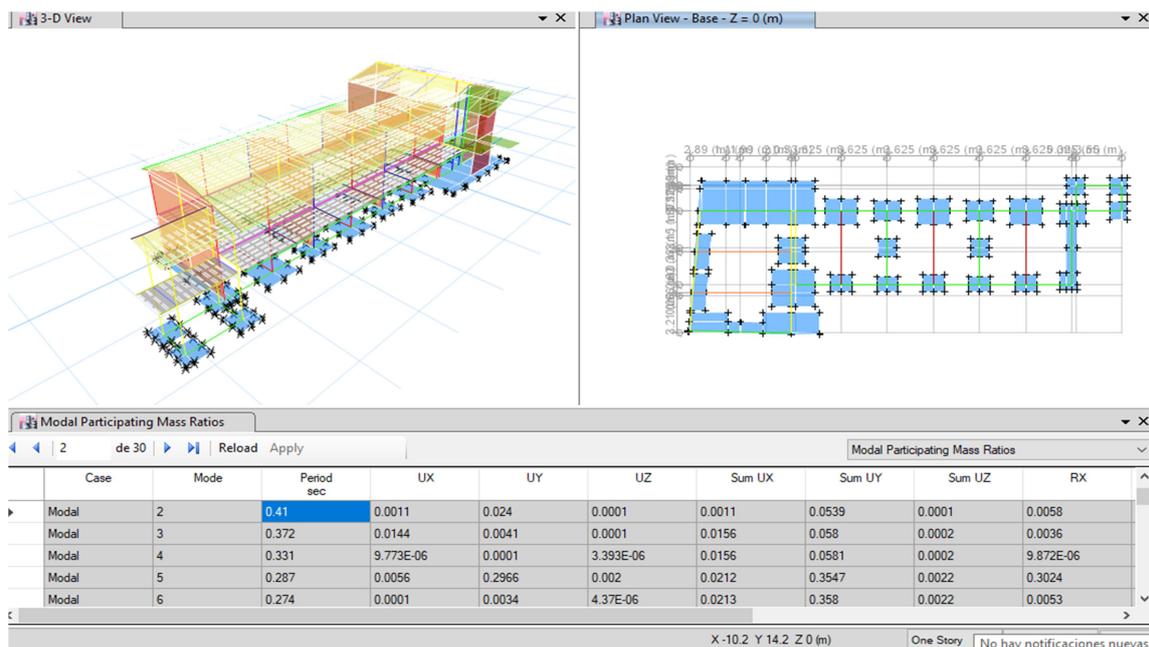
$$T = \frac{hn}{CT}$$

CT=60, para todos los edificios de albañilería y también para aquellos que son armados en base de concreto duales de pared estructural y ductilidad limitada.

$$T_{dual} = \frac{8.03}{60} = 0.134$$

En el software estructural ETABS v16.2.1, observamos el tiempo exacto T, mostrado en la siguiente figura 34.

Figura 34. Forma Modales y Tabla PPMM y períodos Fundamentales



Fuente: Elaboración Propia

Aceptaremos el valor de $T=0,41$ del programa por ser un cálculo más exacto.

b. Factor de Amplificación (C).

Los valores varían y de acuerdo a los resultados en ítem b, respecto a los valores de la tabla 4 y a la condición principal de la ecuación se establece los siguientes límites:

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

De la tabla N° 4 de la E.030, representada en la tabla que se detalla a continuación obtenemos los valores para T_p y T_L .

Tabla 12. Periodos " T_p " y " T_L "

Tabla N° 4 PERIODOS " T_p " Y " T_L "				
	Perfil de suelo			
	S_0	S_1	S_2	S_3
T_p (s)	0,3	0,4	0,6	1,0
T_L (s)	3,0	2,5	2,0	1,6

Fuente: NTE 030 "Diseño Sismorresistente", 2016

Según los valores que arroja la tabla cuatro y a la primera condición de la ecuación mostrada anteriormente se tiene:

$$T_x = T_L = 0.41 \text{ s} \leq T_p = 1.0 \text{ s}$$

Obtenemos; $CX = CY = 2.5$

Calcularemos lo siguiente;

$$\diamond \frac{C}{R} = \frac{2.5}{7} = 0.3571 \geq 0.125 \dots OK$$

c. Coeficiente de Cortante en la Base

$$ZUS \frac{C}{R} = 0.35 * 1.5 * 1.2 * 0.3571$$

$$\diamond \frac{ZUSC}{R} = 0.2250$$

d. Valor del factor exponencial de distribución k.

Dependiendo del período fundamental T , del edificio escolar el factor k es igual a:

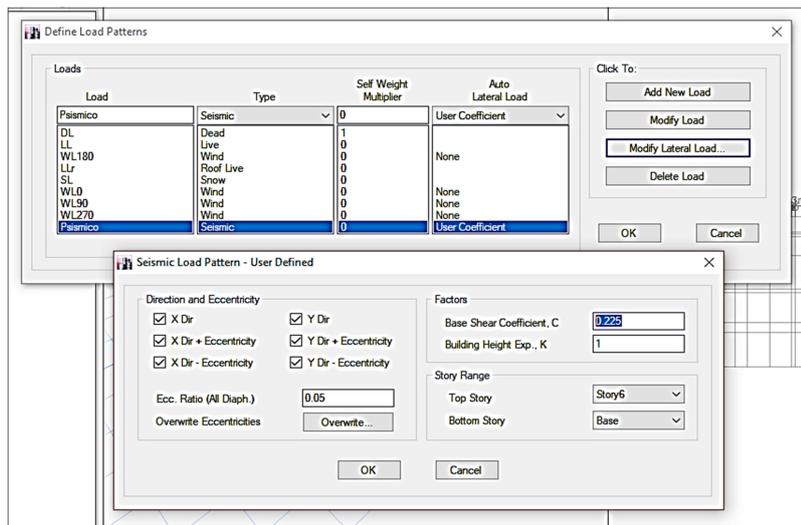
$$\diamond k = \begin{cases} 1.0 & , T \leq 0.50s \\ 0.75 + 0.5T \leq 2.0, & T \leq 0.50s \end{cases}$$

Para ambas direcciones de análisis, X & Y, el período fundamental, T , es menor que 0.5s, por lo tanto:

$$k_X = k_Y = 1.0$$

Auxiliares programación ETABS v16.2.1, estos datos se entraron en la ventana "Define Load Patterns", que apareció en la figura 35, entrando en las estimaciones de Base del esquiempo Coefficient ZUCS/R, C además del valor k .

Figura 35. Fuerza horizontal estática – Sistema Dual.



Fuente: Elaboración Propia

e. Cortante en la Base

El procedimiento de la cortante en la base es teniendo en cuenta el cálculo del peso sísmico efectivo; en el software estructural, se visualiza en "Tables/Model/Structure Data/Mass Summary/Mass Summary by Story". En esta sección se logra observar las masas calculadas por cada nivel de la estructura escolar. La sumatoria total de las bases (excepto la base) multiplicada por la gravedad (9.81 m/s²) obtendremos el peso del edificio

Figura 36. Masas Sísmicas Efectivas por nivel -Sistema Dual

Story	UX tonf-s ² /m	UY tonf-s ² /m	UZ tonf-s ² /m
Story7	2.29679	2.29679	2.29679
Story6	4.17747	4.17747	4.57073
Story5	15.03484	15.03484	14.64158
Story4	2.68718	2.68718	2.83676
Story3	5.38872	5.38872	5.23915
Story2	41.86223	41.86223	41.88162
Base	31.75849	31.75849	31.7391

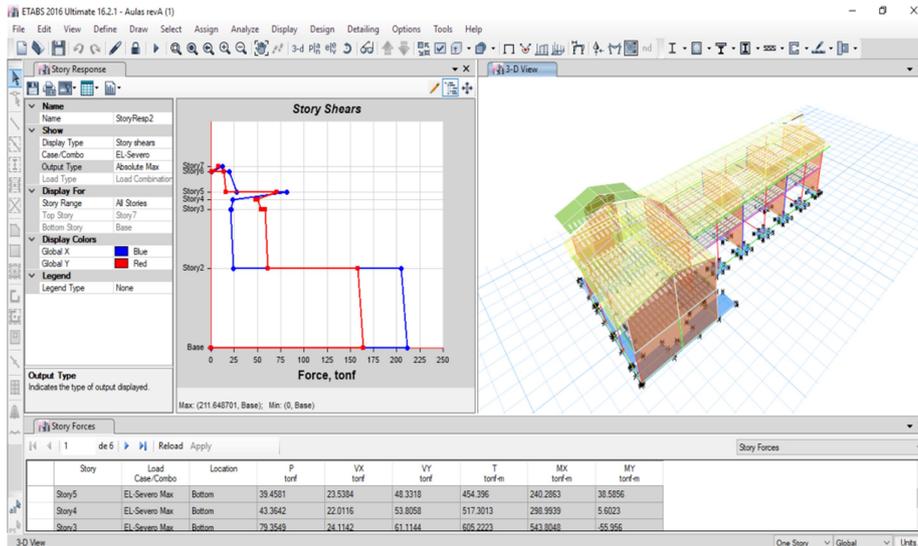
Fuente: Elaboración Propia

$$P = 71.447 \text{ ton} \cdot \frac{S^2}{m} * 9.81 \frac{m}{s^2} = 700.90 \text{ ton}$$

$$V_{EST} = \frac{ZUSC}{R} P = 0.2250 * 700.90$$

❖ Obtenemos; $V_{EST} = 157.70 \text{ ton}$

Figura 37. Cortantes por Piso-Sistema Dual.



Fuente: Elaboración Propia

3.5.4. Cortante Dinámico

El Corte dinámico se determina con la incorporación del espectro de diseño, combinando con todos los efectos de las diferentes formas modales; Este uso de conocidos métodos de combinación modal se logrará para dar lugar a un valor de corte en la base. Ver casos de carga dinámica, debe ser establecido para el cálculo.

Siguiendo el procedimiento de ejecución de análisis, esto se hace con la visualización del cortante dinámico utilizando las tablas como resultado de los cálculos y el software de análisis, siendo la mesa de "Historia de las fuerzas" que utilizamos para este propósito.

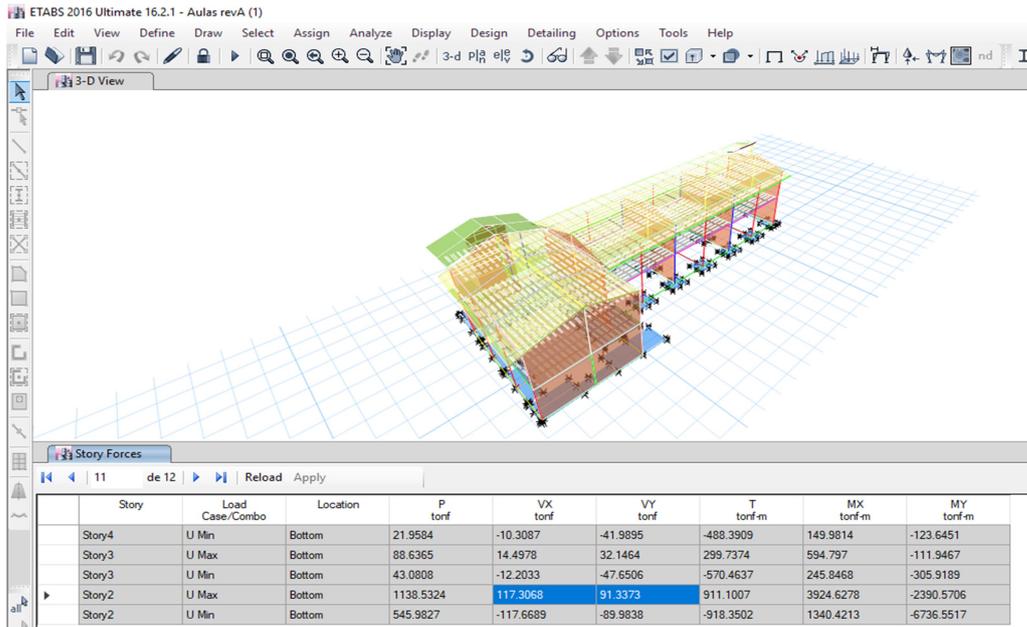
Según el Software Etabs V16.2.1 estructural, obtenemos los siguientes resultados según la dirección del análisis:

Tabla 13. Cortante Basal Dinámico

Dirección - Análisis	Cortante Basal Dinámico (V_{din})
XX	117.31 ton
YY	91.34 ton

Fuente: Elaboración Propia

Figura 38. Valores Finales del Cortante Basal Dinámico



Fuente: Elaboración Propia

3.5.5. Desplazamientos y Derivas de Entrepiso

En el estructural Etabs software v 16.2.1, desplazamientos se obtienen visualmente y en tablas como las derivas de piso, que son desplazamientos relativos de cada piso o nivel de la escuela.

Para asegurarse que el edificio de nuestra escuela es lo suficientemente rígido para lateral las fuerzas, es decir, comprobar y analizar que no producen excesivos desplazamientos en las direcciones principales de análisis, según el artículo 5.1 de la E030 (2016) indicando: que para estructuras regulares desplazamientos laterales se calculan multiplicando por 0.75 R, los resultados del análisis lineal y elástico con las cargas sísmicas reducidas. Para estructuras irregulares, desplazamientos laterales se calculan multiplicando por R, los resultados obtenidos del análisis elástico lineal.

Cálculo de los desplazamientos laterales no se considerarán valores mínimos de la c/r indicado en el apartado 4.5.2 o mínimo de corte en la base especificada en el apartado 4.6.4.

De acuerdo a lo indicado anteriormente,

$$\Delta_{inelástico-i} = \begin{cases} 0.75R\Delta_{elástico} & \text{ESTRUC. REGULAR} \\ R\Delta_{elástico-i} & \text{ESTRUC. IRREGULAR} \end{cases}$$

Los valores que indican en la tabla N°11 del artículo 5.2 de la norma E030 vigente, que para estos tipos de ejemplos de sistemas estructurales de concreto, los cuales deben ser menores a 0.007. El máximo desplazamiento relativo de entrepiso no deberá exceder la fracción de la altura de entrepiso (distorsión) que se indica en la siguiente tabla:

Tabla 14. Límites para la Distorsión del Entrepiso

TABLA N° 11 LÍMITES PARA LA DISTORSIÓN DEL ENTREPISO	
MATERIAL PREDOMINANTE	(Δ_i/h_{ei})
Concreto Armado	0.007
Acero	0.010
Albañilería	0.005
Madera	0.010
Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0.005

Fuente: NTE 030 "Diseño Sismorresistente", 2016

En la Tabla N° 15, se resumen las derivas de entrepiso del módulo A. Se aprecia que la máxima distorsión de entrepiso en la dirección corta (Y) es de 0,06% < a 0.7 % y la máxima distorsión en la dirección larga (X) es de 0.07% < 0.7%. Por lo tanto, se cumplen con la norma E.030.

Tabla 15. Derivas de entrepiso en el módulo A

Nivel	Desplazamientos totales [m]		Desplazamientos relativos [m]		Altura total	Altura	Deriva reducida		Deriva elástica	
	X	Y	X	Y			X	Y	X	Y
1	0.000469	0.00037	0.000469	0.000370	3.50	3.50	0.00013	0.00011	0.07%	0.06%

Fuente: Elaboración Propia

En la Tabla N° 16, se resumen las derivas de entrepiso del módulo B. Se aprecia que la máxima distorsión de entrepiso en la dirección corta (Y) es de 0,07% < a 0.7 % y la máxima distorsión en la dirección larga (X) es de 0.13% < 0.7%. Por lo tanto, se cumplen con la norma E.030.

Tabla 16. Derivas de entrepiso en el módulo B

Nivel	Desplazamientos totales [m]		Desplazamientos relativos [m]		Altura total	Altura	Distorsión reducida		Distorsión elástica	
	X	Y	X	Y			X	Y	X	Y
1	0.000848	0.000480	0.000848	0.000480	3.50	3.50	0.00024	0.00014	0.13%	0.07%

Fuente: Elaboración Propia

La separación entre bloques ha sido calculada en función de los desplazamientos máximos entre bloques, de la siguiente manera:

Separación entre módulos

$$S = \max(S1, S2)$$

$$S1 = 2/3 (0.75 \cdot 7 \cdot 0.0006 + 0.75 \cdot 7 \cdot 0.0009) = 0.005 \text{ m}$$

$$S2 = 0.006h = 0.006 \cdot 8.03 = 0.048 \text{ m}$$

$$S3 = 0.03 \text{ m}$$

✓ Se adoptará una separación de 0.05m

En la Tabla N° 17, se resumen el corte en la base para los dos módulos. Para el diseño de los elementos resistentes a momento del módulo A la fuerza sísmica fue amplificada por 1.03 en la dirección (X) y por 1.08 y en la dirección (Y). De los demás módulos no se amplificó la fuerza sísmica.

Tabla 17. Corte en la Base de los Módulos

Bloques	Dirección XX				Dirección YY				Corte Dinámico en la Base			
	Corte en la Base (Tn)				Corte en la Base (Tn)				Dirección XX		Dirección YY	
	C _T	C	V _T	V _{mín}	C _T	C	V _T	V _{mín}	V Ton	Factor	V Ton	Factor
Bloque A	35.0	2.5	51.38	41.10	60.0	2.5	51.38	41.10	40.07	1.03	37.900	1.08
Bloque B	35.0	2.5	104.78	83.83	60.0	2.5	104.78	83.83	75.28	1.11	75.280	1.11

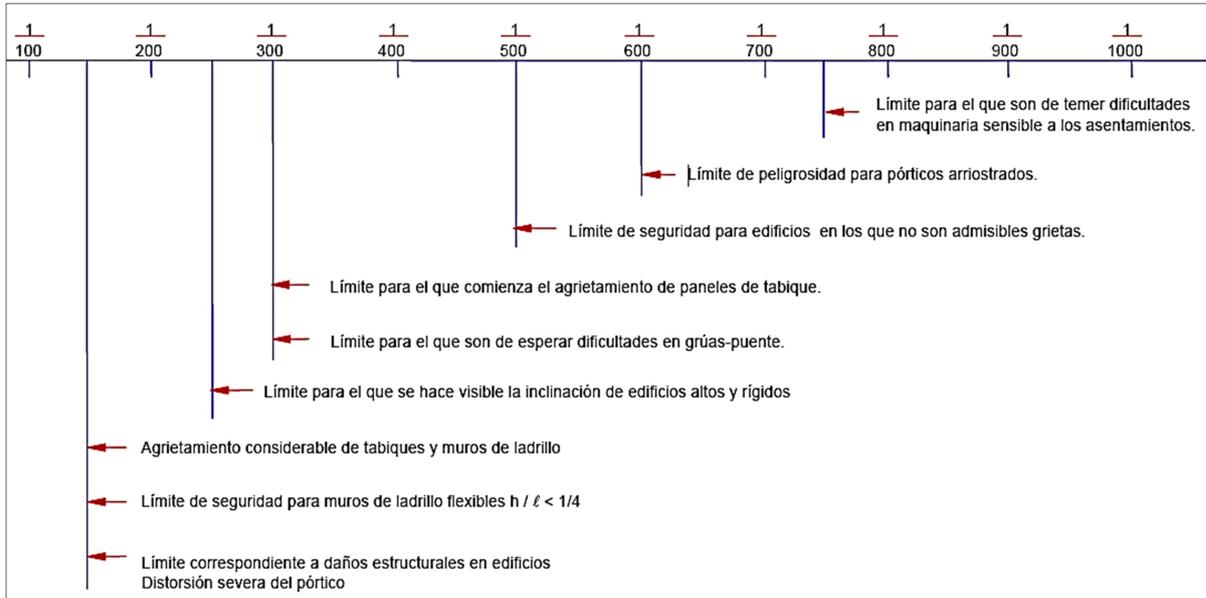
Fuente: Elaboración Propia

3.5.6. Asentamiento Diferenciales en la Cimentación

La cimentación de las estructuras ha sido dimensionada para soportar las cargas verticales de tal manera de obtener una presión de contacto contra el terreno casi uniforme en toda la cimentación. Para minimizar los asentamientos diferenciales, y absorber los momentos de volteo producidos por las fuerzas sísmicas, se han empleado zapatas corridas rigidizadas con una viga rectangular de concreto formando una sección en "T" unidas con vigas de cimentación.

El modelo planteado contempló la rigidez del suelo como un conjunto de resortes distribuidos y los asentamientos fueron controlados con los límites de la Fig. 39.

Figura 39. Límites de distorsión para cimentaciones superficiales



Fuente: Asignación permitida de estructuras, Bjerrum (1963)

Los esfuerzos de corte máximos en los elementos de concreto armado han sido calculados con las Ecs. 1, 2 y 3 considerando $\phi = 0.85$ y β_0 la relación dimensión mayor/dimensión menor.

$$\tau = \phi 0.53 \sqrt{f_c} \quad (1)$$

Esfuerzo de corte máximo

Esfuerzo máximo por punzonamiento

Min

$$\phi 0.27 (2 + 4/\beta_0) \sqrt{f_c} \quad (2)$$

$$\phi 1.1 \sqrt{f_c} \quad (3)$$

La cimentación ha sido analizada usando elementos finitos, mediante elementos tipo “Shell” para representar a las losas corridas de cimentación y elementos tipo “frame” para representar a las vigas de cimentación.

La cimentación ha sido modelada sobre apoyos flexibles representando a la cimentación por un conjunto finito de resortes con una rigidez equivalente al módulo de balasto K_s . La referencia tomada para el cálculo del módulo de balasto es la presentada por Joseph E. Bowles (Joseph, 1997), que propone el cálculo del módulo de balasto en forma conservadora en función de la capacidad admisible del suelo (q_a), según la siguiente expresión:

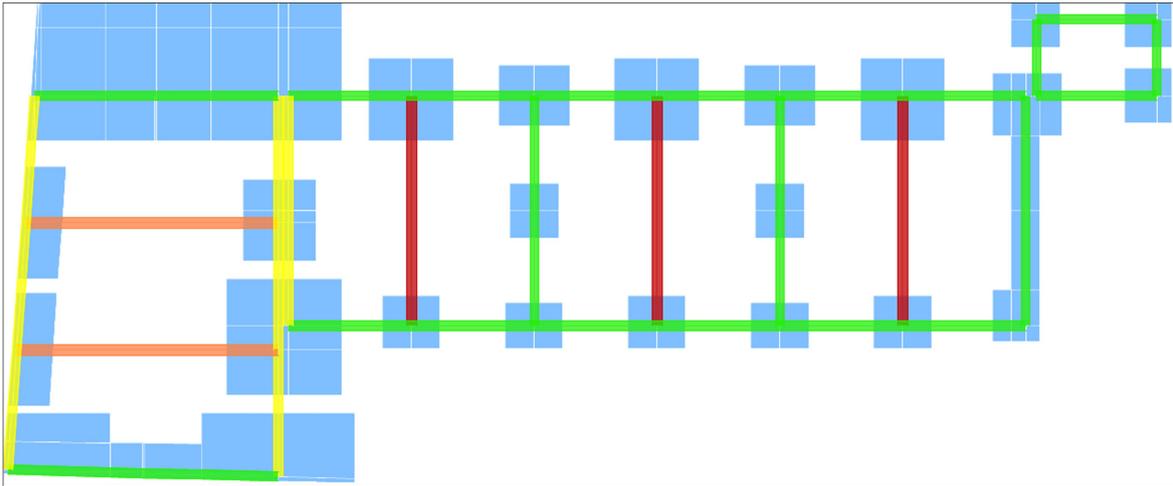
$$K_s = 40 \cdot F.S. \cdot q_a$$

Dónde:

- K_s : Módulo de balasto.
- F.S. : Factor de seguridad
- q_a : Esfuerzo admisible ($q_a = q_u / FS$)

Para el esfuerzo admisible $q_a = 0.90 \text{ Kg/cm}^2$ (Estudio de Mecánica de Suelos) y el factor de seguridad $F.S. = 3,0$ se obtuvo $K_s = 1080 \text{ Tn/m}^2/\text{m}$.

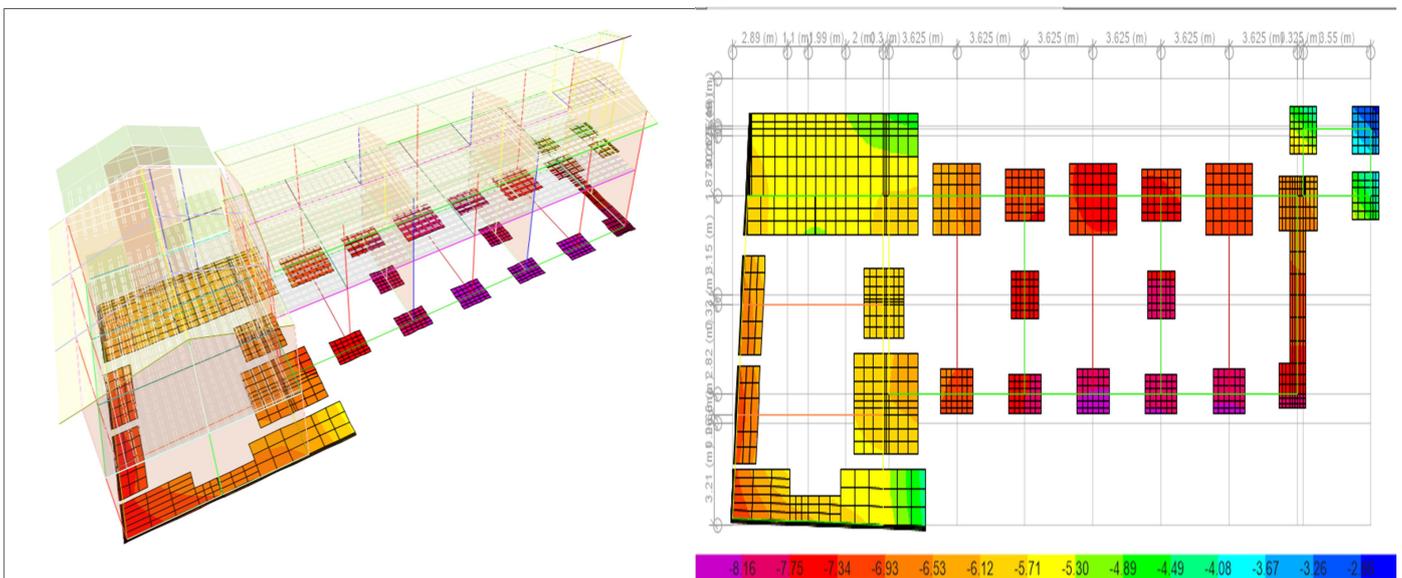
Figura 40. Modelo Estructural de Cimentación



Fuente: Elaboración Propia

Del análisis realizado se ha obtenido en la siguiente figura N° 41, que muestra los esfuerzos de compresión sobre el suelo por efecto de las cargas de gravedad DL + LL. Los máximos esfuerzos de compresión alcanzan el valor de 0.83 Kg/cm^2 .

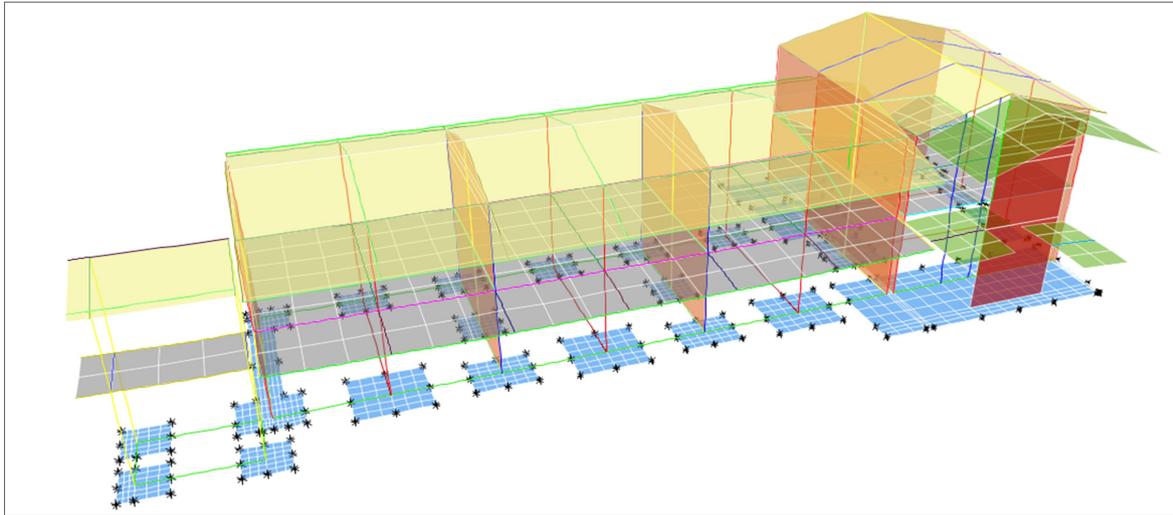
Figura 41. Presiones en la cimentación por efecto de las cargas de gravedad DL+LL+LLr [Kg/cm²]



Fuente: Elaboración Propia

También se ha evaluado los asentamientos en la cimentación, los cuales se muestran en la Fig. N° 42, siendo el máximo valor de asentamiento calculado es de 7.7 mm y el mínimo de 2.5 mm.

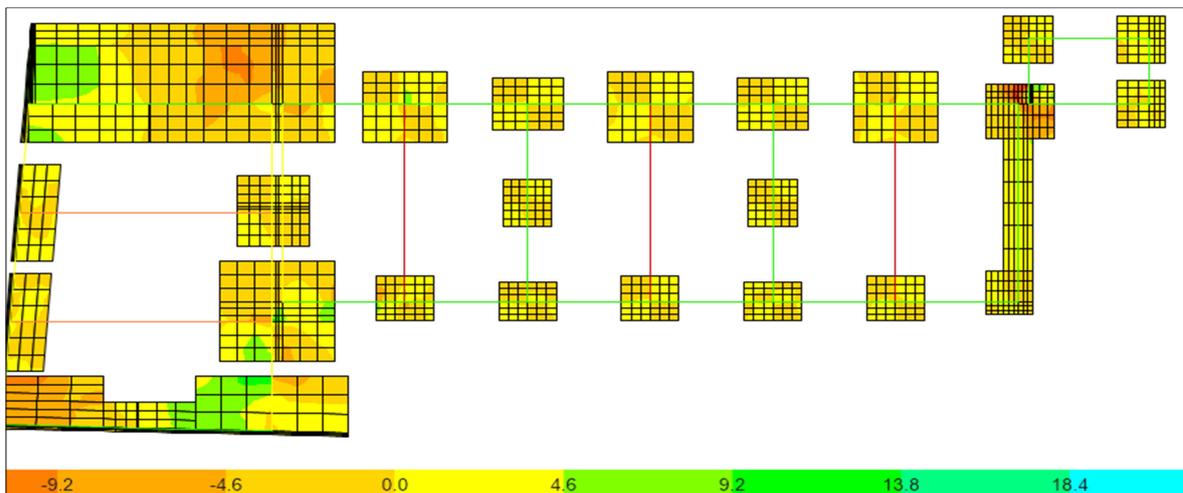
Figura 42. Diagrama de asentamientos por efecto de las cargas de servicio DL + LL + LLr [mm]



Fuente: Elaboración Propia

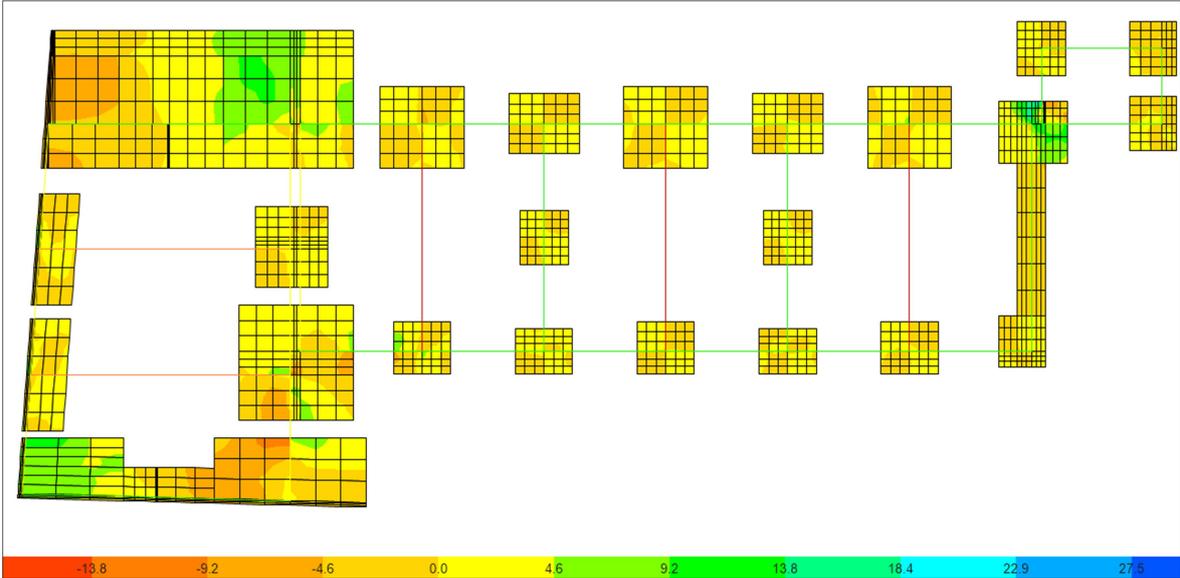
En las figuras N° 43 y N° 44, se muestran los esfuerzos principales en la cara superior e inferior de la cimentación por efecto de las cargas factorizadas de gravedad ($1.4DL+1.7LL+1.7LLr$) que han sido empleados para diseñar el acero de refuerzo. Los máximos esfuerzos de tensión en la cara superior e inferior alcanzan valores de 28.63 Kg/cm^2 y 31.27 Kg/cm^2 , respectivamente.

Figura N° 43. Esfuerzos principales en la cimentación en la cara superior [Kg/cm²]



Fuente: Elaboración Propia

Figura N° 44. Esfuerzos principales en la cimentación en la cara inferior [Kg/cm²]

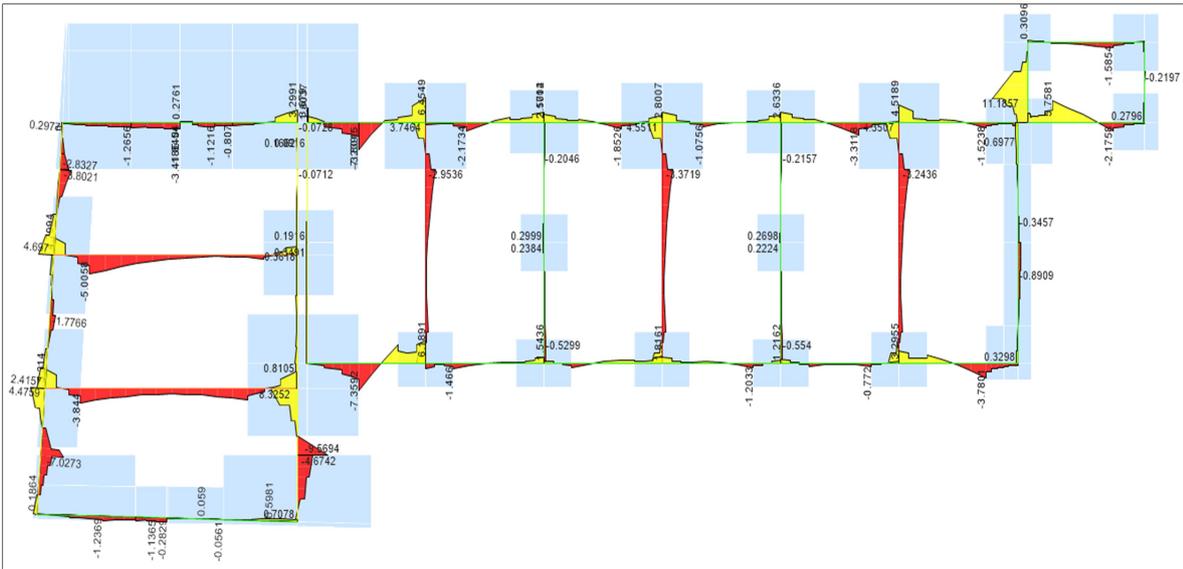


Fuente: Elaboración Propia

En la Figura N° 45, se muestran los momentos de flexión en las vigas de cimentación así como también en la Figura N° 46, se muestran las fuerzas de corte. El máximo momento de flexión en los tramos intermedios de las vigas es de 9.57 Tn.m (eje F) y en las intersecciones con las zapatas de 8.32 Tn.m (intersección del eje F y el eje 11).

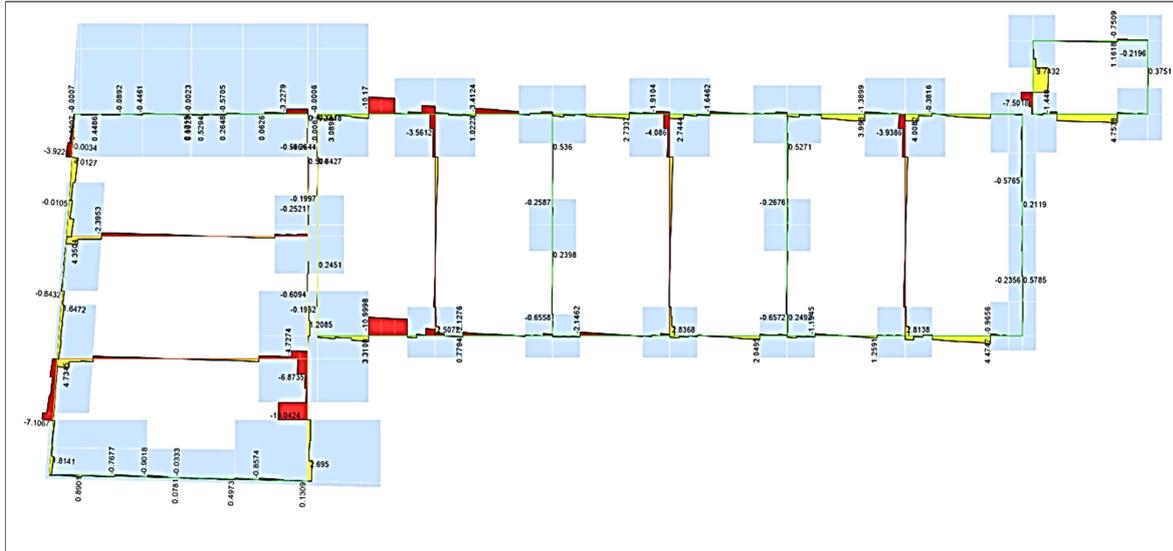
La máxima fuerza de corte es de 19.04 Tn (eje F).

Figura N° 45. Diagramas de momentos flectores (Tn-m) en las vigas de cimentación.



Fuente: Elaboración Propia

Figura N° 46. Diagramas de fuerzas de corte en las vigas de cimentación.



Fuente: Elaboración Propia

3.5.7. Resultados Comparativos entre el Expediente Técnico - Proyecto de Investigación.

a. Consideraciones Generales

En este punto se harán las comparaciones básicas y fundamentales, debido a que en el expediente técnico a nivel estructural solo se detallan puntos cosas básicos que aplican a normas al año 2012 que se ha elaborado dicho expediente técnico, puestas que la mayoría de estas normas técnicas de ese año han sido actualizadas y modificadas, esto conlleva a que en la comparación de puntos fundamentales con respecto a nuestro trabajo de investigación se vean muchos cambios a nivel de análisis estructural, puesto que también en el expediente han hecho su memoria estructural que hace referencia que se ha realizado con el software SAP2000, pero no se encuentra una memoria de cálculo muy detallada, del cual tampoco se tiene el magnético ni físico y solo se aprecian algunos resultados básicos en su memoria de estructuras, mencionando esto describiremos a continuación lo siguientes puntos: ET= Expediente Técnico ; TI = Trabajo de Investigación.

Punto 1: Tipo de Sistema y Factores Básicos

ET: El sistema estructural adoptado en el Expediente Técnico según indica la información alcanzada nos dice que es de *Sistema de Pórticos*, con pórticos de

concreto armado y muros portantes de albañilería confinada, y en algunos casos tabiques de albañilería aisladas de la estructura principal con juntas de dilatación rellenas con tecknoport.

Del estudio de Mecánica de Suelos (No se cuenta ni en físico ni en magnético) y solo hacen referencia en la memoria estructural del expediente los siguientes resultados que a continuación detallamos:

- ✓ Capacidad portante del suelo : $\sigma_T = 1.20 \text{ Kg/cm}^2$
- ✓ Profundidad mínima de cimentación : $h = 0.80 \text{ m}$
- ✓ Factor de zona : $Z = 0.40$
- ✓ Factor de Sistema Estructural : $R = 8$
- ✓ Factor de Categoría de Edificación : $U=1.50$ (Categ. A – Edific. Esenciales)
- ✓ Factores de Parámetros del Suelo : $S=1.20$ (tipo S3 – Suelo Intermedio)
 $T_p = 0.60$

TI: El sistema estructural adoptado en nuestro sistema de investigación es un *Sistema Dual*, de muros de corte de albañilería confinada, pórticos de concreto armado resistentes a momento diseñados según los requerimientos de las Normas Técnicas de Edificación vigentes.

Del estudio de Mecánica de Suelos realizado in situ, detallamos lo siguiente:

- ✓ Capacidad portante del suelo : $\sigma_T = 0.90 \text{ Kg/cm}^2$
- ✓ Profundidad mínima de cimentación : $h = 1.20 \text{ m}$
- ✓ Factor de zona : $Z = 0.35$
- ✓ Factor de Sistema Estructural : $R = 7$
- ✓ Factor de Categoría de Edificación : $U=1.50$ (Categ. A – Edific. Esenciales)
- ✓ Factores de Parámetros del Suelo : $S=1.20$ (tipo S3 – Suelo Intermedio)
 $T_p = 1.60$

COMPARACION:

Como mencionamos anteriormente hay una gran diferencia en los datos tanto en estudio de mecánica de suelos siendo en nuestro proyecto de investigación nos da una capacidad portante más adecuada en el terreno para soportar las cargas aplicadas sobre la edificación escolar, puesto que además que los datos de diseño en el expediente técnico son del año 2012 y hay unas variables considerativas con las normas vigentes actuales.

Punto 2: Análisis Estático y Dinámico:

ET: Análisis Estático y Dinámico:

El esperado para la respuesta máxima elástica del cortante basal se calcula según el criterio de combinación cuadrática completa para todos los modos calculados de vibración.

Según la corte dinámica existente no será inferior al 80% de la cizalla estático para edificios regulares o 90% para la construcción irregular. Una tabla que compara los resultados obtenidos se muestra en consecuencia. El edificio dispone de una configuración regular por lo que es usado 80% mínima estática de diseño de corte.

Tabla 18. Datos para el Espectro Inelástico de Pseudo Aceleraciones

Factor de Zona	Z = 0.4		
Parámetros de Suelo	tipo de Suelo = S ₂	TP _(s) = 0.6	= 1.2
Categoría de Edificación	A (Edificaciones Esenciales)		
Factor de Amplificación	$C = 2.55 \left(\frac{T_p}{t} \right)$, donde $C \leq 2.5$		
Coefficiente de Reducción	R = 8		
Sistema Estructural	Sistema de Pórticos		
Aceleración Espectral	$S_a = \frac{ZUCS}{R} g$		

Fuente: Expediente Técnico (2012)

La respuesta máxima elástica esperada para el cortante basal se calcula utilizando el criterio de combinación cuadrática completa para todos los modos de vibración calculados.

Tabla 19. Fuerzas cortantes de Diseño

Dirección	$V_{Estático}$		$V_{din. \text{ Mín.}}$	$V_{Dinámico}$		Factor de Escala
	T(s)	V_{est}	80% V_{est}	T(s)	V_{din}	
X-X	0.096	48.33	38.664	0.096	38.22	1.00
Y-Y	0.135	48.33	38.664	0.135	36.53	1.06

Fuente: Expediente Técnico (2012)

Se hace mención que la poca información que se ha tenido en el expediente técnico por parte de la entidad que la ha realizado en el año 2012, con referencia a la especialidad de estructuras (solo se encontró una memoria descriptiva y cálculos desarrollados en excel, ni tampoco planos a detalle ni estudio de mecánica de suelos), con lo cual se ha podido detallar lo antes mencionado.

TI: Análisis Estático y Dinámico:

Tomamos en cuenta los datos y valores en nuestro trabajo de investigación, los cuales abarcan los valores para desarrollar el espectro de nuestra edificación, así como los valores de la tabla N° 28 (Corte en la Base de los Módulos), los cual nos permitirá hacer una comparación más real con los que se encuentra en el expediente técnico, los cuales detallamos a continuación:

Factor de Zona	Z = 0,35	Llacanora (Zona 3)
Factor de Uso	U = 1.5	Edificación Esencial (A)
Factor de Suelo	S= 1.20	Suelo blando (S3)
$T_p = 1,00$ seg / TL = 1,60		
Ductilidad asumida	R : 7	
Aceleración Espectral	$S_a/g = ZUCS / R$	

COMPARACION:

Cabe indicar que como el Expediente Técnico ha sido elaborado en el año 2012; con las normas vigentes relacionadas a ese presente año, las diferencias en el análisis estático y dinámico, como en todo contexto normativo, de diseño y análisis sismorresistente van hacer muy sustanciales en referencia a nuestro trabajo de investigación que ha sido desarrollado con la normativa vigente actual, poniendo algunos ejemplos en comparación como son el factor de zona, el factor de uso, así como el factor de suelo; tenemos que manifestar que la comparación de las fuerzas cortantes que nos brinda el expediente técnico estas no cumplen en la norma vigente el cortante dinámico no deberá ser menor al 80% del cortante estático para edificios regulares ni del 90% para edificio irregulares, por lo cual las comparación en este punto es poco subjetivo y surrealista para hacer un análisis comparativo detallado entre el expediente y el trabajo de investigación.

Punto 3: Estudio de Mecánica de Suelos

ET: No se cuenta con estudio de Mecánica de Suelos definidos ni en físico ni en magnético, solo se encontró un valor que hace referencia a la Capacidad portante del suelo; $\sigma_T = 1.20$ Kg/cm²; y una profundidad de cimentación $h = 0.80$ m.

TI: En la Mecánica de Suelos del trabajo de investigación se encuentra valores como la Capacidad portante del suelo; $\sigma_T = 0.90$ Kg/cm²; y una profundidad de cimentación $h = 1.20$ m.

COMPARACION:

Realizamos el estudio de mecánica de suelos así como el análisis de diseño de mezclas de concreto del trabajo de investigación; con estudio a 02 calicatas; con valores de sales solubles de 0.0792%; presión admisible del suelo de fundación de 0.70 kg/cm², se anexa el informe completo del EMS y el Diseño de mezclas de concreto realizado por la empresa NEO TERRA Ingenieros EIRL.

3.5.8.Verificación del agrietamiento en los muros

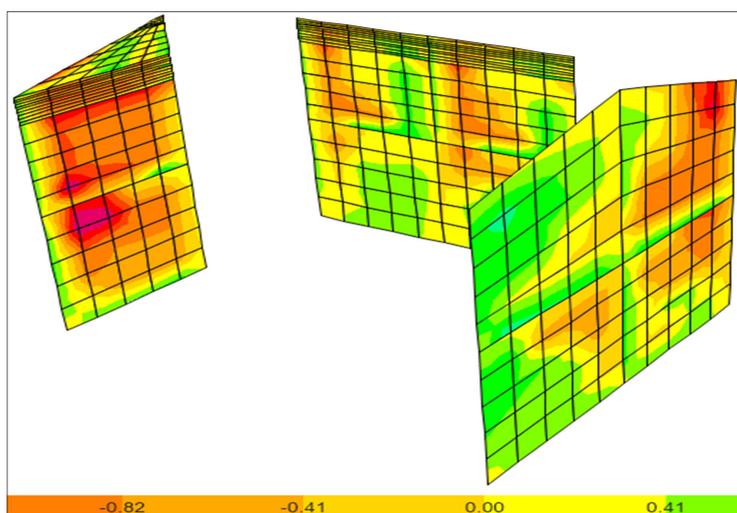
En la Figura N° 47, se muestra las etiquetas de los muros de corte de mampostería del Módulo A, como en la Tabla N° 20, se muestra los ratios de la demanda capacidad (D/C) para los muros de corte de mampostería con un coeficiente de reducción $R=3$.

Figura 47. Etiquetas para los muros de corte de mampostería (módulo A)



En la Figura N° 48, se muestra los esfuerzos de corte en los muros de corte de mampostería considerando un coeficiente de reducción de fuerza sísmica $R = 3$, que equivale según la normativa vigente al análisis para un sismo severo. Se aprecia que los máximos esfuerzos alcanzan el orden de 2.78 Kg/cm².

Figura 48. Esfuerzos de corte en los muros con un factor de reducción de fuerza sísmica R=3



Fuente: Elaboración Propia

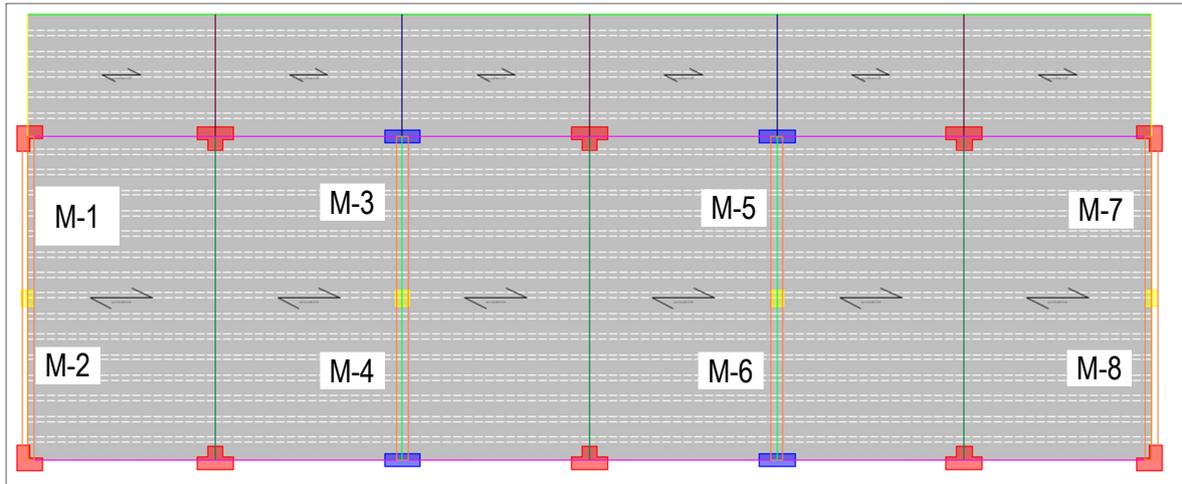
Tabla 20. Ratios demanda capacidad en los muros de corte de mampostería

Nivel	Etiqu.	Loc.	PG tonf	V2 tonf	M3 tonf-m	L [m]	t [m]	A [m ²]	σ_c [Tn/m ²]	α	α	VR [Tn]	Ratio D/C
2	M-3	Top	0.62	9.93	3.22	3.50	0.23	0.81	0.77	10.79	1.00	37.17	0.27
	M-3	Bottom	-0.62	9.65	5.17	3.50	0.23	0.81	-0.77	6.53	1.00	37.17	0.26
	M-4	Top	0.59	9.66	2.94	3.50	0.23	0.81	0.73	11.49	1.00	37.17	0.26
	M-4	Bottom	-0.48	9.55	4.83	3.50	0.23	0.81	-0.59	6.93	1.00	37.14	0.26
	M-5	Top	1.61	12.65	4.20	3.60	0.23	0.83	1.95	10.85	1.00	38.46	0.33
	M-5	Bottom	-0.52	12.63	7.55	3.60	0.23	0.83	-0.63	6.03	1.00	38.21	0.33
1	M-1	Top	-0.89	10.84	6.04	4.00	0.23	0.92	-0.96	7.18	1.00	42.52	0.25
	M-1	Bottom	-4.26	7.81	4.03	4.00	0.23	0.92	-4.63	7.76	1.00	43.30	0.18
	M-2	Top	-0.78	12.40	3.63	4.00	0.23	0.92	-0.85	13.67	1.00	42.50	0.29
	M-2	Bottom	-3.93	8.69	2.01	4.00	0.23	0.92	-4.27	17.33	1.00	43.22	0.20
	M-3	Top	-0.05	9.34	4.84	3.50	0.23	0.81	-0.06	6.75	1.00	37.04	0.25
	M-3	Bottom	-2.33	4.40	1.87	3.50	0.23	0.81	-2.89	8.21	1.00	37.56	0.12
	M-4	Top	0.09	9.22	4.91	3.50	0.23	0.81	0.11	6.58	1.00	37.05	0.25
	M-4	Bottom	-2.12	4.44	1.95	3.50	0.23	0.81	-2.63	7.98	1.00	37.52	0.12
	M-5	Top	1.93	13.49	6.13	3.60	0.23	0.83	2.33	7.92	1.00	38.53	0.35
	M-5	Bottom	-1.21	9.18	6.63	3.60	0.23	0.83	-1.46	4.98	1.00	38.37	0.24

Fuente: Elaboración Propia

En la Figura N° 49, se muestra las etiquetas de los muros de corte de mampostería del Módulo B, como en la Tabla N° 21 los ratios demanda capacidad (D/C) para los muros de corte de mampostería con un coeficiente de reducción R=3, que equivale al análisis para un sismo severo.

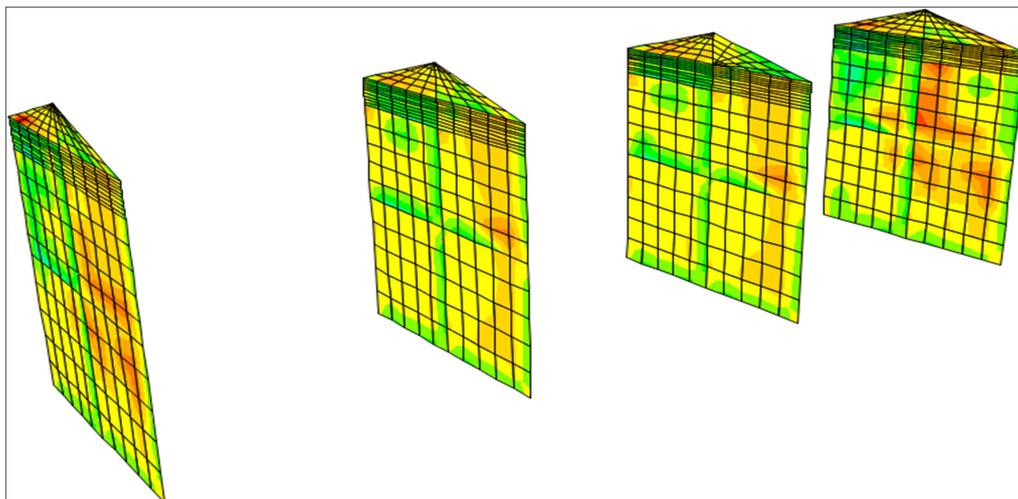
. **Figura 49.** Etiquetas para los muros de corte de mampostería (módulo B)



Fuente: Elaboración Propia

En la figura N° 50, se muestra los esfuerzos de corte en los muros de corte de mampostería con un coeficiente de reducción de fuerza sísmica de 3. En este estado se puede apreciar que los muros alcanzan valores de 2.63 Kg/cm^2 , menores al esfuerzo resistente de la mampostería. Por lo tanto, los muros no se agrietarán ante la acción de un sismo moderado.

. **Figura 50.** Esfuerzos de corte en los muros con un factor de reducción de fuerza sísmica $R=3$



Fuente: Elaboración Propia

Tabla 21. Ratios demanda capacidad en los muros de corte de mampostería

Nivel	Etiqu.	Loc.	PG tonf	V2 tonf	M3 tonf-m	L [m]	t [m]	A [m ²]	σ_c [Tn/m ²]	α	α	VR [Tn]	Ratio D/C
2	M-1	Top	1.03	12.33	9.63	3.15	0.23	0.72	1.42	4.03	1.00	33.56	0.37
	M-1	Bottom	-2.06	12.33	16.03	3.15	0.23	0.72	-2.84	2.42	1.00	33.80	0.36
	M-2	Top	1.06	9.52	13.49	3.15	0.23	0.72	1.47	2.22	1.00	33.57	0.28
	M-2	Bottom	-2.02	9.52	12.97	3.15	0.23	0.72	-2.79	2.31	1.00	33.79	0.28
	M-3	Top	-0.06	10.93	10.48	3.15	0.23	0.72	-0.08	3.29	1.00	33.34	0.33
	M-3	Bottom	-3.15	10.93	14.59	3.15	0.23	0.72	-4.34	2.36	1.00	34.05	0.32
	M-4	Top	0.17	9.69	12.70	3.15	0.23	0.72	0.23	2.40	1.00	33.36	0.29
	M-4	Bottom	-2.92	9.69	13.63	3.15	0.23	0.72	-4.03	2.24	1.00	34.00	0.29
	M-5	Top	-0.06	10.94	10.49	3.15	0.23	0.72	-0.08	3.28	1.00	33.34	0.33
	M-5	Bottom	-3.14	10.94	14.60	3.15	0.23	0.72	-4.34	2.36	1.00	34.05	0.32
	M-6	Top	0.17	9.70	12.71	3.15	0.23	0.72	0.23	2.40	1.00	33.36	0.29
	M-6	Bottom	-2.92	9.70	13.63	3.15	0.23	0.72	-4.03	2.24	1.00	34.00	0.29
	M-7	Top	1.03	12.33	9.62	3.15	0.23	0.72	1.42	4.04	1.00	33.56	0.37
	M-7	Bottom	-2.06	12.33	16.03	3.15	0.23	0.72	-2.84	2.42	1.00	33.80	0.36
	M-8	Top	1.06	9.53	13.51	3.15	0.23	0.72	1.46	2.22	1.00	33.57	0.28
	M-8	Bottom	-2.03	9.53	12.98	3.15	0.23	0.7245	-2.80	2.31	1.00	33.79	0.28
1	M-1	Top	0.63	11.29	15.27	3.15	0.23	0.72	0.87	2.33	1.00	33.47	0.34
	M-1	Bottom	-3.48	11.29	19.59	3.15	0.23	0.72	-4.80	1.82	1.00	34.13	0.33
	M-2	Top	0.71	10.30	18.30	3.15	0.23	0.72	0.98	1.77	1.00	33.49	0.31
	M-2	Bottom	-3.40	10.30	19.09	3.15	0.23	0.72	-4.69	1.70	1.00	34.11	0.30
	M-3	Top	-1.10	10.07	14.69	3.15	0.23	0.72	-1.51	2.16	1.00	33.58	0.30
	M-3	Bottom	-5.20	10.07	18.83	3.15	0.23	0.72	-7.18	1.68	1.00	34.52	0.29
	M-4	Top	-0.26	9.79	16.73	3.15	0.23	0.72	-0.36	1.84	1.00	33.39	0.29
	M-4	Bottom	-4.37	9.79	18.83	3.15	0.23	0.72	-6.03	1.64	1.00	34.33	0.29
	M-5	Top	-1.10	10.05	14.66	3.15	0.23	0.72	-1.51	2.16	1.00	33.58	0.30
	M-5	Bottom	-5.20	10.05	18.80	3.15	0.23	0.72	-7.18	1.68	1.00	34.52	0.29
	M-6	Top	-0.26	9.77	16.70	3.15	0.23	0.72	-0.36	1.84	1.00	33.39	0.29
	M-6	Bottom	-4.37	9.77	18.79	3.15	0.23	0.72	-6.03	1.64	1.00	34.33	0.28
	M-7	Top	0.63	11.24	15.19	3.15	0.23	0.72	0.88	2.33	1.00	33.47	0.34
	M-7	Bottom	-3.47	11.24	19.50	3.15	0.23	0.72	-4.79	1.82	1.00	34.13	0.33
	M-8	Top	0.71	10.24	18.22	3.15	0.23	0.72	0.98	1.77	1.00	33.49	0.31
	M-8	Bottom	-3.39	10.24	18.99	3.15	0.23	0.72	-4.69	1.70	1.00	34.11	0.30

Fuente: Elaboración Propia

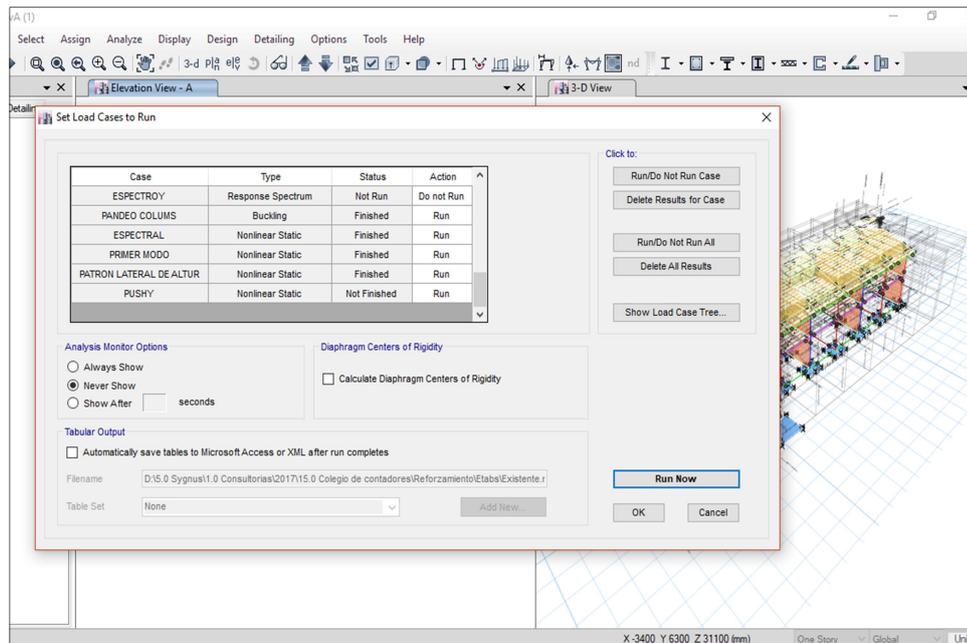
En ambos módulos se cumple la siguiente expresión ampliamente de acuerdo al ítem Verificación de la resistencia al corte de una edificación $V_e \leq 0.55 V_m$, asimismo $\Sigma V_m \text{ Bot} \geq V_e$ por lo tanto se cumple los requerimientos establecidos en la norma Técnica E.070. Albañilería.

3.5.9. Análisis Sísmico NO LINEAL – PUSHOVER

3.5.9.1. Resultados – PUSHOVER

Procedemos al Run Now (correr), el análisis no-lineal (Push-over) y nos dirigimos a la siguiente ruta “Analyze/Set Load Cases to Run” y procedemos con la ejecución para obtener los resultados mostrados.

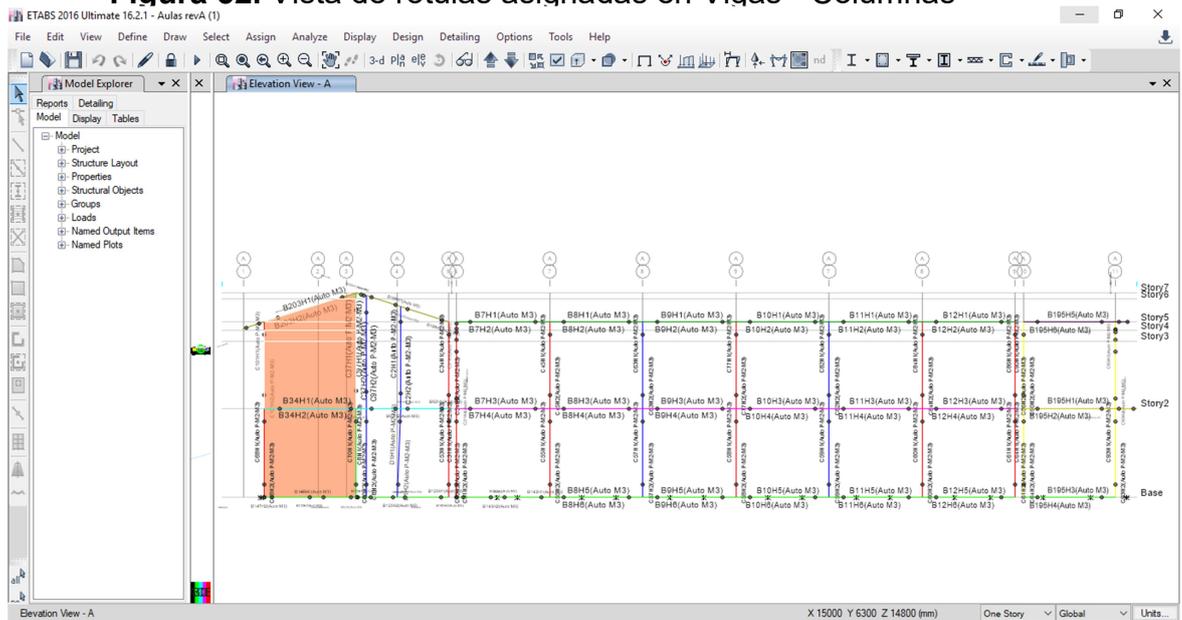
Figura 51. Run Now del Análisis



Fuente: Elaboración Propia

Siguiendo el procedimiento, para obtener la aparición de las rotulas plásticas nos dirigimos a la siguiente ruta: “Display/Deformed Shape”;

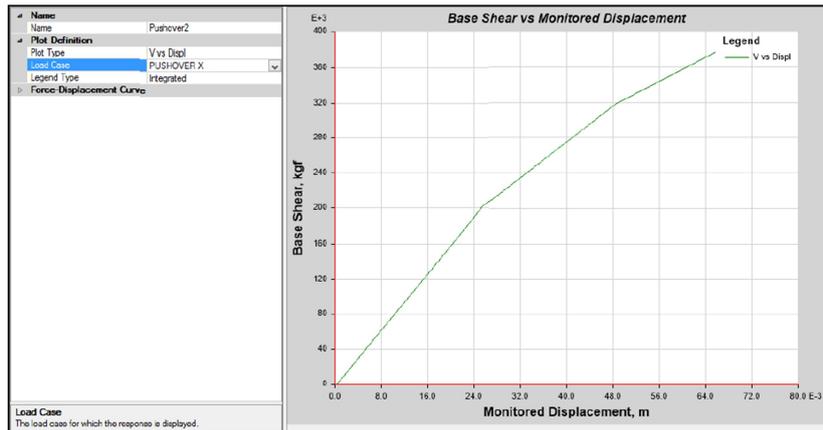
Figura 52. Vista de rotulas asignadas en Vigas - Columnas



Fuente: Elaboración Propia

En la etapa final del análisis no-lineal (Push-over); es la obtención de la curva de capacidad, para la cual nos dirigiremos a la siguiente ruta: “Display/Static Pushover Curve...”, y también obtenemos los desplazamientos máximos con la ejecución del análisis que se muestra a continuación.

Figura 53. Curva de Capacidad



Fuente: Elaboración Propia

Figura 54. Desplazamientos Máximos en (X,Y) – No Lineal

Story	Load Case/Combo	Direction	Maximum mm	Average mm	Ratio
Story2	PUSHX Max	X	138.512	88.974	1.557
Story2	PUSHX Min	X	138.512	88.974	1.557
Story2	PUSHY Max	X	6.261	3.075	2.036
Story2	PUSHY Max	Y	44.709	18.719	2.388
Story2	PUSHY Min	X	6.261	3.075	2.036
Story2	PUSHY Min	Y	44.709	18.719	2.388

Fuente: Elaboración Propia

Los desplazamientos máximos de la estructura en el Análisis Estático No Lineal (Push-over) es de 13.85 cm y 4.47cm en las direcciones X e Y respectivamente y se consideró las sugerencias del ATC 40 para la determinación de los niveles de demanda

IV. DISCUSION

En la investigación en estudio fundamentalmente se realizó un Análisis Sismorresistente General de la Institución Educativa N° 82069 en Llacanora, la cual comprende hacer una evaluación del comportamiento estructural de la edificación escolar utilizando el sistema estructural dual en el modelamiento de la edificación, que a través de procesos descritos en esta investigación se determinó el desempeño sísmico ante diferentes demandas sísmicas teniendo como resultados que el proyecto de investigación satisface los desplazamientos de la norma 0.30 del diseño sismorresistente del año 2016, permitiendo realizar una discusión de lo siguiente:

El sistema Estructural Dual en comparación al sistema estructural Aporticado o común siempre va ser más rígido en sus estructuras, al tener siempre periodos fundamentales menores por el cual puede soportar mayores aceleraciones del suelo y de las fuerzas laterales(fuerzas cortantes), también sus desplazamientos son menores lo cual evita daños en los elementos no estructurales.

La fuerza cortante mínima en la base determinada en los bloques de la estructura en las dos direcciones cumplen con el valor mínimo de la norma sismorresistente E.030 (mayor a 80% para estructuras regulares), y los valores de verificación de agrietamiento cumplen con las norma E.070 ($V_e \leq 0.55 V_m$, asimismo $\Sigma V_m \text{ Bot} \geq V_e$).

Las distorsiones de entrepiso del módulo A, se aprecia que la máxima distorsión de entrepiso en la dirección corta (Y) es de 0,06% < a 0.7 % y la máxima distorsión en la dirección larga (X) es de 0.07% < 0.7%, y del módulo B se aprecia que la máxima distorsión de entrepiso en la dirección corta (Y) es de 0,07% < a 0.7 % y la máxima distorsión en la dirección larga (X) es de 0.13% < 0.7%. Por lo mencionado podemos indicar que tanto en el módulo A y B cumplen con la norma E.030, tenemos que tener en cuenta que la edificación es más vulnerable en las sollicitaciones sísmicas en la dirección de mayor porcentaje que es la dirección "X".

Se determinó el mejor comportamiento estructural de la edificación escolar, usando el sistema estructural dual por lo complejidad de la estructura, indicamos que los máximos esfuerzos de compresión alcanzan el valor de 0.83 Kg/cm^2 , los máximos esfuerzos de tensión en la cara superior e inferior alcanzan valores de 28.63 Kg/cm^2 y 31.27 Kg/cm^2 y el máximo momento de flexión en los tramos intermedios de las vigas es de 9.57 Tn.m (eje F) y en las intersecciones con las zapatas de 8.32 Tn.m (intersección del eje F y el eje 11) y la máxima fuerza de corte es de 19.04 Tn (eje F).

Según Intor y Martos , en el 2017, en su tesis evaluaron el desempeño sísmico del módulo "A" de la I.E. San Ramón en la ciudad de Cajamarca, obteniendo como desplazamientos máximos de 15.6 cm y 14.3 cm en las direcciones X e Y respectivamente, aplicaron las pautas recomendados de la norma ATC 40, en el caso de nuestra investigación presentado desplazamientos de 13.85 cm y 4.47 cm en las direcciones X e Y respectivamente y se consideró las sugerencias del ATC 40 para la determinación de los niveles de demanda.

En la actualidad con el Reglamento Nacional de Edificaciones que está en constante actualización observamos que lo que comprende a la ingeniería sismorresistente en general va cada año teniendo mucha importancia y trascendencia puesto que se está basando en un objetivo principal que es evitar las pérdidas de vidas de seres humanos así como también disminuir los daños de cualquier tipo de estructuras que se represente, como se afirma en la Norma E-030 de Diseño Sismorresistente, a pesar de esto hay muchas deficiencias a nivel estructural en todo los tipos de edificaciones esenciales o importantes como centros educativos, los hospitales, edificaciones gubernamentales, entre otros edificaciones, esto se debe que los profesionales, consultores, ejecutores, entre otros, no siempre cumplen en desarrollar el proyecto encomendado con una debida investigación por el cual se producen diversas deficiencias.

V. CONCLUSIONES

- Se ha comprobado que la Edificación Escolar que es típico de la Sierra Peruana, estableciendo los diferentes parámetros para el diseño estructural tanto de suelos (geotécnicas), estructurales y sísmicas (vulnerabilidad sísmica) establecidas por el RNE vigente, tiene un buen comportamiento estructural que es la sugerida y adecuada para resistir las diferentes solicitaciones sísmicas.
- Ante la acción de cargas sísmicas es la edificación escolar, se producirán derivas de entrepiso detalladas que no superan el límite establecido por la Norma E.030 “Diseño Sismorresistente” (2016), así también la resistencia al corte de una edificación $V_e \leq 0.55 V_m$, asimismo $\Sigma V_m \text{ Bot} \geq V_e$ por lo tanto se cumple los requerimientos establecidos en la norma Técnica E.070. Albañilería. En el modelamiento No Lineal (Push-over), llegamos a la conclusión que el software estructural Etabs V16.2.1, es una herramienta computacional que permitió incorporar las rotulas plásticas a los elementos vigas-columnas seleccionado un punto discreto de análisis de un 15% y 85% de la longitud.
- En el estudio de mecánica de suelos realizado por la empresa NEO TERRA INGENIEROS E.I.R.L, se determinó que la fundación de la I.E. 82069 presenta un suelo de grava y arcilla limosa de plasticidad media, siguiendo de arcillas inorgánicas de alta plasticidad (CH) y arcillas medianamente plásticas (CL) hasta una profundidad de 3.00 mts. Así mismo el tipo de suelo de acuerdo a la estratigrafía de la zona en estudio es flexible correspondiéndole una clasificación S3 de acuerdo a la norma sismorresistente E.030, en el uso del programa estructural ETABS 2016 v16.2.1 para poder desarrollar un buen análisis y evaluación en la edificación escolar, este tiene que estar asociado a un buen criterio razonable del investigador para poder elaborar el modelamiento, además una adecuada interpretación de los resultados que se nos presente. Cabe indicar que en algunos casos no es apropiado confiarnos de los resultados que nos brinden cualquier tipo de software estructural, sino que estos deben ser comprobados y verificados por parte del investigador, para así no tengamos algún resultado en el modelamiento que pueda ser equivocado o inexacto y por lo mismo tener un diseño con muchas fallas o deficiente.

VI. RECOMENDACIONES

- Se recomienda que en una edificación escolar tradicional de nuestra sierra peruana en nuestro País, tenemos que garantizar en darle una mayor rigidez en su dirección fundamental o principal de mayor longitud, por ser el más flexible y con ello poder asegurar que todos los valores de respuesta de derivas que se encuentren en el entrepiso, estos estén necesariamente por debajo de los límites permitidos por la norma E.030 diseño sismorresistente. En base a lo mencionado todas las autoridades que pertenecen al comité de gestión del proyecto para el mejoramiento de la Institución Educativa N° 82069 en Llacanora, presentar el presente trabajo de investigación como propuesta a los entes competentes para que se realicen los estudios definitivos y la toma de acciones preventivas para tomar medidas oportunas para mejorar las condiciones de la Institución Educativa y así se puedan realizar la ejecución de la misma.
- Según Quispe Muñoz Edgar, 2017, En la tesis titulada “Evaluación comparativa del análisis estructural entre los sistemas estructurales: pórticos y dual (pórticos rigidizados) en un edificio tipo educacional”, tiene como objetivo determinar el comportamiento estructural de una estructura estatal y con un sistema Dual, coincidimos y recomendamos que con la evaluación que se hace referente que el análisis con Sistema estructural Dual es más recomendable para edificaciones escolares por tener un mejor comportamiento estructural en comparación con el sistema estructural común o los llamados Pórticos, también recomendamos utilizar el análisis No Lineal (Push-over=), para poder determinar si hay costos de reparación, esto puede ser a través de un análisis de daños (curvas de fragilidad) y análisis de pérdidas.
- Se recomienda variar las diferentes dimensiones de los elementos estructurales usados en el modelamiento mediante el software estructural ETABS 2016 v16.2.1, para poder tener las respuestas estructurales en comparación a las sollicitaciones sísmicas, además cuando se configure para un sistema dual se tiene que hacer necesariamente una proporción entre la rigidez en ambos sentidos de la edificación estructural y una distribución regular para poder evitar las fuertes concentraciones de esfuerzos.

VII. REFERENCIAS BIOGRAFICAS

- Astorga, M., & Aguilar, R. (2006). *Evaluación del riesgo sísmico de edificaciones educativas peruanas*. Obtenido de Pontifica Universidad Católica Del Perú: http://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/bitstream/handle/123456789/1332/ASTORGA_MARIA_Y_AGUILAR_RAFAEL_RIESGO_SISMICO_EDIFICACIONES_EDUCATIVAS.pdf?sequence=1
- Blanco, M. (2012). Criterios fundamentales para el diseño sismorresistente. *Versión impresa ISSN 0798-4065*.
- Bozzo, L., & Barbat, A. (2004). *Diseño sismorresistente de edificios: técnicas convencionales y avanzadas*. España: Editorial Reverté.
- Educación, M. d., & Educación, M. d. (2016). *Programa Nacional de Infraestructura Educativa PRONIED*. Lima.
- Guevara Dongo, I. I., & Vera Calderón, E. A. (2013). *Diseño de un edificio de concreto armado de 6 pisos con semisotano para un hotel-restaurant ubicado en el Distrito de Nuevo Chimbote, Provincia Santa*. Lima .
- Saravia, L. (2013). *Análisis y diseño con ETBS, su aplicación adecuada y comprobación de resultados, aplicado a edificios de concreto armado. (tesis de maestría)*. Obtenido de Universidad de San Carlos de Guatemala: <http://www.repositorio.usac.edu.gt/1033/1/LUIS%20ESTUARDO%20SARAVIA%20RAM%20C3%8DREZ.pdf>
- Torres Landa López, A. (s.f.). *La infraestructura educativa en las instituciones de educación superior públicas*. México.
- UNESCO. (2013). *Situación Educativa de América Latina y el Caribe: Hacia la educación de calidad para todos al 2015*. Chile - Santiago: Ediciones del Imbunche.
- Valeria, S. R. (2011). *Análisis estructural sismo-resistente del bloque A del edificio de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica de la Universidad Técnica de Ambato Campus Huachi para garantizar la seguridad de sus ocupantes*. Ecuador - Ambato.
- Normas Peruanas de Estructuras. Normas Técnicas para Suelos y Cimentaciones E050 , Normas Técnicas para Concreto Armado E.060 (2006), Norma Técnicas de Albañilería E070(2006) , Norma Técnica de Edificación E030(2016) Diseño Sismo resistente , Norma de Cargas E020(1985 a y b).

- “Diseño Sismorresistente de Estructuras”, Miguel Bozzo y Alejandro Barbat, Instituto de la Construcción y Gerencia ICG PT-04, año 2008.
- “Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado”, Antonio Blanco Blasco. Libro 2 de la colección del ingeniero civil – Colegio de Ingenieros del Perú, año 1997.
- “Criterios estructurales para la Enseñanza a los alumnos de Arquitectura”, Natividad Antonieta Sánchez Arévalo. Pontificia Universidad Católica del Perú. Año 2006.
- “Evaluación comparativa del análisis estructural entre los Sistemas estructurales: pórticos y dual (pórticos Rigidizados) en un edificio tipo educacional”, Edgar Raúl Quispe Muñoz, Universidad Nacional de Cajamarca Año 2017
- “Riesgo Sísmico en las edificaciones de la Facultad de Ingeniería – Universidad Nacional de Cajamarca”, 2012, Mosqueira Moreno.
- “Evaluación de una Estructura de Concreto Armado de Tres Niveles, con la Configuración Del Programa ETABS, para un Óptimo Dimensionamiento de Acero”, en la tesis de la UNC, 2013, Chilón Camacho.
- “Reducción de la vulnerabilidad de Edificaciones escolares peruanas”. Tesis (Magister en Ingeniería civil). JURADO, César y NAVARRO, Laura. Lima, Perú: Pontífice Universidad Católica del Perú, 2009.
- “Estudio del Control de Rotulas Plásticas en Pórticos de Concreto Armado”. Tesis (Magister en Ingeniería Civil), Lima, Pontificia Universidad Católica del Perú, 2003, FLORES, Teodorico.
- “Evaluación del Desempeño Sismorresistente de un Edificio Destinado a vivienda en la ciudad de Lima aplicando el Análisis Estático no Lineal Pushover”, Tesis, Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas, 2016. PAREDES, Miguel.
- Joseph, E. B. (1997). Foundation Analysis and Design (Fifth Edition ed.). New York: The McGraw-Hill Companies, Inc.
- Specification for Structural Steel Buildings, (2010).
- Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, (2010).
- Instituto Geofísico del Perú – Sede Chiclayo.

VII. ANEXOS

7.1. Configuración y Guía del Análisis Estático y Dinámico Lineal en el Software Estructural ETABS V.16.2.0.

a. Materiales

Características de Materiales

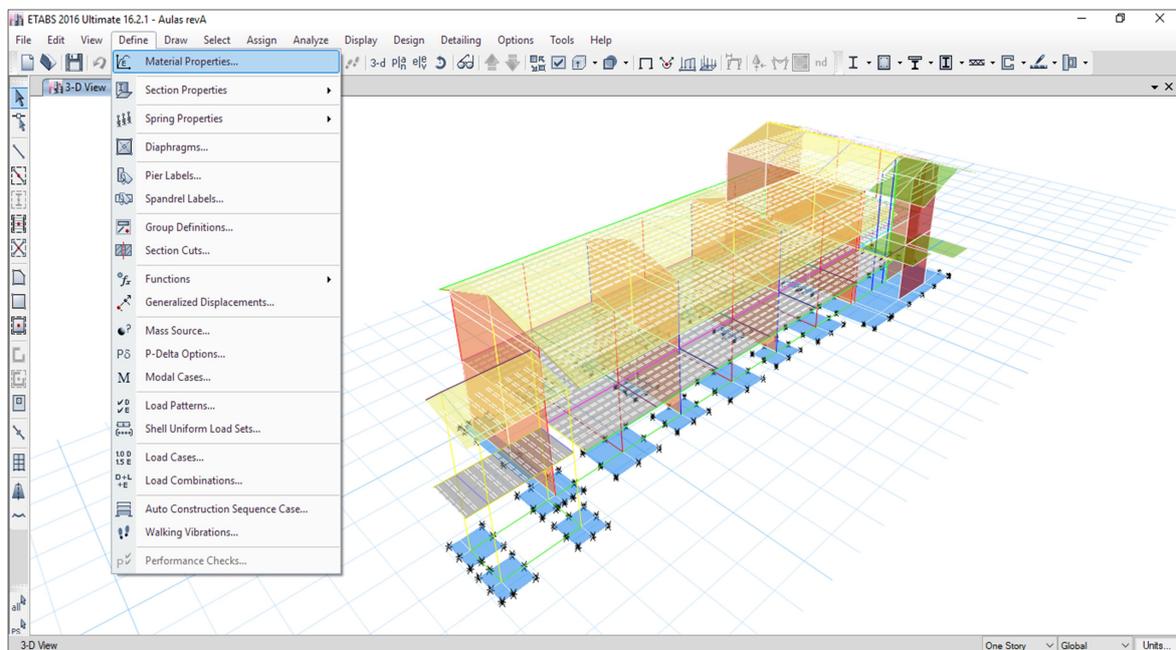
Acero de refuerzo

- ✓ Acero Corrugado, grado 60: $f_y = 4,200.00 \text{ kg/cm}^2 = 42,000.00 \text{ Tn/m}^2$
- ✓ Módulo de Elasticidad = $E_s = 2'100,000 \text{ kg/cm}^2$

En el software estructural ETABS 2016 v16.2.1, el material utilizado es conocido con el nombre de A615Gr60, en la ruta “*Define/Material Properties...*” la misma que podemos percibir en la figura N° 1.1; posteriormente se descubrirá la ventana de materiales “*Define Materials*” de acuerdo a ello buscaremos el siguiente dato A615Gr60 y continuamos presionando el botón “*Modify/Show Material ...*”.

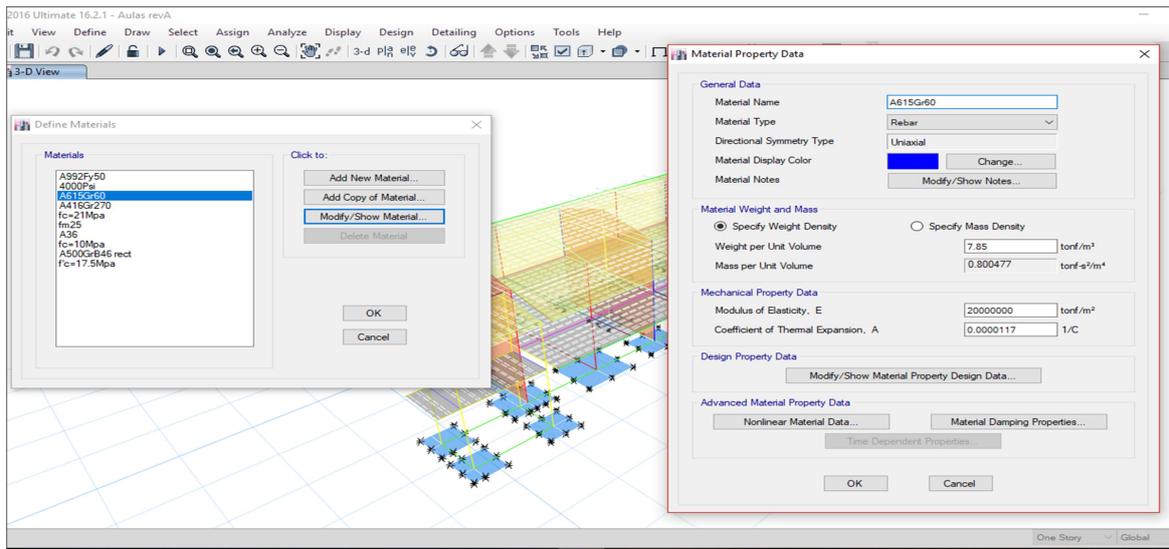
En la ventana “*Material Property Data*”, realizamos la inspección de toda la información tal y como se observa en la figura N° 1.2, y por ultimo presionaremos el botón OK para finalizar con los datos ingresados.

Figura 1.1. Comando Define para definir los materiales



Fuente: Elaboración Propia

Figura 1.2. Determinamos las características del acero



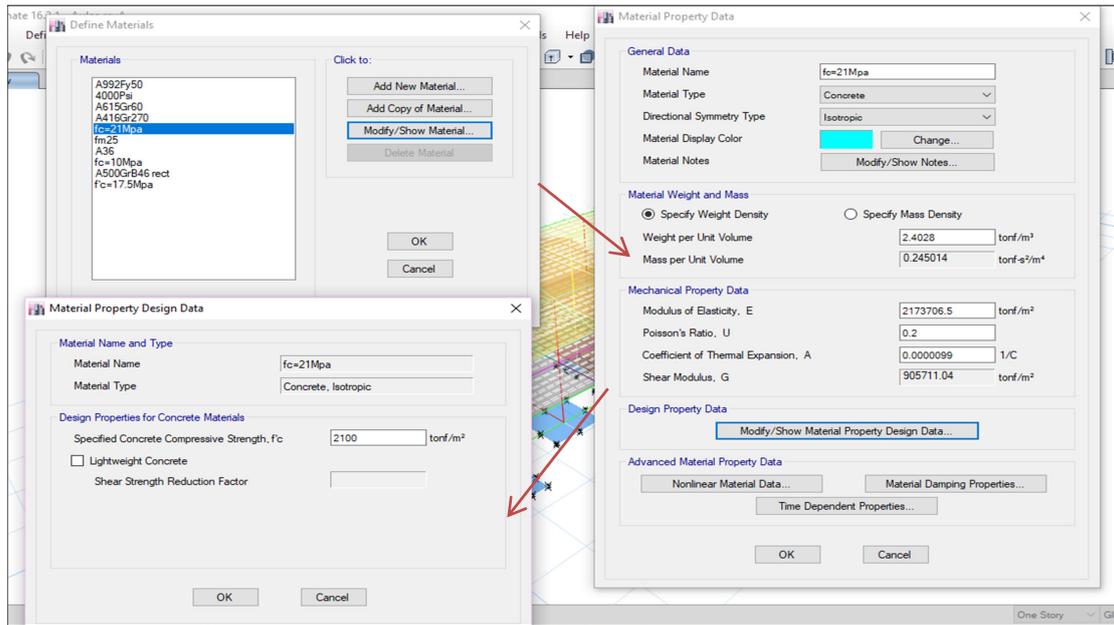
Fuente: Elaboración Propia

Concreto Reforzado

- ✓ Nombre del material: $f'c=21\text{Mpa}$; $f'c = 17.5\text{Mpa}$ y $f'c=10\text{Mpa}$
- ✓ Resistencia a la compresión = $f'c = 210.00\text{kg/cm}^2$, $f'c = 175.00\text{kg/cm}^2$ y $f'c = 100.00\text{kg/cm}^2$
- ✓ Peso Específico = $\gamma_m = 2.4 \text{ ton/m}^3$; $\gamma_m = 2.4 \text{ ton/m}^3$ y $\gamma_m = 2.3 \text{ ton/m}^3$
- ✓ Módulo de elasticidad = $E_c = 217,370.65 \text{ kg/cm}^2$; $E_c = 217,370.65 \text{ kg/cm}^2$ y $E_c = 150,000.00 \text{ kg/cm}^2$
- ✓ Módulo de Poisson = $u = 0.20$; $u = 0.20$ y $u = 0.15$
- ✓ Módulo de Corte = $G = 90,571.10$; $G = 90,571.10$ y $G = 65,217.39$

Proceder a la ruta que se muestra arriba en figura N° 1.2, luego abre en la ventana "Define materiales" se muestra donde seleccionamos un defecto particular por ejemplo $F_c = 21\text{Mpa}$ y edite el nombre haciendo clic en el botón "Mostrar/modificar materiales", entonces en los "datos de propiedad de Material" ventana, ingrese los datos indicados en el formulario como se muestra en la figura N° 1.3, entonces aceptamos todos los datos introducidos en el software.

Figura 1.3. Determinamos las propiedades del Material de Concreto



Fuente: Elaboración Propia

Albañilería

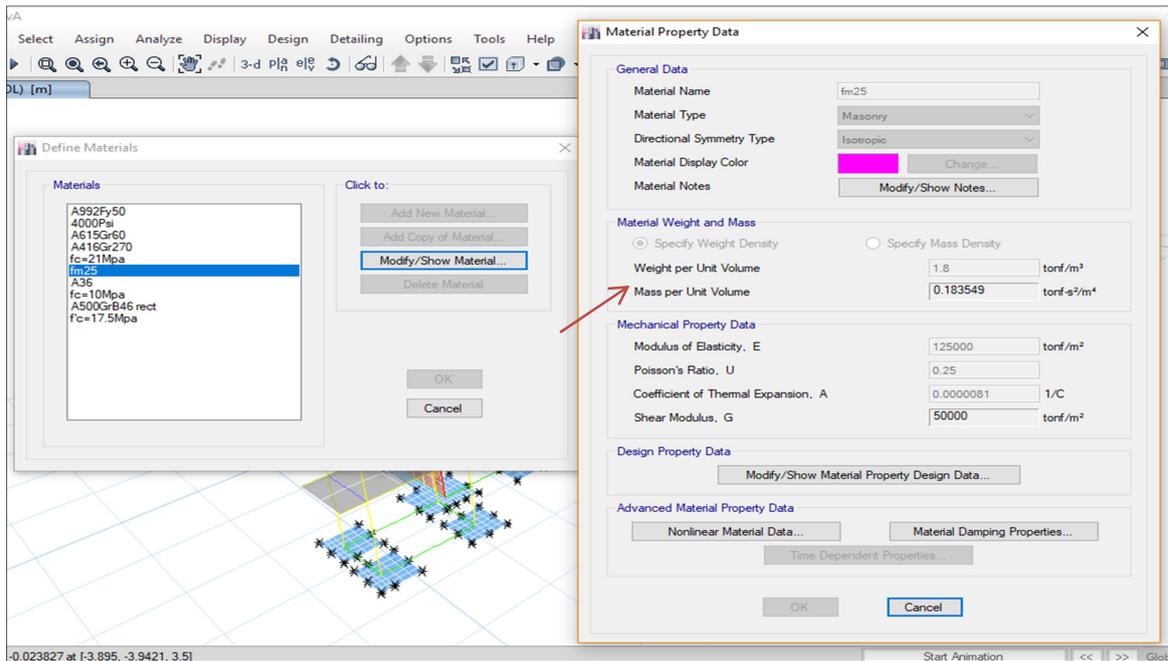
- ✓ fm25 (Nombre del Material)
- ✓ $f'm = 250.00 \text{ tonf/m}^2$ (Resistencia a compresión Axial en pilas)
- ✓ $\gamma_m = 1.8 \text{ ton/m}^3$ (Peso Específico)
- ✓ $E_m = 125,000 \text{ tonf/m}^2$ (Módulo de Elasticidad)
- ✓ $u = 0.25$ (Módulo de Poisson)
- ✓ $G_m = 50,000 \text{ tonf/m}^2$ (Módulo de Corte)

V16.2.1 de software estructural ETABS 2016, en la siguiente ruta "define material propiedades..." que se muestra en la figura N° 1.1; Después de esto una definición de materiales ventana abre más conocido por el siguiente nombre "Materiales define" Esto nos muestra donde será la selección con el botón "Añadir nuevo Material" y vamos a elegir como se muestra en la figura N°. 1.2. En la ventana "Agregar nuevo Material propiedad" mampostería opción se seleccionará el tipo de material y luego "OK".

Cabe señalar que la ventana "Datos de propiedad de Material", una vez que ingrese los datos indicados en el formulario como se muestra en la figura N° 1.4, para luego hacer la correspondiente comprobación aceptar todos los datos introducidos.

En nuestro caso debemos destacar que los valores de la masonería son en referencia a los valores de muros no estructurales para los propósitos del análisis de sistemas estructurales dominado por sobre todo de hormigón armado.

Figura 1.4. Determinamos las propiedades del Material de Albañilería



Fuente: Elaboración Propia

Las tablas N°1.1 y N°1.2 nos indican las propiedades mecánicas de los materiales empleados para los diferentes elementos que conforman la estructura resistente de concreto, albañilería y acero.

Tabla 1.1. Propiedades mecánicas de los materiales utilizados en las estructuras de concreto y albañilería

Material	Calidad	Peso específico [Tn / m³]	Módulo de elasticidad [Tn/m²]	Relación de Poisson	Esfuerzo de compresión [Kg/cm²]	Esfuerzo de corte [Kg/cm²]
Concreto	f'c=280 Kg/cm²	2.4	2.5 x 10 ⁶	0,3	280	
	f'c=210 Kg/cm²	2.4	2.2 x 10 ⁶		210	
	f'c=100 Kg/cm²	2.3	1.5 x 10 ⁶		100	
Albañilería	rejilla industrial f'm = 65 Kg/cm²	1.8	3.25 x 10 ⁵	0,15	f'b=130	9.2
	Tabiques f'm = 20 Kg/cm²		3.25 x 10 ⁵		f'b=40	6.0

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 1.2. Propiedades mecánicas de los materiales de la estructura metálica

Material	Norma	Peso específico [Tn / m ³]	Módulo de elasticidad [Kg / cm ²]	Relación de Poisson	Esfuerzo de fluencia [Kg/cm ²]	Esfuerzo de fractura [Kg/cm ²]
Acero estructural	ASTM A 36 – G36	7.85	2.1 x 10 ⁶	0.3	2530	4080
Pernos estructurales	NS-500/250 – G2				2530	4200
	ASTM A 325– G5				4600	8400
Electrodo celulósico	AWS / E7018					4900
	AWS / E7011					4200
Planchas metálicas y platinas	ASTM A36	2530	2.1 x 10 ⁶	0.3	2530	4080

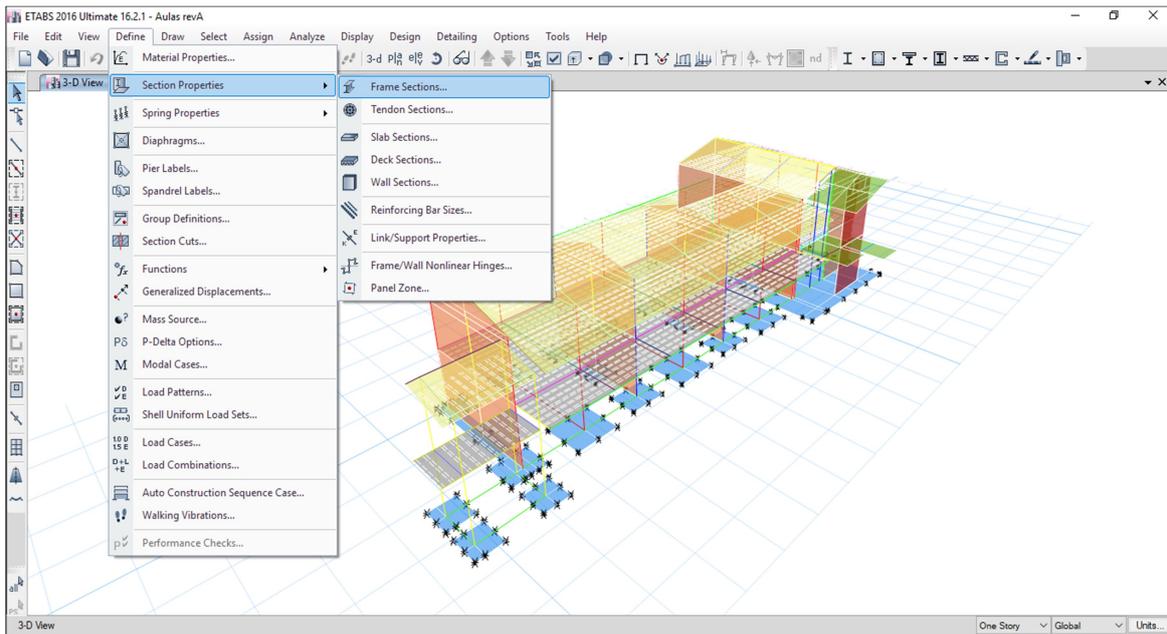
Fuente: Elaboración Propia

b. Características de los Elementos Estructurales

Para poder definir todos los elementos involucrados estructuralmente en el modelado tenemos que seguir la ruta "definido / sección Propiedades" que ve en la figura N°. 1.5; a continuación, elija "Marco de secciones..." Si definimos vigas y columnas de elementos lineales llamado marco, "Losa de secciones..." para las losas, las "secciones de pared" definir la nomenclatura de las barras de acero a usar.

Para el tipo de barras en Perú, en la ventana "Tamaños de barra de refuerzo", dar clic en "Agregar común Bar set..." y la ventana "Seleccione común Rebar Set" donde usamos la habitual de Estados Unidos, dando a "OK".

Figura 1.5. Determinamos con el comando Define para crear las secciones

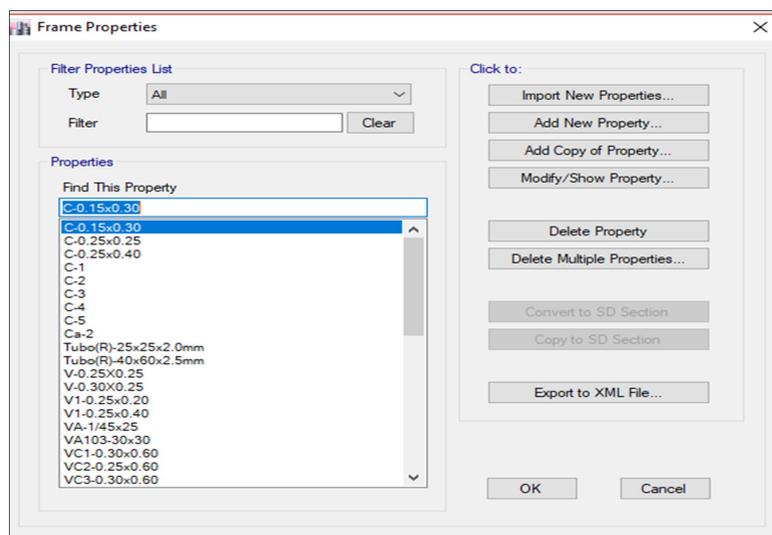


Fuente: Elaboración Propia

Elemento Estructural - Vigas

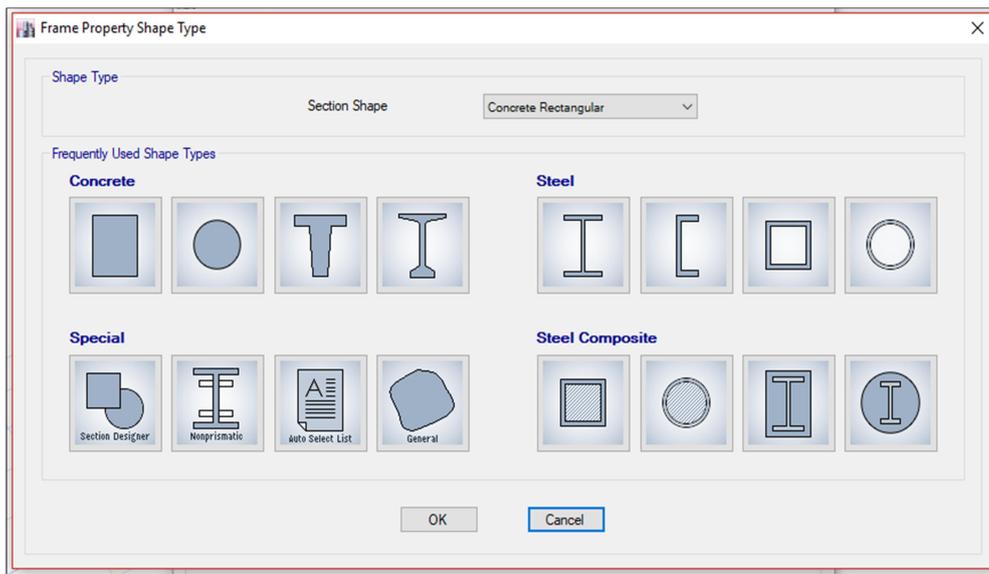
Para la creación de la sección de las vigas, primero debe habilitar el comando "Marco sección..." con un clic abrir la ventana de "Propiedades de marco" que se muestra en la figura N° 1.6, donde poder definir una nueva sección debe hacer clic en el botón "Añadir nueva propiedad..." Luego en la ventana "Tipo de forma de propiedad de marco" que se muestra en la figura N° 1.7, agregar una nueva sección haciendo clic en el botón "Añadir nueva propiedad..."

Figura 1.6. Determinamos los Nombres de Secciones de vigas, viguetas y Columnas



Fuente: Elaboración Propia

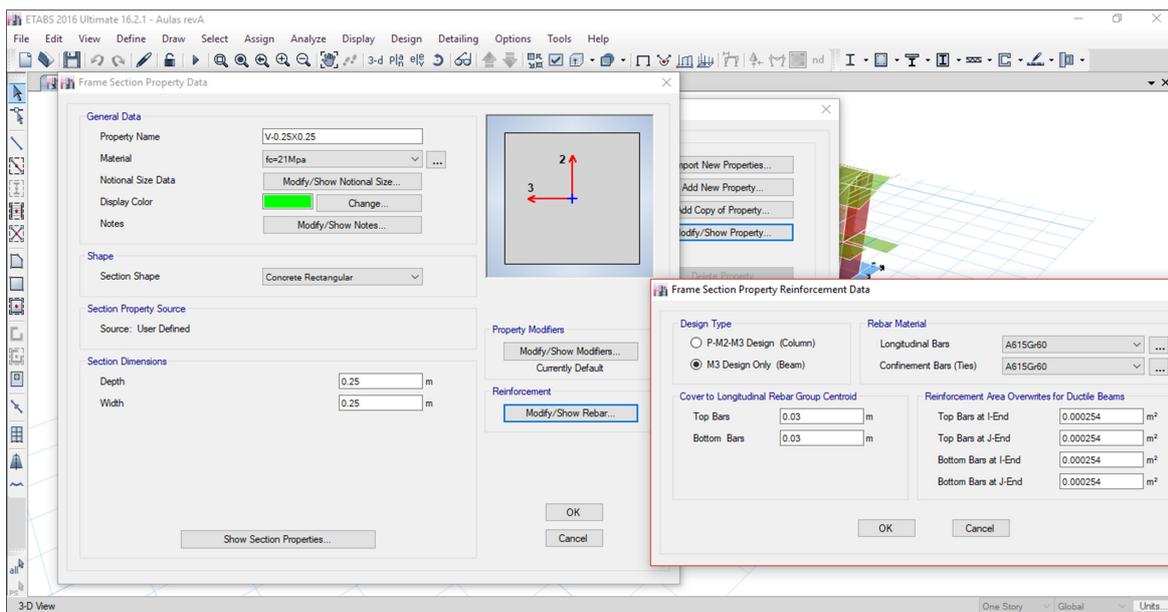
Figura 1.7. Propiedades de Tipos de Forma de Elementos Frame



Fuente: Elaboración Propia

Para crear la sección del elemento estructural - Vigas requeridas en el modelamiento, copiamos los datos tal y como se muestra en la figura N° 1.8 (Depth=Alto y Width=Ancho), cabe indicar que también se tomaron en cuenta los valores para los elementos estructurales de las viguetas y que es el mismo procedimiento a seguir que las vigas.

Figura 1.8. Definición de sección de Viga VP25x25



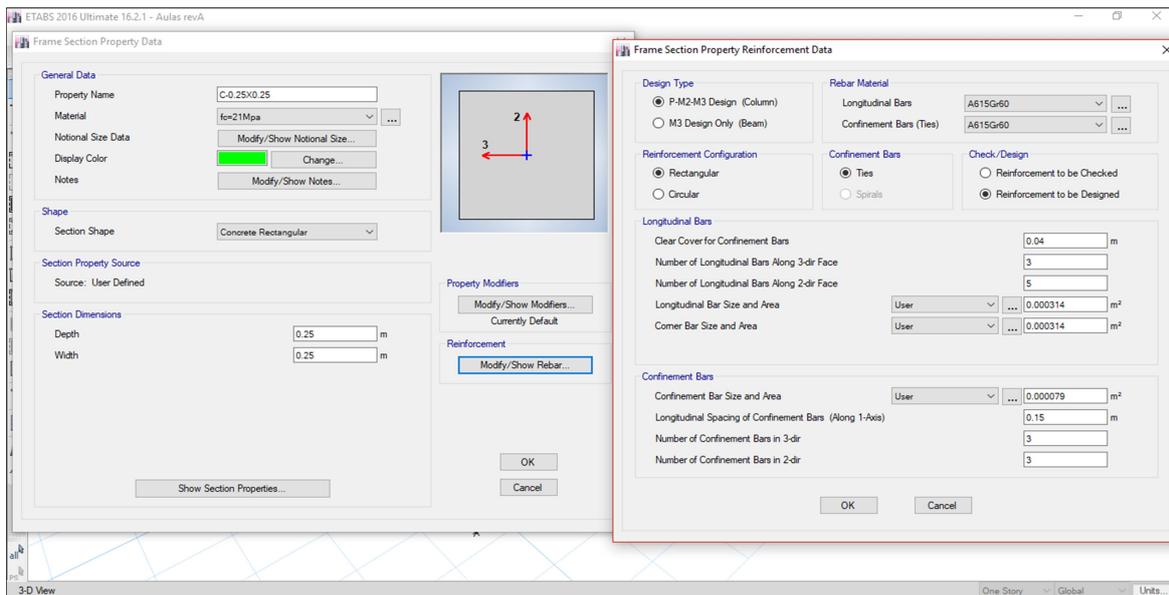
Fuente: Elaboración Propia

Elemento Estructural - Columnas

Para crear la sección del elemento estructural - columna, el procedimiento es muy similar al elemento estructural de las vigas de arriba. Figura N° 1.9, nos los datos incluídas en una sección de espectáculos.

La diferencia se encuentra en la ventana "Datos de la característica de la sección de marco" seleccione la sección "diseño de la P-M2-M3 (FDS)" tipo de diseño.

Figura 1.9. Definición de sección de Columna C25x25



Fuente: Elaboración Propia

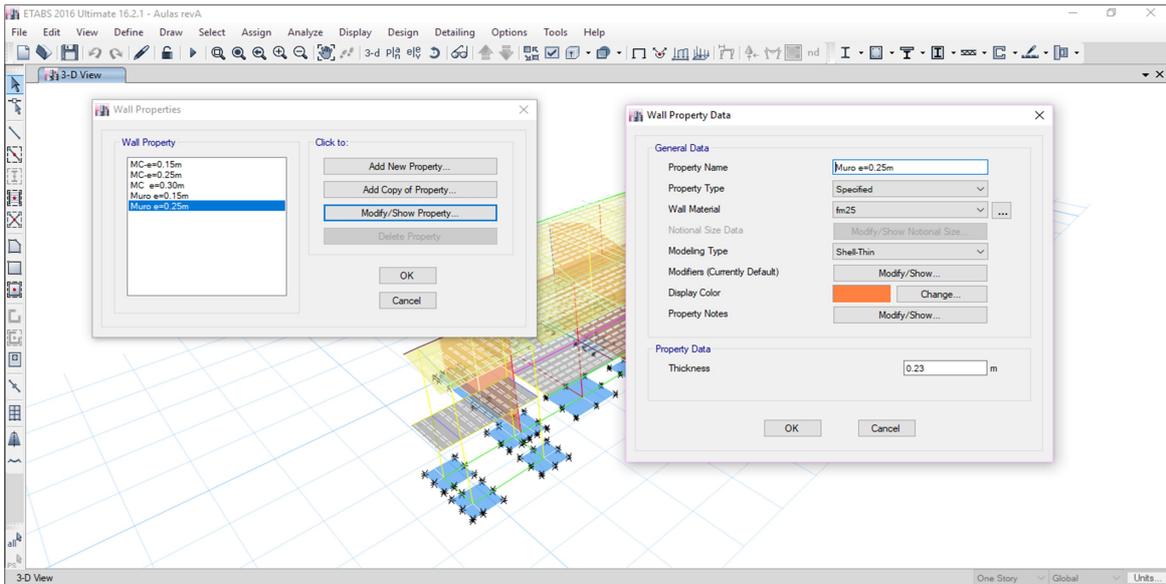
Elemento Estructural – Muros

Activar el comando "Pared sección..." se abrirá y aparecerá la ventana de "Propiedades de la pared" que se muestra en la figura N° 1.10, para definir una nueva sección debes hacer click en el botón "Añadir nueva propiedad..."

Las paredes son síntesis estructurales modelados superficie (Shell) y elementos verticales y grosor no muy pronunciados elegir tipo de cáscara delgada, como se muestra en la figura N°. 1.10.

Podemos también decir que esto sólo tienes que elegir el tipo de material necesario y pone el espesor determinado de la pared en la ventana "Datos de la característica de pared"

Figura 1.10. Definición para la creación de la Sección de Muros.

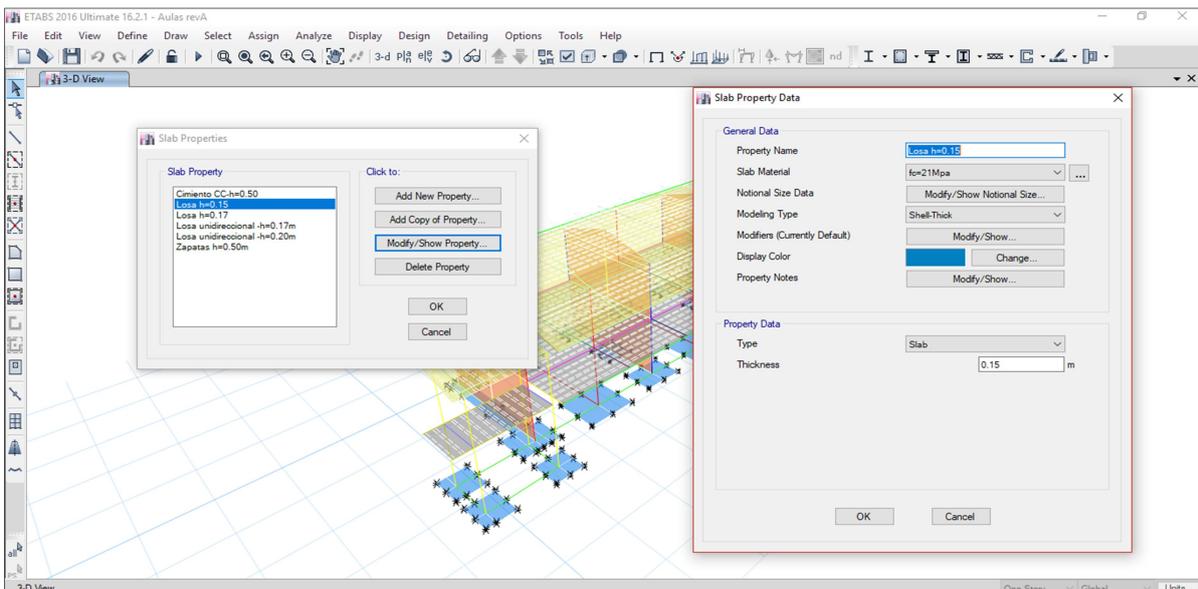


Fuente: Elaboración Propia

Elemento Estructural – Losas

Para activar el comando "Losas de sección..." Ventana de "Propiedades de la pared" en la que se detalla en figura N° 1.11, donde poder definir una nueva sección debes hacer click en el botón "Añadir nueva propiedad..." Con el fin de optimizar y simplificar el sísmico análisis definirá dos tipos de losas, pero con un espesor 0,0015 m y 0,0017 m y peso se añadirá como carga muerta en el modelado. Para nuestro tipo de análisis vamos a verificar y utilizar el tipo de membrana, en la que también vamos a hacer define la distribución de cargas en una dirección.

Figura 1.11. Definición para la Creación de la Sección Losas.



Fuente: Elaboración Propia

c. Cargas Permanentes y Sobrecargas

En la tabla N° 18 muestra las cargas permanentes y las sobrecargas utilizadas en el análisis y diseño de las estructuras del proyecto.

Tabla 1.3. Cargas permanentes y sobrecargas

Tipo de Carga	Referencia	Carga
Cargas permanentes		
Concreto armado	(E.020, 1985a)	2,40 Tn / m ³
Unidades de albañilería sólida	(E.020, 1985a)	1,80 Tn / m ³
Unidades tubulares para tabiques	(E.020, 1985a)	1,30 Tn / m ³
Mortero de Cemento	(E.020, 1985a)	2,00 Tn / m ³
Vidrio	(E.020, 1985a)	2,50 Tn / m ³
Excesos		
En techos de concreto	(E.020, 1985a)	0,10 Tn / m ²
En techos de cobertura liviana	(E.020, 1985a)	0,30 Tn / m ²
Salas de cómputo	(E.020, 1985a)	0,25 Tn / m ²
Salas de lectura	(E.020, 1985a)	0,30 Tn / m ²
Aulas	(E.020, 1985a)	0,25 Tn / m ²
Laboratorios	(E.020, 1985a)	0,30 Tn / m ²
Corredores y escaleras	(E.020, 1985a)	0,40 Tn / m ²
Almacenes	(E.020, 1985a)	0,50 Tn / m ²

Fuente: Elaboración Propia

Cargas de Viento

Las presiones ejercidas por el viento han sido calculadas siguiendo el procedimiento de cálculo establecido en el código americano ASCE SEI/7-10. Adicionalmente se ha realizado una simulación numérica del viento considerando una velocidad del viento a una altura de 10m ($V_{10}=75$ Km/h).

d. Casos de Carga Dinámicos

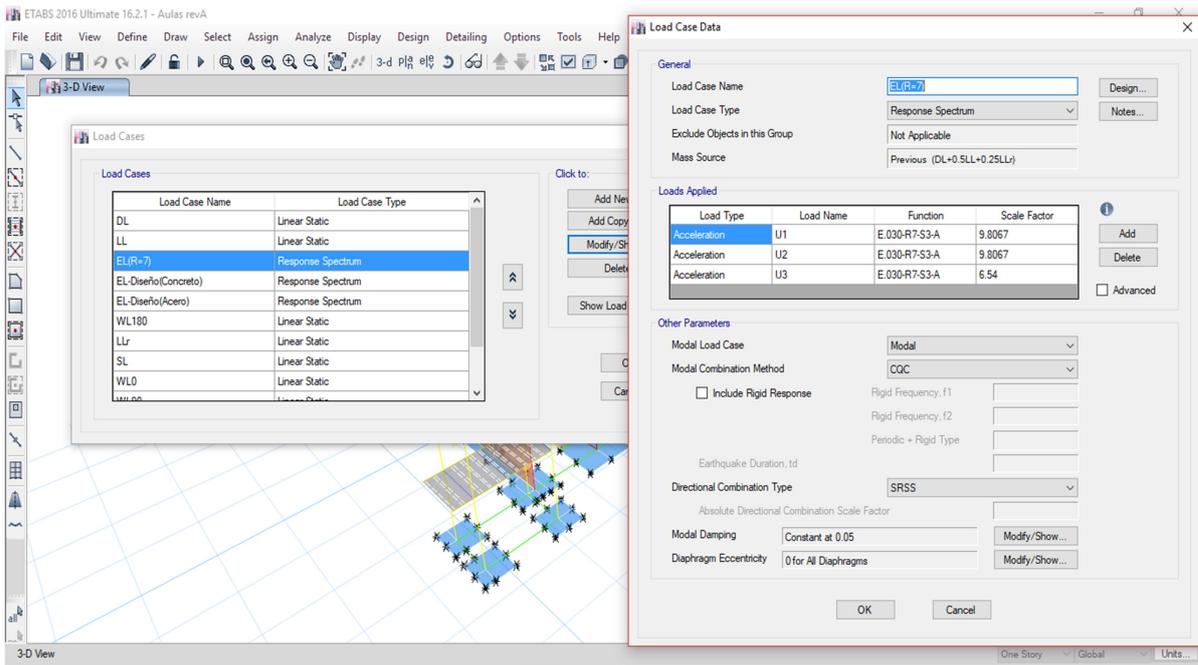
Para calcular la respuesta dinámica de la estructura, se establecen casos de carga que incorporan el diseño calculado en el espectro de diseño

La ruta a seguir para definir esta carga de casos mostrados en la Figura 1.10.

Tomando el papel del espectro de diseño definido, asignamos tres casos como EL(R=7) y EL diseño (concreto) que serán los sismos en cada dirección de la estructura tomando la función definida del espectro de diseño

Seguir el camino "define carga casos..." y en la ventana de "Casos de carga" hará clic en el botón "Añadir nuevo caso..." como se muestra en la Figura 1.12.

Figura 1.12. Definición para la Creación de cargas dinámicas



Fuente: Elaboración Propia

e. Espectro de Diseño

La integración del espectro de diseño, basado en la herramienta según la técnica estándar E030 (2016) "diseño sismorresistente" en el artículo 4.6.2, que representa la aceleración espectral, que permite valores de argumento de pseudo-aceleración para una cierta período vibración.

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} g$$

Donde:

S_a: Aceleración Espectral.

Z: Factor de Zona.

U: Factor de Uso.

C: Factor de Amplificación Sísmica.

S: Factor de Suelo.

R: Coeficiente de Reducción de Fuerza Sísmica.

g: Aceleración de la Gravedad.

Debemos tomar en cuenta en determinar **Z** que es el factor de zona el cual se asigna de acuerdo a la Zonificación Sísmica, esto lo encontramos en la Tabla N° 2, en el ítem 1.3.3.2.1 de la E.030. Para este ejemplo, el Edificio Escolar será construido en el Distrito de Llacanora, Cajamarca, Cajamarca; Factores de zona; **Z₃=0.35**.

Cada estructura pertenece a una Categoría determinada y el Factor de Uso o Importancia (**U**) depende de ésta, en este caso del tipo A2, y de acuerdo a la Tabla N° 1c de la E.030 (2016).

Tabla 1.4. Factores de Uso (U).

CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES		
CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR <i>U</i>
A Edificaciones Esenciales	A1: Establecimientos de salud del Sector Salud (públicos y privados) del segundo y tercer nivel, según lo normado por el Ministerio de Salud.	
	<p>A2: Edificaciones esenciales cuya función no debería interrumpirse inmediatamente después de que ocurra un sismo severo tales como:</p> <ul style="list-style-type: none"> ▪ Establecimientos de salud no comprendidos en la categoría A1. ▪ Puertos, aeropuertos, locales municipales, centrales de comunicaciones. Estaciones de bomberos, cuarteles de las fuerzas armadas y policía. ▪ Instalaciones de generación y transformación de electricidad, reservorios y plantas de tratamiento de agua. <p>Todas aquellas edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre, tales como colegios, institutos superiores tecnológicos y universidades. Se incluyen edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, tales como grandes hornos, fábricas y depósitos de materiales inflamables o tóxicos. Edificios que almacenen archivos e información esencial del Estado.</p>	1.5

U=1.5

Fuente: NTE 030 “Diseño Sismorresistente”, 2016.

Los perfiles de suelo **S**, se clasifican según las características que presenta el suelo respecto a las características determinadas en la tabla 2 y tabla 3 de la E.030 vigente, el suelo con el que se trabajara será de tipo S3, veamos la siguiente tabla:

Tabla 1.5. Clasificación de los Perfiles de Suelo

Tabla N° 2 CLASIFICACIÓN DE LOS PERFILES DE SUELO			
Perfil	\bar{V}_s	\bar{N}_{60}	\bar{S}_u
S ₀	> 1500 m/s	-	-
S ₁	500 m/s a 1500 m/s	> 50	>100 kPa
S ₂	180 m/s a 500 m/s	15 a 50	50 kPa a 100 kPa
S ₃	< 180 m/s	< 15	25 kPa a 50 kPa
S ₄	Clasificación basada en el EMS		

Fuente: NTE 030 “Diseño Sismorresistente”, 2016.

Tabla 1.6. Factores de suelo “S”

Tabla N° 3 FACTOR DE SUELO “S”				
SUELO ZONA	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
Z ₄	0,80	1,00	1,05	1,10
Z ₃	0,80	1,00	1,15	1,20
Z ₂	0,80	1,00	1,20	1,40
Z ₁	0,80	1,00	1,60	2,00

S=1.2

Fuente: NTE 030 “Diseño Sismorresistente”, 2016.

Definimos **R** que es el factor de reducción de la fuerza sísmica, como estamos analizando el sistema estructural Dual.

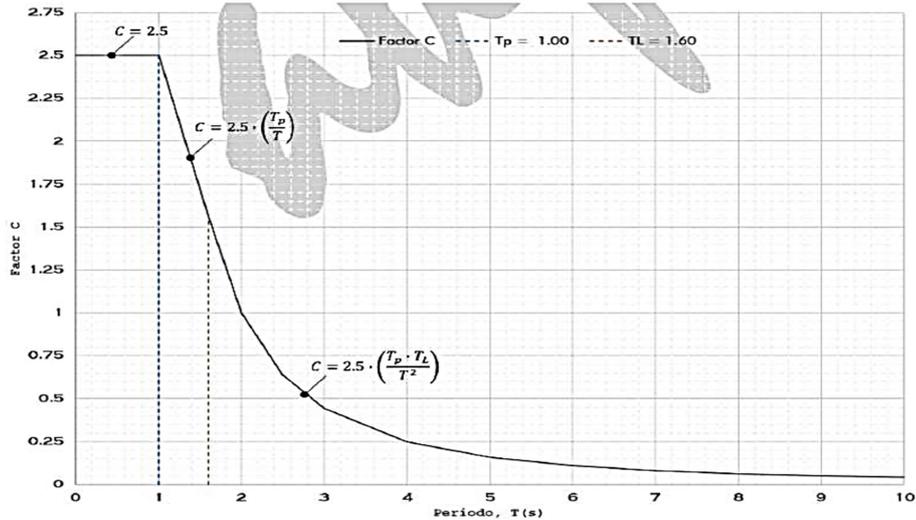
Tabla 1.7. Coeficiente Básico de Reducción de Fuerzas Sísmicas

SISTEMAS ESTRUCTURALES	
SISTEMA ESTRUCTURAL	COEFICIENTE BÁSICO DE REDUCCIÓN R_0
Acero:	
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	7
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	6
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)	8
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)	6
Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)	8
Concreto Armado:	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
Albañilería Armada o Confinada	3
Madera (Por esfuerzos admisibles)	7

Fuente: NTE 030 “Diseño Sismorresistente”, 2016.

De acuerdo a las características de sitio, **C** es el elemento de acrecentamiento sísmica el mismo que depende de la estructura y de la tierra, como este valor depende de tiempo podemos percibir en la figura N° 1.13.

Figura 1.13. Elemento para amplificación sísmica de un suelo S3



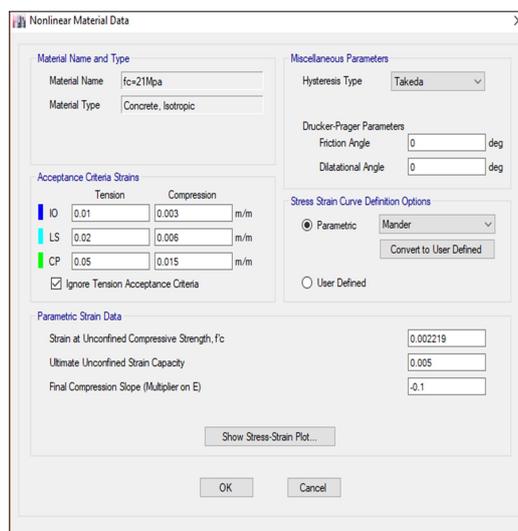
Fuente: NTE 030 "Diseño Sismorresistente", 2016.

7.2. Configuración y Guía del Análisis Estático No Lineal (Push-over) en el Software Estructural ETABS V.16.2.0.

f. Definimos los materiales

Iniciamos el procedimiento para el análisis estático no lineal - Pushover, eligiendo los criterios y parámetros de acuerdo a la normativa vigente en el RNE. Para el análisis por desempeño sísmico se debe de asignar características no-lineales al material, por lo que en la sección de "Advanced material property data" le damos click a "Nonlinear Material data" y definiremos lo siguiente:

Figura 1.14. Características no lineales del material.

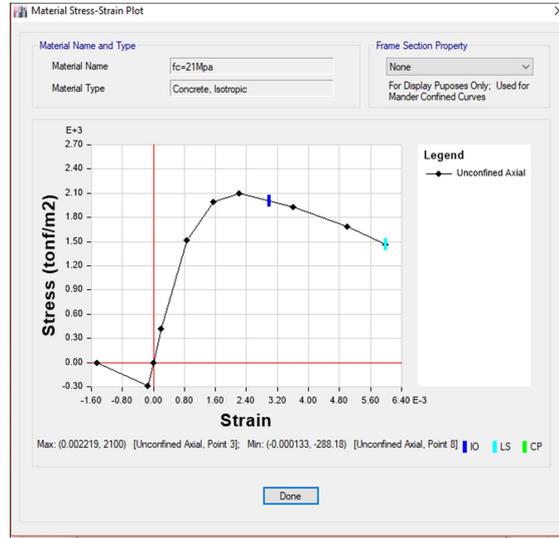


Fuente: Elaboración Propia

Dejamos las opciones por defecto, teniendo en consideración emplear el tipo de histéresis del modelo "Takeda" y la curva Tensión - Deformación del modelo de

Marder, que son los modelos más empleados, a continuación, dando click en “Show Stress-Strain Plot” se puede observar la gráfica del tipo Mander del material.

Figura 1.15. Curva Tensión - deformación del material.

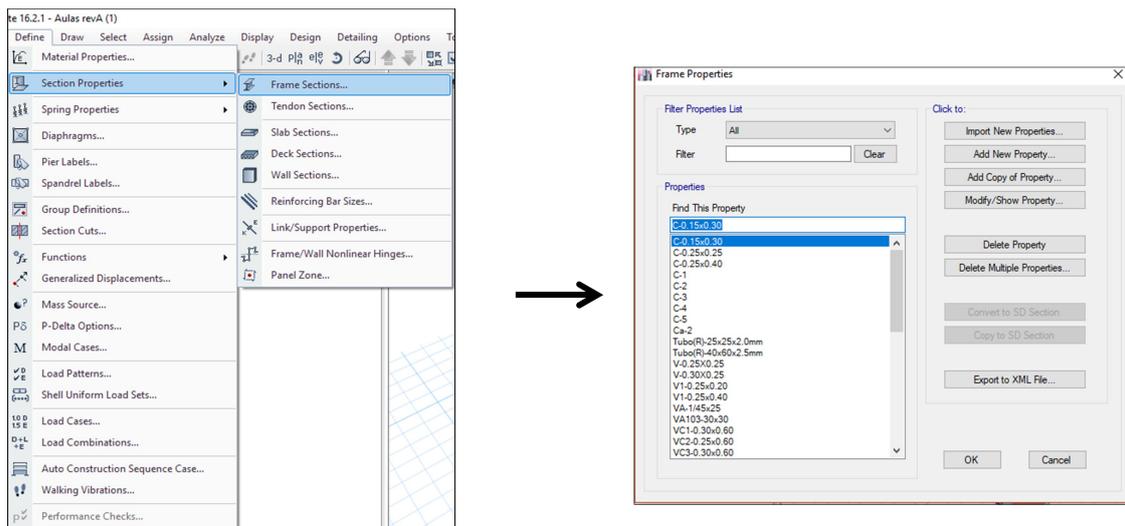


Fuente: Elaboración Propia

g. Definimos las secciones

Los elementos como son las vigas y columnas son elementos lineales denominados “frame” que permiten representar elementos tipo pórtico, la definición de estas lo hacemos dirigiéndonos a “Define/Section Properties/Frame Sections”.

Figura 1.16. Ruta para definición de secciones.

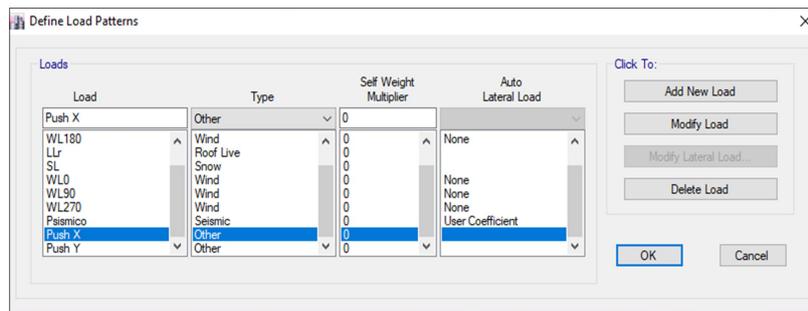


Fuente: Elaboración Propia

h. Definimos los patrones de carga

Para ello nos dirigimos al menú “Define/Load Patterns” y definimos los tipos de cargas que van a actuar sobre la edificación estructural en investigación, en este caso agregamos el Push X y Push Y, que son cargas Uniformes para el análisis no-lineal Pushover.

Figura 1.17. Cargas Asignadas

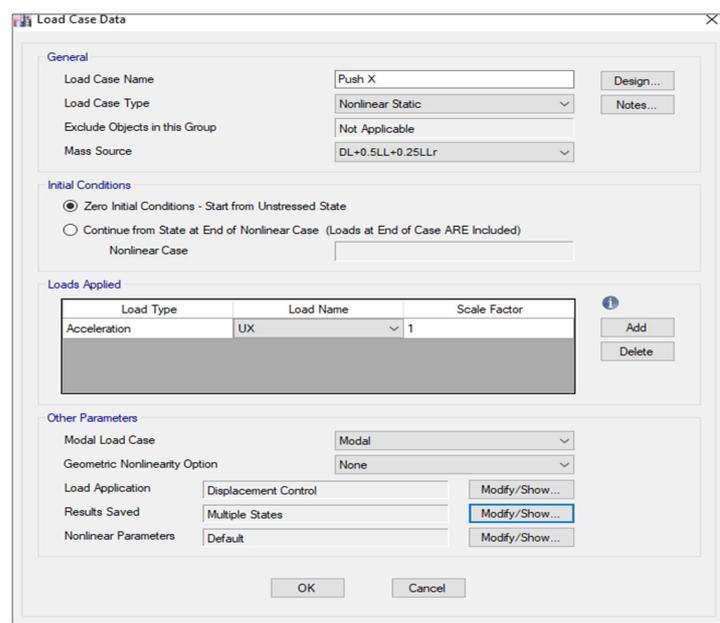


Fuente: Elaboración Propia

i. Definimos Load Cases

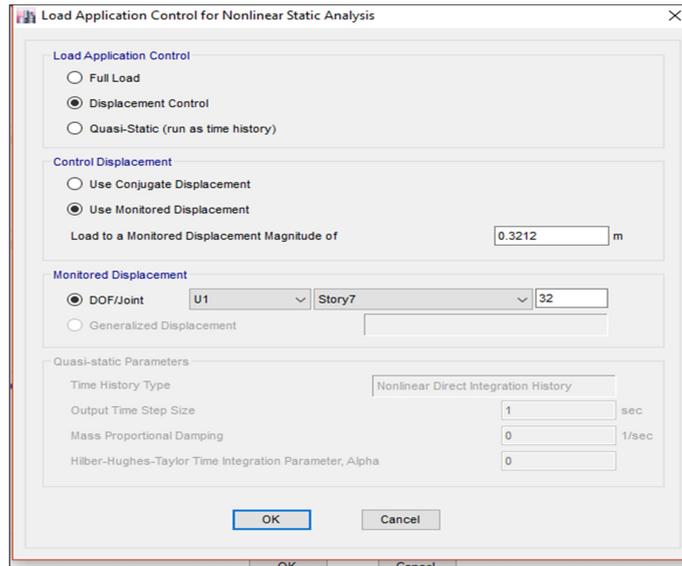
Los casos de carga que se asignaron corresponden al tipo no-lineal, en ambos sentidos para las masas intervinientes en la estructura, las cargas laterales (Pushover) y la carga uniforme en altura, considerando que en X (Push X) como en Y (Push Y) se asignó una carga no lineal; el control de las cargas se dará por desplazamiento de 32 cm, teniendo como punto de control en ultimo nivel, y se seleccionara estado múltiple.

Figura 1.18. Carga no-lineal en X y Pushover en X.



Fuente: Elaboración Propia

Figura 1.19. Control de Carga

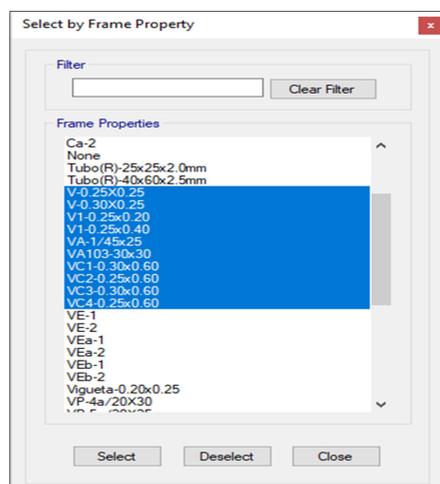


Fuente: Elaboración Propia

j. Asignamos las Rotulas Plásticas en vigas y columnas

Para la asignación de rotulas plásticas en vigas se debe de seleccionar previamente a todas estas, para ello nos dirigimos a la siguiente ruta “Select/Properties/Frame Sections”.

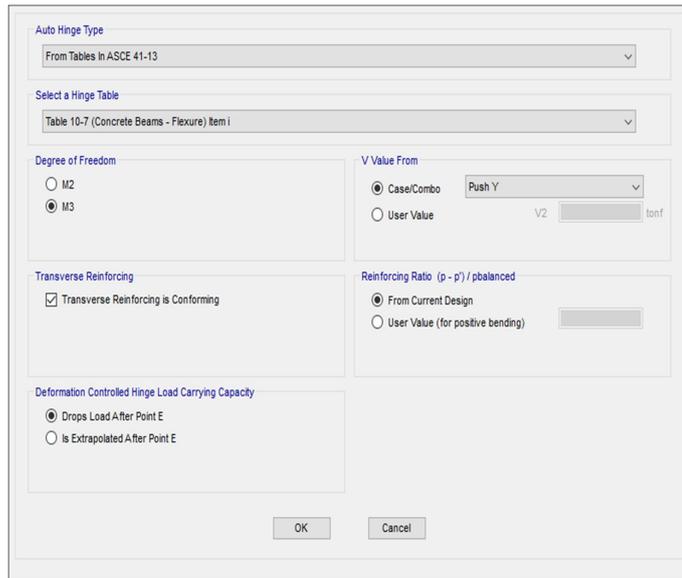
Figura 1.20. Selección de Vigas



Fuente: Elaboración Propia

Seleccionando todas las vigas influyentes dentro de la edificación estructural, no dirigimos a “Assing/Frame/Hinges”, las rotulas plásticas son asignadas a un 15% de la longitud de la viga y a un 85%, y se selecciona la tabla 10-7 del ASCE 41-13:

Figura 1.21. Selección de la Tabla 10-7 para vigas



Fuente: Elaboración Propia

Se muestra los parámetros del diagrama Momento – Curvatura, para vigas de acuerdo a la recomendación del ASCE 41 – 13:

Figura 1.22. Parámetros de Modelamiento para vigas de ASCE 41-13

Conditions	Modeling Parameters ^a			Acceptance Criteria ^a				
	Plastic Rotations Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotations Angle (radians)				
	a	b		Performance Level				
			IO	LS	CP			
Condition i. Beams controlled by flexure ^b								
$p-p'$	Transverse reinforcement ^c	$\frac{V}{h_e d \sqrt{f'_c}}$						
p_{min}								
≤ 0.0	C	$\leq 3 (0.25)$	0.025	0.05	0.2	0.010	0.025	0.05
≤ 0.0	C	$\geq 6 (0.5)$	0.02	0.04	0.2	0.005	0.02	0.04
≥ 0.5	C	$\leq 3 (0.25)$	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≥ 0.5	C	$\geq 6 (0.5)$	0.015	0.02	0.2	0.005	0.015	0.02
≤ 0.0	NC	$\leq 3 (0.25)$	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≤ 0.0	NC	$\geq 6 (0.5)$	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	$\leq 3 (0.25)$	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	$\geq 6 (0.5)$	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition ii. Beams controlled by shear ^d								
Stirrup spacing $\leq d/2$			0.0030	0.02	0.2	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing $> d/2$			0.0030	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span ^e								
Stirrup spacing $\leq d/2$			0.0030	0.02	0.0	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing $> d/2$			0.0030	0.01	0.0	0.0015	0.005	0.01
Condition iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint ^f								
			0.015	0.03	0.2	0.01	0.02	0.03

Fuente: ASCE 41 – 13

El mismo procedimiento que en las vigas, se hace en todas las columnas, nos dirigimos a; “Assing/Frame/Hinges”.

Las rotulas plásticas son asignadas a un 15% de la longitud de la columna y a un 85%, y se selecciona la tabla 10-8 del ASCE 41-13.

Figura 1.23. Selección de la Tabla 10-8 para columnas

Fuente: Elaboración Propia

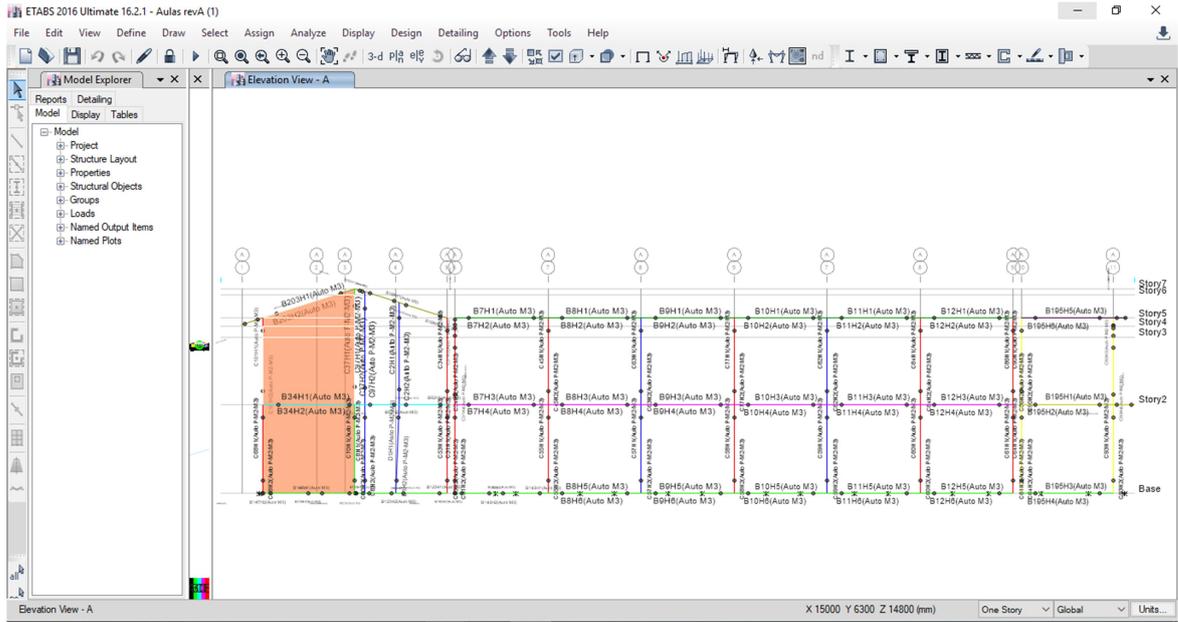
Se muestran los parámetros del diagrama Momento – Curvatura para columnas de acuerdo a la recomendación del ASCE 41 – 13.

Figura 1.24. Parámetros de Modelamiento para columnas de ASCE 41-13.

Table 10-8. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Columns								
Conditions	Modeling Parameters*			Acceptance Criteria*				
	Plastic Rotations Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotations Angle (radians)				
	a	b		ID	LS	CP		
Condition i.*								
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$p = \frac{A_s}{b_w s}$							
≤ 0.1	≥ 0.006	0.035	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060	
≥ 0.6	≥ 0.006	0.010	0.010	0.0	0.003	0.009	0.010	
≤ 0.1	$= 0.002$	0.027	0.034	0.2	0.005	0.027	0.034	
≥ 0.6	$= 0.002$	0.005	0.005	0.0	0.002	0.004	0.005	
Condition ii.*								
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$p = \frac{A_s}{b_w s}$	$\frac{V}{b_w s}$						
≤ 0.1	≥ 0.006	$\leq 3 (0.25)$	0.032	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≥ 0.6	≥ 0.006	$\geq 6 (0.5)$	0.025	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≤ 0.1	≥ 0.006	$\leq 3 (0.25)$	0.010	0.010	0.0	0.003	0.009	0.010
≥ 0.6	≥ 0.006	$\geq 6 (0.5)$	0.008	0.008	0.0	0.003	0.007	0.008
≤ 0.1	≤ 0.0005	$\leq 3 (0.25)$	0.012	0.012	0.2	0.005	0.010	0.012
≤ 0.1	≤ 0.0005	$\geq 6 (0.5)$	0.006	0.006	0.2	0.004	0.005	0.006
≥ 0.6	≤ 0.0005	$\leq 3 (0.25)$	0.004	0.004	0.0	0.002	0.003	0.004
≥ 0.6	≤ 0.0005	$\geq 6 (0.5)$	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Condition iii.*								
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$p = \frac{A_s}{b_w s}$							
≤ 0.1	≥ 0.006		0.0	0.060	0.0	0.0	0.045	0.060
≥ 0.6	≥ 0.006		0.0	0.008	0.0	0.0	0.007	0.008
≤ 0.1	≤ 0.0005		0.0	0.006	0.0	0.0	0.005	0.006
≥ 0.6	≤ 0.0005		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Condition iv. Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height*								
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$p = \frac{A_s}{b_w s}$							
≤ 0.1	≥ 0.006		0.0	0.060	0.4	0.0	0.045	0.060
≥ 0.6	≥ 0.006		0.0	0.008	0.4	0.0	0.007	0.008
≤ 0.1	≤ 0.0005		0.0	0.006	0.2	0.0	0.005	0.006
≥ 0.6	≤ 0.0005		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Fuente: ASCE 41 – 13

Figura 1.25. Vista de rotulas asignadas en Vigas - Columnas



Fuente: Elaboración Propia

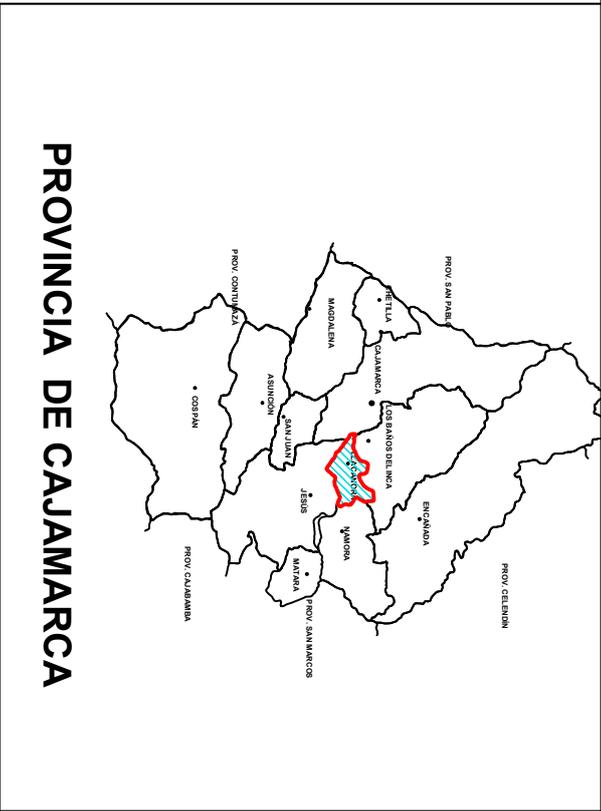
7.3. Plano de Ubicación y Localización

7.4. Planos de Arquitectura

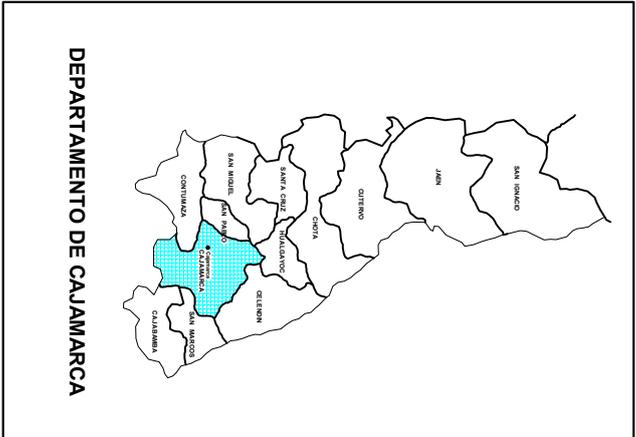
7.5. Planos de Estructuras

7.6. Estudio de Mecánica de Suelos y Diseño de Mezclas de Concreto

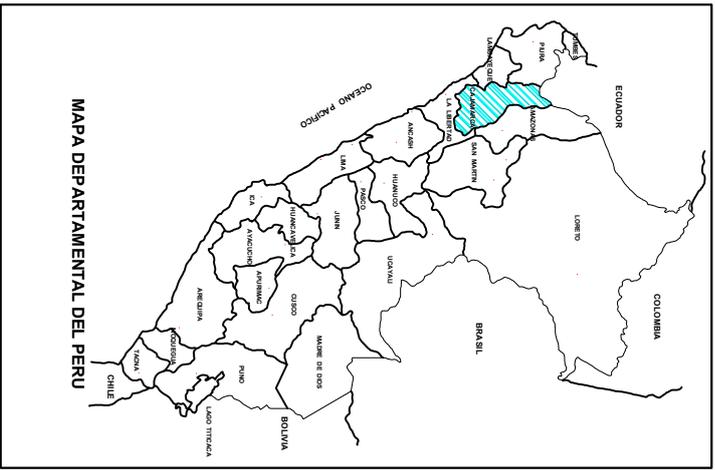
7.7. Panel Fotográfico



PROVINCIA DE CAJAMARCA

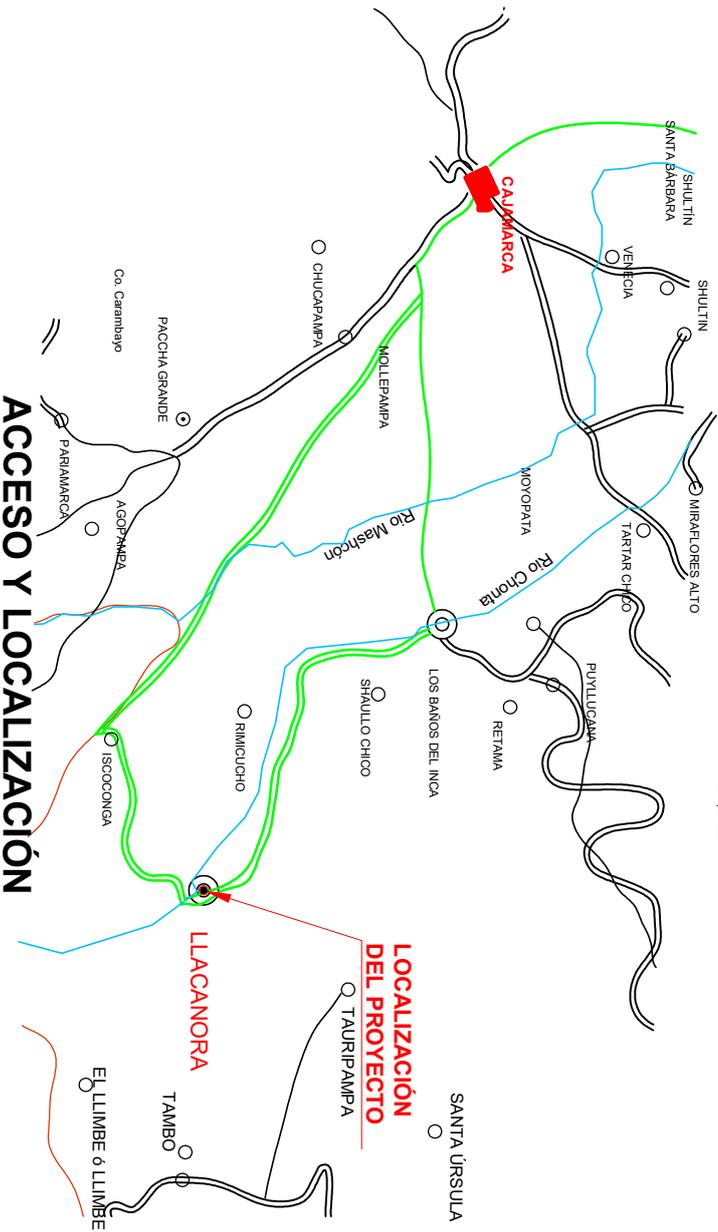


DEPARTAMENTO DE CAJAMARCA



MAPA DEPARTAMENTAL DEL PERU

Q. Campopontuna



ACCESO Y LOCALIZACIÓN

LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO

LEYENDA	
DESCRIPCIÓN	SÍMBOLO
CAPITAL PROVINCIAL	
CAPITAL DISTRICTAL	
CENTRO POBLADO	
CARRETERA ASFALTADA	
CARRETERA AFIRMADA	
CAMINO CARROZABLE	
LÍMITE DEPARTAMENTAL	
RUTAS DE ACCESO	

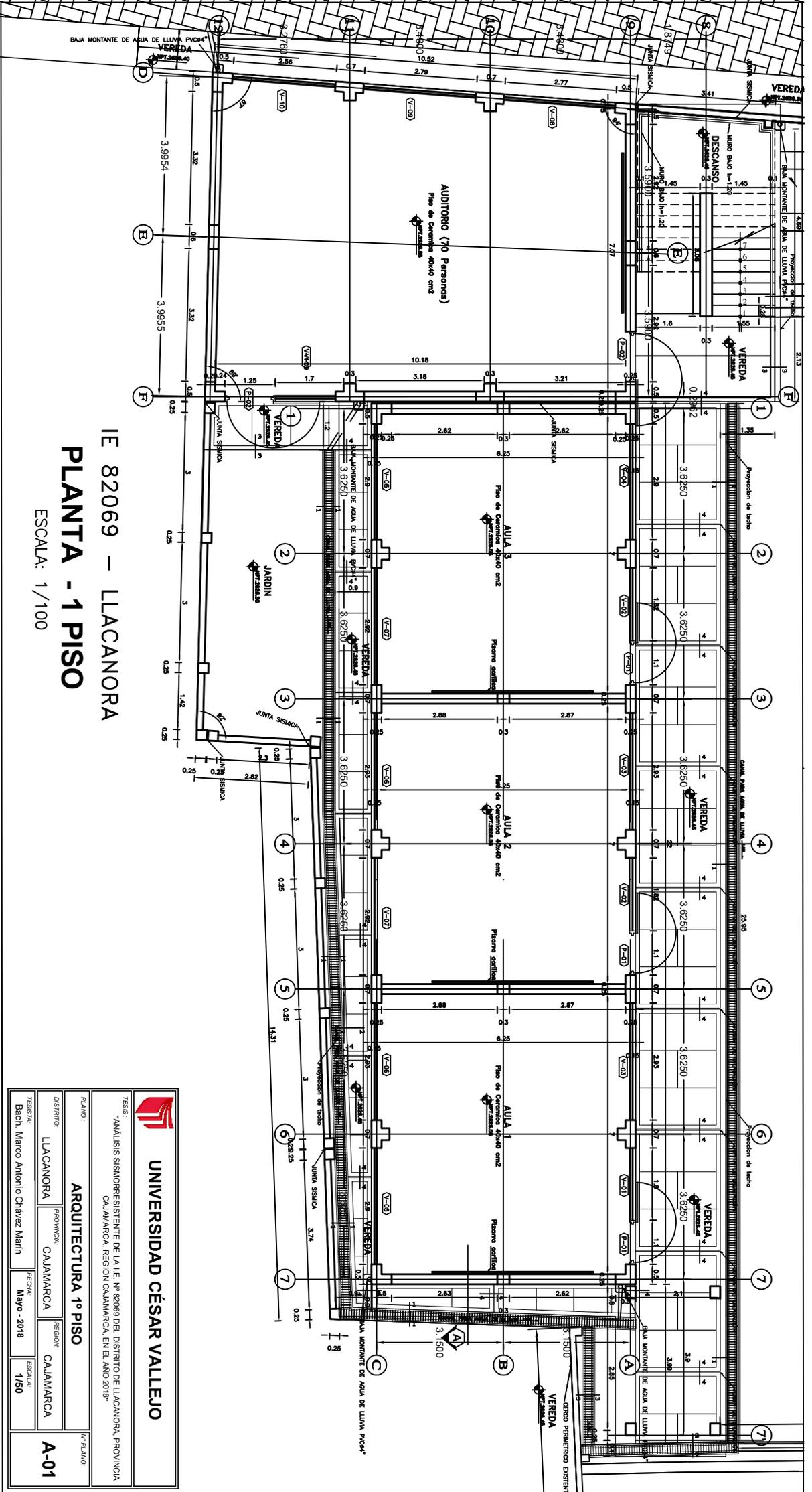


UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

TESIS:
 "ANÁLISIS SISMORRESISTENTE DE LA I.E. N° 82089 DEL DISTRITO DE LLACANORA, PROVINCIA CAJAMARCA, REGIÓN CAJAMARCA, EN EL AÑO 2018"

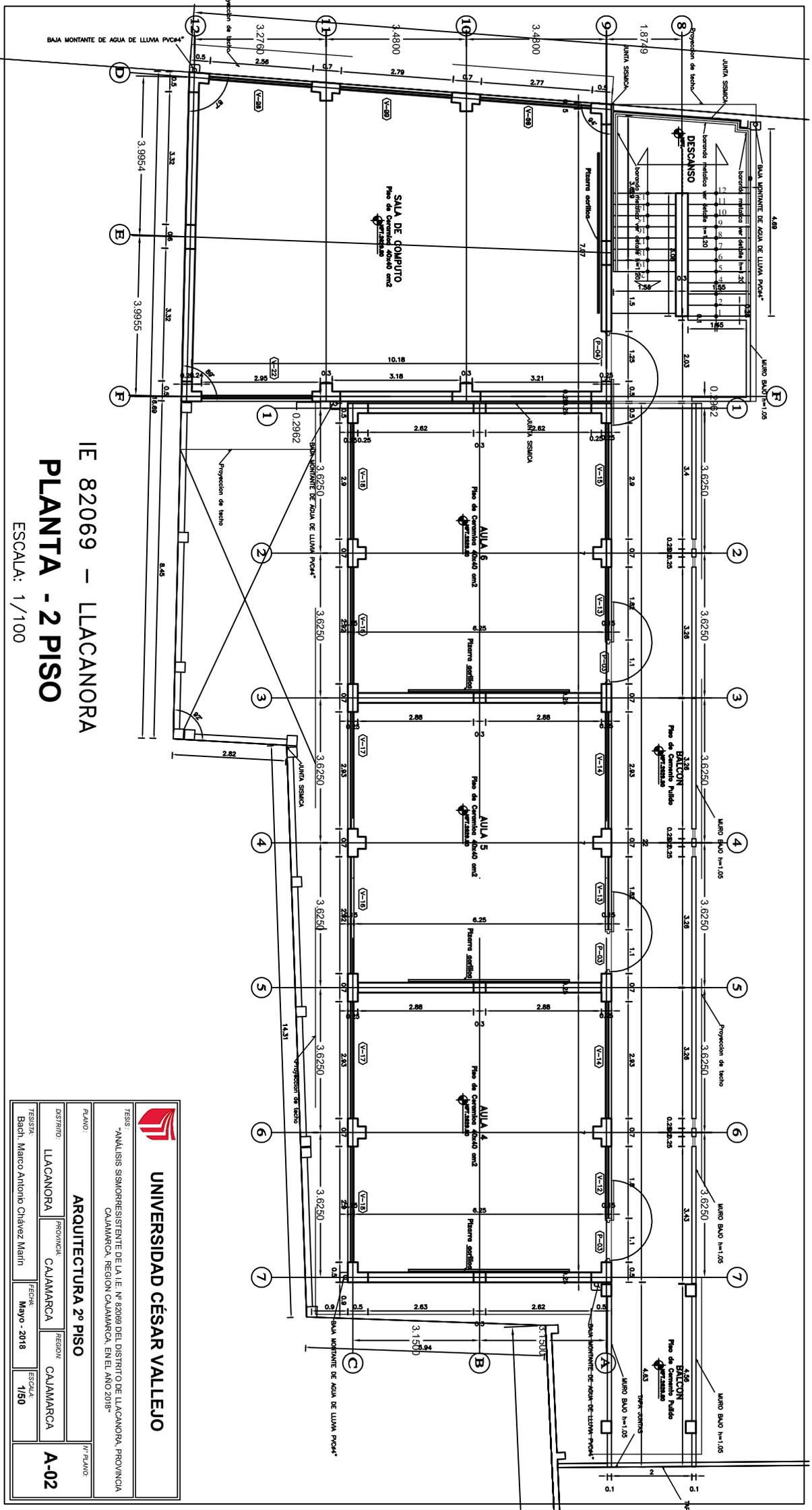
PLANO:
LOCALIZACIÓN Y ACCESOS

DISTRITO:	LLACANORA	PROVINCIA:	CAJAMARCA	REGIÓN:	CAJAMARCA	N° PLANO:	T-01
TESISTA:	Bach. Marco Antonio Chávez Marín	FECHA:	Noviembre - 2017	ESCALA:	1/50		



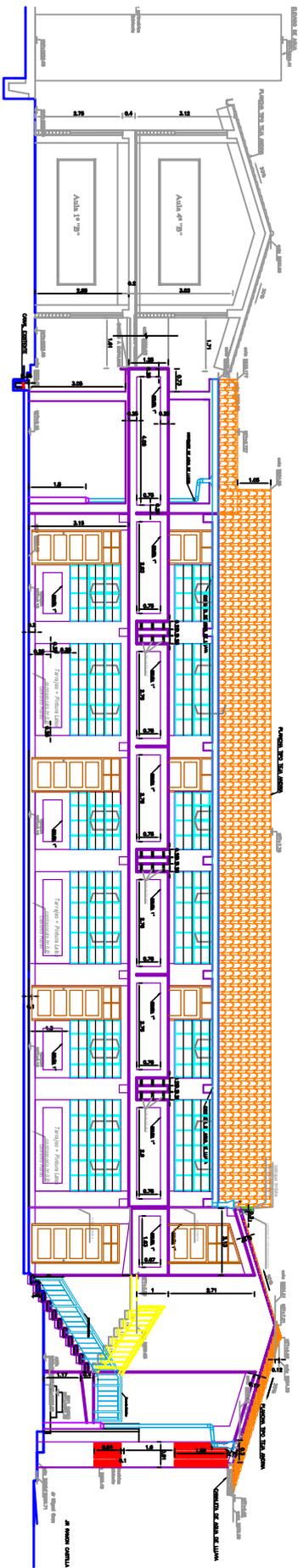
IE 82069 – LLACANORA
PLANTA - 1 PISO
 ESCALA: 1/100

 UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO		TESIS: "ANÁLISIS SISMORESISTENTE DE LA I.E. N° 82069 DEL DISTRITO DE LLACANORA, PROVINCIA CAJAMARCA, REGION CAJAMARCA, EN EL AÑO 2018"	
		PLANO: ARQUITECTURA 1º PISO	
DISTRITO:	PROVINCIA:	REGION:	Nº PLANO:
LLACANORA	CAJAMARCA	CAJAMARCA	A-01
TESIS:	FECHA:	ESCALA:	
Bach. Marco Antonio Chavez Marin	Mayo - 2018	1/50	

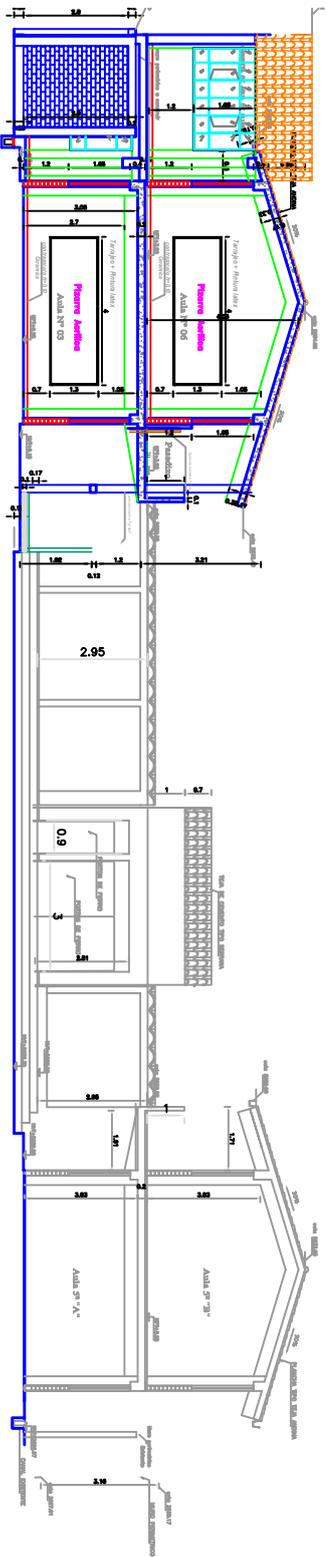


IE 82069 – LLACANORA
PLANTA - 2 PISO
 ESCALA: 1/100

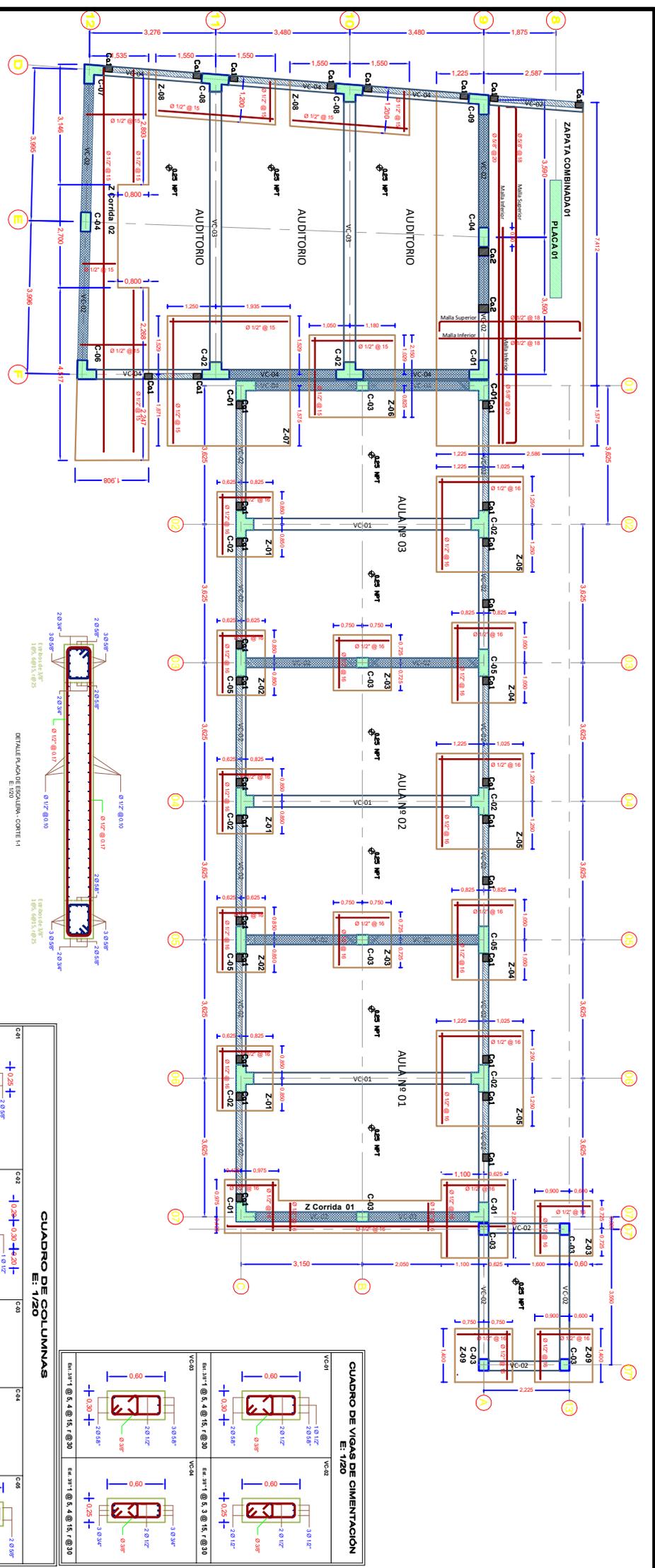
 UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO		TESIS: "ANÁLISIS SISMORRESISTENTE DE LA IE. N° 82069 DEL DISTRITO DE LLACANORA, PROVINCIA CAJAMARCA, REGION CAJAMARCA, EN EL AÑO 2018"	
		PLANO: ARQUITECTURA 2º PISO	
DISTRITO: LLACANORA	PROVINCIA: CAJAMARCA	REGION: CAJAMARCA	N° PLANO: A-02
TESIS: Bach. Marco Antonio Chávez Main	FECHA: Mayo - 2018	ESCALA: 1/50	



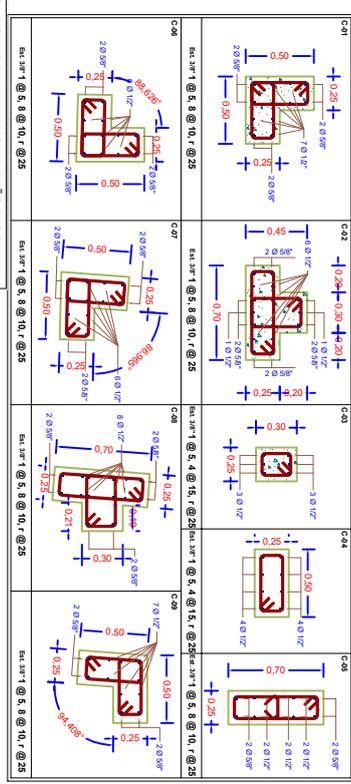
CORTE GENERAL A-A
Escala 1:100



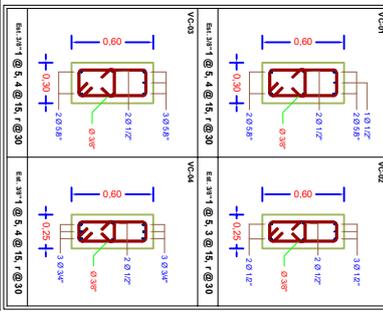
CORTE GENERAL B-B
Escala 1:100



CUADRO DE COLUMNAS E: 1/20

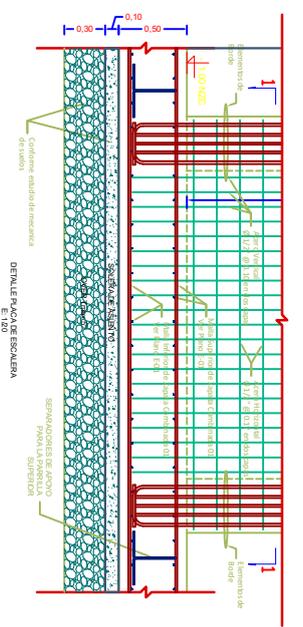


CUADRO DE VIGAS DE CIMENTACION E: 1/20

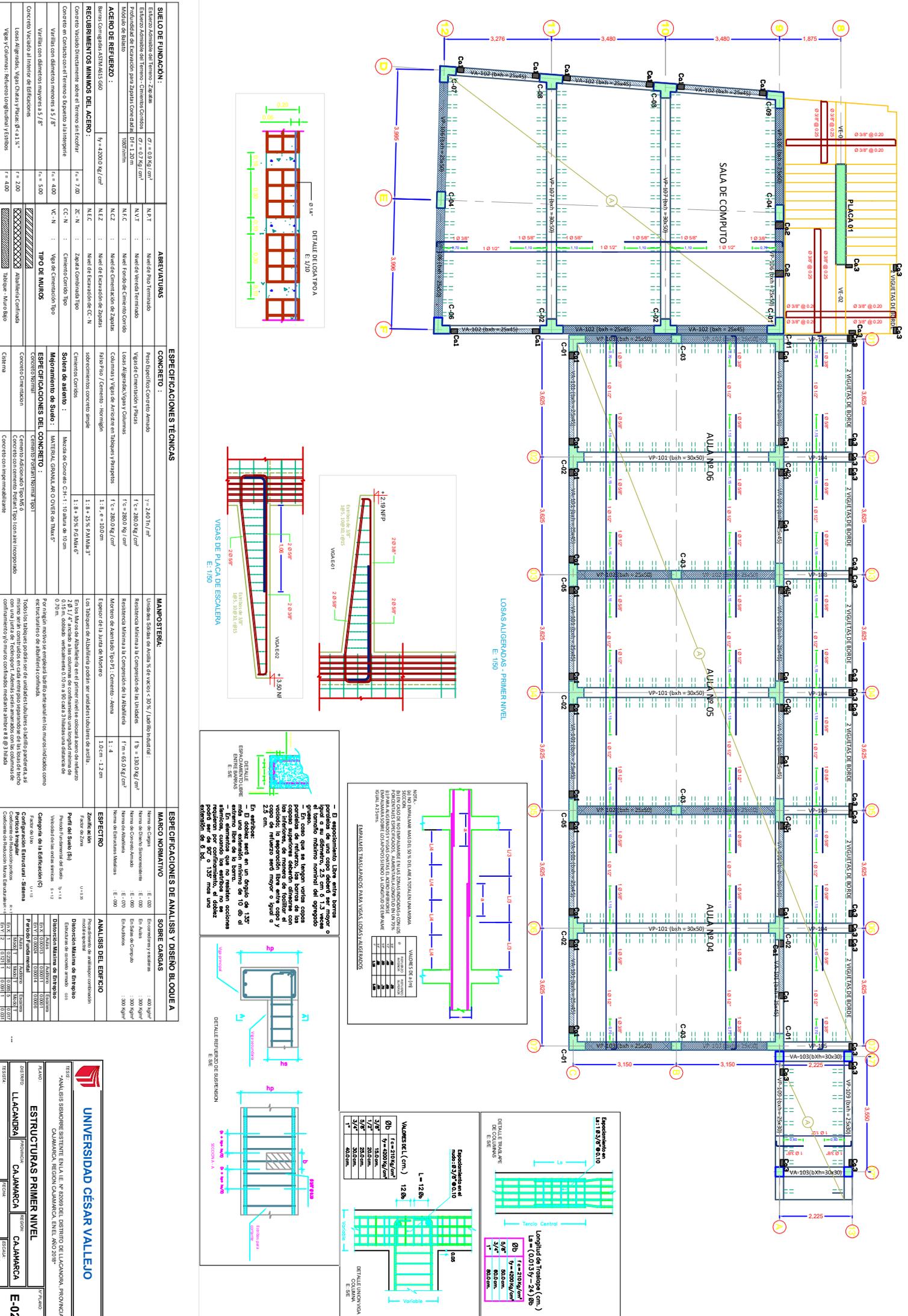


El empalme libre entre barras perpendiculares de una copa deberá ser mayor o igual a $15d$ para barras de acero de refuerzo, donde d es el diámetro nominal de la barra. En caso de empalmes paralelos, el empalme libre deberá ser mayor a $15d$ y a 100 mm. Las barras que se sujeten entre copas paralelas de refuerzo, las barras de las copas superiores deberán diseñarse con unido a la separación libre entre copas y los copos de refuerzo será mayor o igual a $25d$ cm.

En el empalme, será en un punto de $1/3$ más uno extremos mínimo de $10d$ de al menos una barra. Las barras superiores se empujarán por confinamiento, el doblaje requerido por confinamiento, el doblaje será 135° más una extensión de $8d$.



SUELO DE FUNDACION:		ARRELVATURAS		ESPECIFICACIONES TECNICAS		MAPOSTERIA		ESPECIFICACIONES DE ANALISIS Y DISEÑO BLOQUE A		ANALISIS DEL EDIFICIO	
Edificio Ximara del Terreno - Zapatas	$f_r = 4.03 \text{ Kg/cm}^2$	N.P.T	Red de malla terminada	CONCRETO :	Unidades Sólidas de Acero % de acero $< 30\%$ / Ladillo industrial :	Norma de Cargas	E: 1.200	En concreto y acabados	Procedimiento de análisis y diseño	Por el método de momentos	U: 1.18
Edificio Ximara del Terreno - Cimentación Corridos	$f_r = 4.07 \text{ Kg/cm}^2$	N.V.T	Red de malla terminada	Yigas de Cimentación y Píneas	Resistencia Máxima a la Compresión de la Unidades	Norma del Diseño Sismorresistente	E: 1.000	En Malla	Dirección Máxima de Entrepiso	Por el método de momentos	U: 1.18
Profundidad de Excavación para Zapatas Comunitad I	$f_r = 4.20 \text{ Kg/cm}^2$	N.F.C	Red de malla terminada	Losas Aligeradas, Vigas y Columnas	Módulo de Elasticidad de la Unidades	Norma de Diseño Sismorresistente	E: 1.000	En Malla de Concreto	Edificio con o sin momento	Por el método de momentos	U: 1.18
Módulo de Batazo	10000/mm	N.F.C	Red de malla terminada	Columnas y Vigas de Aligerado en Tabique y Pilargatos	Módulo de Elasticidad del Tipo PT - Cemento - Arena	Norma de Diseño Sismorresistente	E: 1.070	En Malla de Concreto	Edificio con o sin momento	Por el método de momentos	U: 1.18
ACERO DE REFUERZO :		N.E.Z	Nivel de expansión de Zapatas	Falso Piso / Cemento - Mortero	Espesor de la Junta de Mortero	Norma de Diseño Sismorresistente	E: 1.000	En Malla de Concreto	Edificio con o sin momento	Por el método de momentos	U: 1.18
Barras Comunitad I y Mallas 650	$f_y = 42000 \text{ Kg/cm}^2$	N.E.C	Nivel de expansión de Zapatas	Subentramiento de concreto simple	Los Tabiques de Alablaría y Rodas ser entallados de arriba de abajo.	Norma de Diseño Sismorresistente	E: 1.000	En Malla de Concreto	Edificio con o sin momento	Por el método de momentos	U: 1.18
Recurrimientos Mínimos del Acero:		Z.C. N :	Zapata Comunitad I tipo	Cimentos coridos	En la Malla de Alablaría y Rodas ser entallados de arriba de abajo de 0.15 m , debido a verificación 0.15 m al caer 3 haldas una distancia de 0.70 m .	Norma de Diseño Sismorresistente	E: 1.000	En Malla de Concreto	Edificio con o sin momento	Por el método de momentos	U: 1.18
Concreto Mado de refuerzo sobre el Terreno sin reforzar	$f_r = 7.00$	Z.C. N :	Zapata Comunitad I tipo	Mejoramiento de Suelo :	Para cualquier nivel se empujará el muro de retención en los muros indicados como estructurales o de alablaría confinada.	Categoría de la Edificación (C)	U: 1.1	Configuración estructural - Sistema	Edificio con o sin momento	Por el método de momentos	U: 1.18
Concreto en Contacto con el Terreno o Expuesto a Intemperie	$f_r = 4.00$	VC. N :	Viga de cimentación tipo	MATERIALES GRANULADOS PARA M.A.S. ⁵	Todo los tabiques serán de ser de unidades separadas de las bases de los confinamiento y/o muros confinados mediante alfileres @ 3 haldas	Configuración estructural - Sistema	U: 1.1	Configuración estructural - Sistema	Edificio con o sin momento	Por el método de momentos	U: 1.18
Variante con diámetro menor a $5/8"$	$f_r = 5.00$			CONCRETO DE BLOQUE		Configuración estructural - Sistema	U: 1.1	Configuración estructural - Sistema	Edificio con o sin momento	Por el método de momentos	U: 1.18
Variante con diámetro mayor a $5/8"$	$f_r = 5.00$			CONCRETO DE BLOQUE		Configuración estructural - Sistema	U: 1.1	Configuración estructural - Sistema	Edificio con o sin momento	Por el método de momentos	U: 1.18
Losas Aligeradas, Vigas Chatas y Píneas $\phi = 2.1"$	$f_r = 2.00$			CONCRETO DE BLOQUE		Configuración estructural - Sistema	U: 1.1	Configuración estructural - Sistema	Edificio con o sin momento	Por el método de momentos	U: 1.18
Vigas y Columnas - Refuerzo longitudinal y Estribos	$f_r = 4.00$			CONCRETO DE BLOQUE		Configuración estructural - Sistema	U: 1.1	Configuración estructural - Sistema	Edificio con o sin momento	Por el método de momentos	U: 1.18
UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO											
ESTRUCTURAS DE CIMENTACION											
TÍTULO: ANÁLISIS SISMORRESISTENTE EN LAZARILLO DEL DISTRITO DE LA CAJAMARCA, PROVINCIA CAJAMARCA, REGION CAJAMARCA, EN EL AÑO 2018											
CAJAMARCA											
DISTRITO: CAJAMARCA											
PROFESOR: CAJAMARCA											
ALUMNO: CAJAMARCA											
FECHA: CAJAMARCA											
BACH: Marco Antonio Chávez Morán / Noviembre - 2017											
PÁGINA: 1/80											



SITIO DE FUNDACION:

Estado Admisión del Terreno - Zafra	N/T
Producción de Escavación por Zapatas Concatedral	1000mm/m
Módulo de Bataño	1000mm/m

ACERO DE REFUERZO:

Barra Corrugada ASTM A63 60#	N/Z
Concreto en Comentario en Terreno Forjado al Impedite	CC - N
Concreto Vacío Directamente sobre el Terreno al Forjador	CC - N
Varillas con diámetros menores a 5/8"	VC - N
Varillas con diámetros mayores a 5/8"	VC - N
Losas Aligadas, Vigas Claras y Placas $\phi \pm 1.1'$	VC - N
Vigas y Columnas: sellados longitudinal y fisibles	VC - N

ARRIVATURAS

N/T	Vel de Pudo Terminado
N/V	Nivel de Vereda Terminado
N/C	Nivel Fondo de Cimiento Corrido
N/Z	Nivel de Cimentación de Zapatas
N/C	Nivel de Escavación de Zapatas
CC - N	Zapata Combiada Tipo
VC - N	Viga de Cimentación Tipo

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

CONCRETO :

Resistencia Mínima	21 MPa
Módulo de Elasticidad	200000 MPa
Resistencia de Compresión	20 MPa
Resistencia de Tracción	2 MPa

ACERO REFORZANTE:

Resistencia Mínima	420 MPa
Módulo de Elasticidad	200000 MPa
Resistencia de Tracción	420 MPa
Resistencia de Compresión	420 MPa

REFUERZO EN LOSAS:

Longitud de Traslape	$L = 12 \phi$
Longitud de Desarrollo	$L = 12 \phi$
Longitud de Anclaje	$L = 12 \phi$

REFUERZO EN VIGAS:

Longitud de Traslape	$L = 12 \phi$
Longitud de Desarrollo	$L = 12 \phi$
Longitud de Anclaje	$L = 12 \phi$

REFUERZO EN COLUMNAS:

Longitud de Traslape	$L = 12 \phi$
Longitud de Desarrollo	$L = 12 \phi$
Longitud de Anclaje	$L = 12 \phi$

ESPECIFICACIONES DE ANALISIS Y DISEÑO BLOQUE A

MARCO NOMINATIVO

Nombre del Proyecto	ANÁLISIS SIMBOLICO SISTEMA EN LA U. N. 20209 DEL DISTRITO DE LLAQANURCA, PROVINCIA CAJAMARCA, REGION CAJAMARCA, PERU 2017
Fecha de Emisión	11/09/2017
Edición	01

ESPECIFICACIONES DEL CONCRETO:

Resistencia	21 MPa
Módulo de Elasticidad	200000 MPa
Resistencia de Tracción	2 MPa
Resistencia de Compresión	20 MPa

ESPECIFICACIONES DEL ACERO:

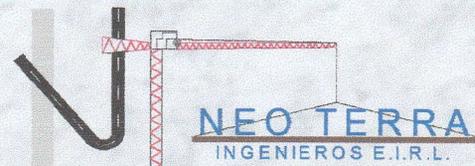
Resistencia	420 MPa
Módulo de Elasticidad	200000 MPa
Resistencia de Tracción	420 MPa
Resistencia de Compresión	420 MPa

UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

FECHA:	11/09/2017
PROYECTO:	ANÁLISIS SIMBOLICO SISTEMA EN LA U. N. 20209 DEL DISTRITO DE LLAQANURCA, PROVINCIA CAJAMARCA, REGION CAJAMARCA, PERU 2017
PROFESOR:	DR. ANTONIO CALDERON CASAL
ESTUDIANTE:	ANTONIO CALDERON CASAL
DISTRITO:	LLAQANURCA
PROVINCIA:	CAJAMARCA
REGION:	CAJAMARCA
PERIODO:	2017
NUMERO:	1190

ESTRUCTURAS PRIMER NIVEL

E-02



LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y CONCRETO

Resolución de INDECOPI N° 001395-2018/DSD-REG-INDECOPI
Registro INDECOPI N° 00019697

ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS

PROYECTO:

**ANÁLISIS DEL DISEÑO SÍSMICO PARA EVALUAR LA
CONSISTENCIA DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL
SISMO-RESISTENTE DE LA I.E. N° 82069 DEL DISTRITO DE
LLACANORA, PROVINCIA CAJAMARCA, REGION CAJAMARCA,
EN EL AÑO 2017.**

SOLICITA:

ING. MARCO ANTONIO CHAVEZ MARIN

UBICACIÓN:

DISTRITO : LLACANORA.

PROVINCIA : CAJAMARCA.

DPTO. : CAJAMARCA.

ELABORADO POR:

ING. ALFREDO SIFUENTES ORTIZ.

CAJAMARCA, MAYO DEL 2018

I.) MEMORIA DESCRIPTIVA

1.0.0 INFORMACION PREVIA:

1.01 ALCANCES DEL ESTUDIO:

El presente Informe Técnico tiene como objetivo dar a conocer los resultados de trabajos e investigaciones realizadas para el Estudio de Mecánica de Suelos, solicitado por el ING. MARCO ANTONIO CHAVEZ MARIN.; con el objeto de determinar la información requerida para la elaboración de proyecto de **ANÁLISIS DEL DISEÑO SÍSMICO PARA EVALUAR LA CONSISTENCIA DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL SISMO-RESISTENTE DE LA I.E. N° 82069 DEL DISTRITO DE LLACANORA, PROVINCIA CAJAMARCA, REGION CAJAMARCA, EN EL AÑO 2017.** El estudio tiene como base el conocimiento global de los suelos de la zona, características y antecedentes del proyecto, la exploración geotécnica. Su objetivo es cuantificar las propiedades geomecánicas del suelo, tales como capacidad de soporte, constantes de reacción, clasificación sísmica, empujes de tierra y trabajabilidad del terreno. Además, a partir de los parámetros obtenidos, se elaboran recomendaciones para la construcción de sistemas de fundaciones, procedimientos para excavaciones.

El programa de trabajo realizado con este propósito ha consistido en:

- Ubicación y Excavación de Calicatas.
- Toma de Muestras Alteradas e Inalteradas.
- Ejecución de Ensayos de Laboratorio.
- Evaluación de los Trabajos de Campo y Laboratorio.
- Determinación de la Capacidad Portante del Terreno.
- Conclusiones y Recomendaciones.

2.0.0 RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACION

En el Cuadro 2.1, se muestra el resumen de las condiciones de cimentación, la memoria de cálculos se adjuntan en el Anexo I.

CUADRO 2.1 RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN ZAPATAS.

Tipo de Cimentación	Zapata de sección rectangular a cuadrada, cuyas dimensiones se determinarán previo análisis estructural.
Estrato de Apoyo de la cimentación	Arcillas inorgánicas de alta plasticidad, en estado medianamente consolidado y consistencia media dura (CH)
Parámetros de Diseño de la Cimentación	<ul style="list-style-type: none"> - Profundidad de Cimentación 1.20 m. - Presión Admisible $0.90 \text{ Kg/cm}^2 = 90 \text{ kPa}$ - Factor de Seguridad por Corte > 3.00 - Asentamiento Diferencial 1.40 cm. (Zapata central). - Asentamiento Total 2.25 cm (segun Bjerrum).
Recomendaciones Adicionales	Debido a las posibles variaciones que puedan existir en el módulo de elasticidad del suelo, se pueden generar asentamientos superiores a los previstos, por lo que será necesario realizar obras de mejoramiento a nivel de cimentación.

CUADRO 2.2 RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN CORRIDA.

Tipo de Cimentación	Corrida de B = 0.50 m.
Estrato de Apoyo de la cimentación	Arcillas inorgánicas de alta plasticidad, en estado medianamente consolidado y consistencia media dura (CH)
Parámetros de Diseño de la Cimentación	
- Profundidad de Cimentación	1.00 m.
- Presión Admisible	0.70 Kg/cm ² = 70 kPa
- Factor de Seguridad por Corte	> 3

3.0.0 INFORMACION PREVIA:

El área en estudio se ubica geográficamente en El Distrito de Llacanora, Provincia de Cajamarca, Dpto de Cajamarca.

3.1 De la obra a Cimentar. Se ha asumido información de cargas y dimensionamiento de cimentaciones que se indican en la hoja de cálculo de la capacidad admisible:

a) Características generales:

- Tipo de estructura: Institución Educativa
- Elementos Estructurales: Concreto Armado y obras de albañilería confinada
- Sótanos: No tiene
- Luces: máxima de 10 m.

b) Clasificación de la edificación: Según la Norma Técnica E-050, considerando Pórticos y Muros de concreto armado con distancia entre apoyos menor de 10 m. y altura máxima equivalente inferior a 3 pisos se clasifica como edificación del tipo C, desde el punto de vista de investigación del suelo:

3.2 Datos Generales de la zona

- a) Usos anteriores del terreno: Ninguna.
- b) Fenómenos de Geodinámica Externa: No se conocen.
- c) Construcciones antiguas: Se encuentran edificación de adobe.

3.3 De los terrenos colindantes

No se han podido obtener EMS de edificaciones colindantes.

3.4 De las edificaciones adyacentes: Existen edificaciones de concreto armado, que se encuentran en buen estado de conservación.

4.0.0 ACTIVIDADES DE CAMPO

4.01 TRABAJOS DE CAMPO

Estos trabajos se realizaron siguiendo los lineamientos establecidos en la Norma Técnica de Edificaciones E-050, y criterios adoptados al momento de realizar las excavaciones con la finalidad de obtener una mayor información del subsuelo, por lo que en el presente debido al área del terreno y características del proyecto, se requirió de tres sondajes o calicatas, cuya profundidad estuvo definida considerando un pre dimensionamiento de la cimentación y de las condiciones locales del sub suelo

La perforación fue realizada mediante el sistema de calicatas excavadas con ayuda de herramientas manuales hasta una profundidad máxima de 3.00 m. con respecto al nivel actual del terreno.

De las calicatas excavadas, se registraron cuidadosamente el perfil del suelo así como se clasificó visualmente los estratos encontrados esto de acuerdo a la Norma Técnica de Edificaciones E-050 y las Normas NTP 339.162 (ASTM D-420), NTP 339.134 (ASTM D-2487) y NTP 339.150 (ASTM D-2488), finalmente se extrajeron

muestras representativas de los suelos, las que debidamente protegidas y seleccionadas en muestras disturbadas, fueron trasladadas al laboratorio para su análisis.

La ubicación, profundidad de las calicatas, así como nivel freático y número de muestras obtenidas, se indican en el Cuadro 4.1.

CUADRO 4.1 UBICACIÓN DE CALICATAS, PROFUNDIDAD, NIVEL FREÁTICO Y NÚMERO DE MUESTRAS.

Calicata	Profundidad (m)	Nivel Freático (m)	N° de Muestras
C-1	3.00	1.80	2
C-2	3.00	2.80	1

La identificación de estratigrafía y la Descripción Visual-Manual de suelos se han realizado según la norma ASTM D-2488. Los registros de sondaje se muestran en el Anexo I.

5.0.0 ENSAYOS DE LABORATORIO.

En laboratorio se verificó la clasificación visual de las muestras y se procedió a ejecutar los siguientes análisis:

a.- Ensayos Estándar.

- Ensayos de Contenido Natural de Humedad ASTM D 2216
- Ensayos de Análisis Granulométrico ASTM D 422
- Ensayos de Límites de Consistencia ASTM D 4318
- Ensayos de Peso Específico ASTM D 854
- Ensayos de Peso Volumétrico ASTM D 4253
- Análisis de Capacidad Portante ASTM D 4254
- La clasificación de suelos se realizó utilizando el método del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (S.U.C.S) ASTM D 2487

b.- Ensayos Especiales.

- Ensayo de Compresión Triaxial (tipo UU – No Confinado No drenado) ASTM D2850
- Ensayo de Sulfatos y Cloruros ASTM D512, ASTM D 516, MTC E 219

Después de realizados los ensayos de laboratorio se procedió a comparar sus resultados con las características de los suelo obtenidos en el campo, efectuándose las compatibilizaciones correspondientes en los casos que fue necesario. Así se obtuvieron los perfiles de suelos definitivos, además en el Anexo III, se muestran los resultados de los ensayos de laboratorio.

6.0.0 PERFIL DEL SUELO:

El perfil del suelo es homogéneo y está formado por depósitos cuaternarios de suelos cohesivos, cuya configuración se encuentra de la siguiente manera:

CALICATA N° 01: Excavada en un ambiente que en la actualidad se utiliza como cocina, aquí se excavó una calicata de 3.00 m. de profundidad y de 1.00m. x 1.00 m de área en planta; donde superficialmente se encuentra una capa de Relleno Artificial compuesto por grava y arcilla limosa de plasticidad media, ligeramente húmeda, medianamente compacta, con fragmentos de grava semiangulares. Este Relleno Artificial llega hasta una profundidad promedio de 0.60 m. Dada la naturaleza de este tipo de material artificial, su profundidad puede variar respecto a la encontrada en las perforaciones. **Estos materiales inadecuados deben ser removidos, hasta llegar al suelo natural, antes de iniciar las**

obras tal como lo indica la Norma Técnica de Edificaciones E-050, Suelos y Cimentaciones.

Luego entre los niveles de 0.60 m. a 1.80 m. se encuentra un estrato color amarillo oscuro, conformado por arcillas inorgánicas de alta plasticidad (CH) y medianamente consolidados, suelos de granulometría fina, consistencia dura, moderadamente saturado, aparece combinado con pequeños porcentajes de arena de grano fino. De comportamiento estable y resistente en estado seco, fácilmente deformable y elástico al entrar en contacto con la humedad.

A partir de 1.80 m. y hasta la máxima profundidad investigada, encontramos un depósito color gris de arcillas inorgánicas medianamente plásticas (CL), suelos saturados y de consistencia media, combinado con abundante cantidad de arena de grano fino, en estado medianamente consolidado, con ausencia de material granular, por lo que se tiene íntegramente suelos de granulometría fina.

CALICATA N° 02: Excavada a un costado de la escalera de acceso al segundo nivel de la edificación existente. La estratigrafía encontrada aquí está íntegramente conformada un depósito similar al encontrado en el primer estrato de la calicata 1, es decir un suelo color amarillo oscuro de arcillas inorgánicas de alta plasticidad (CH), medianamente consolidado de consistencia dura y moderadamente saturado. El suelo encontrado en esta parte continua aún más allá de la máxima profundidad investigada.

Generalizando para ambas calicatas, la estratigrafía de la zona corresponde a depósitos cuaternarios del tipo arcilloso, se encuentra en estado medianamente consolidado, y moderadamente saturado, presenta una estructura maciza o continua, con presencia de grietas y micro fisuras por donde penetra la humedad superficial hacia el sub suelo.

Estructuralmente se comporta fuerte y resistente en estado seco con dilatación lenta y tenacidad media, tiene disposición a adsorber elevadas cantidades de agua debido a su naturaleza poco permeable, y al entrar en contacto con la humedad se torna blando e inestable, perdiendo resistencia al corte

7.0.0 NIVEL DE LA NAPA FREÁTICA:

La ubicación de la napa freática es función de la época del año en que se realice la investigación de campo, así como las variaciones naturales de los sistemas de lluvia que abastecen los estratos acuíferos.

En la zona comprendida en el estudio, en la fecha que se realizó los trabajos de campo (Noviembre del 2012), NO se ha detectado presencia de humedad y filtraciones a partir de 2.80 m. de profundidad.

8.0.0 CONTENIDO DE SALES

El concreto es un material que en general tiene un comportamiento satisfactorio ante diversos ambientes químicamente agresivos. El concepto básico reside en que el concreto es químicamente inalterable al ataque de agentes químicos que se hallan en estado sólido.

Para que exista alguna posibilidad de agresión, el agente químico debe estar en solución en un cierta concentración y además tener la opción de ingresar en la estructura de la pasta durante un cierto tiempo, es decir debe haber un cierto flujo de la solución concentrada hacia el interior del concreto y este flujo debe mantenerse un tiempo suficiente para que se produzca la reacción, esto lo producen los ambientes agresivos. Los ambientes agresivos usuales están constituidos por el aire, agua y suelos contaminados que entran en contacto con las estructuras de concreto.

SULFATOS: Los sulfatos que afectan la durabilidad, se hallan usualmente en el suelo en contacto con el concreto, en solución en agua de lluvia, en aguas contaminadas por

desechos industriales o por flujos en suelos agresivos. Por lo general consisten en sulfatos de Sodio, Potasio, Calcio, Magnesio.

Los suelos con sulfatos se hallan normalmente en zonas áridas, y pese a que pueden no estar en muy alta concentración, si se producen ciclos de humedecimiento y secado sobre el concreto, la concentración puede incrementarse y causar deterioro.

De acuerdo a la Norma Peruana E 060 Concreto armado se deberán cumplir los siguientes requisitos para considerar un suelo agresivo a la cimentación:

CUADRO N° 8.1 - REQUISITOS PARA CONCRETO EXPUESTO A SOLUCIONES CON SULFATO

TIPOS DE EXPOSICIÓN A LOS SULFATOS	SULFATOS SOLUBLES EN AGUA (SO) PRESENTES EN SUELOS (% en peso)	SULFATOS(SO ₄) EN AGUA	TIPO DE CEMENTO RECOMENDADO	RELACION AGUA/CEMENTO RECOMENDADA concreto normal	F'c minimo (kg/cm ²)
Despreciable	0 a 0.10	0 a 150	—	—	—
Moderada	0.10 a 0.20	150 a 1,500	II, IP(MS) IS(MS) (PM) (MS) I(SM)(MS)	0.50	280
Severa	0.20 a 2.00	1,500 a 10,000	V	0.45	315
Muy severa	>2.00	>10,000	V + Puzolana	0.45	315

Fuente: Report ACI Comité 201 2R- "Guide to Durable Concrete"- 1982

CUADRO N° 8.2 – ANÁLISIS DE PH, SULFATOS Y CLORUROS PARA LOS NIVELES DE CIMENTACIÓN.

MUESTRA	SULFATOS(SO ₄) EN AGUA ppm*	Cloruros*	Sales Solubles Totales (%)	TIPO DE EXPOSICION
Calicata 1, Estrato 1	92.02	45.11	0.0792	Despreciable

Del resultado del análisis físico químico (ver anexos) efectuado en las muestras del sub suelo, se puede deducir que en base a los valores obtenidos, el suelo se encuentra dentro de los límites permisibles de agresividad Despreciable (Norma Técnica Peruana E 060 – Concreto Armado), pero al analizar las sales solubles en este arrojan valores próximos a una agresividad Moderada, por lo que es necesario utilizar un cemento de cuanto mínimo calidad MS, para evitar problemas de agresividad en la cimentación.

9.0.0 ANÁLISIS DE LA CIMENTACION:

El concepto de presión admisible de un terreno no es fácil de precisar ya que está ligada íntimamente con las características de cada terreno, dependerá del tipo de cimentación, que a su vez es consecuente con el terreno y el sistema de estructura sustentante (sustentada por el cimiento) y finalmente del comportamiento del suelo a lo

largo del tiempo que es a su vez influenciada por agentes externos naturales y artificiales.

9.01 PROFUNDIDAD Y TIPO DE CIMENTACION:

Teniendo en cuenta las características de las estructuras, perfil del suelo encontrado, el análisis de la cimentación plantea características especiales, en el sentido que se analizará la capacidad de carga límite de una cimentación poco profunda en terrenos cohesivos medianamente consolidados, con características poco estables frente a cambios cíclicos de humedad del sub suelo.

Por lo que de acuerdo a las características de la estratigrafía encontrada, **se recomienda cimentar las zapatas a una profundidad NO menor de 1.20 m con respecto al nivel de terreno después del corte, y a 1.00 m. para el caso de una cimentación corrida;** aquí la cimentación ira apoyada directamente sobre un estrato de arcillas inorgánicas de alta plasticidad (CH).

La cimentación se dará por medio zapatas aisladas de planta rectangular a cuadrada, arriostradas por medio de vigas de cimentación, de tal manera que actúen formando anillos rígidos, para de esta manera lograr un asentamiento uniforme.

9.02 PRESION ADMISIBLE:

El sub suelo analizado es cohesivo En estos casos la capacidad de carga depende de su resistencia al corte, la que en el caso de arcillas no debe modificar en forma apreciable su contenido de humedad por consolidación,

En suelo cohesivos, sin piedras grandes como el encontrado en la zona de estudio, se hace muy costoso establecer ensayos para determinar la capacidad portante in situ o en laboratorio, sin embargo es posible estimar un valor de esta, mediante un ensayo Triaxial y haciendo uso de fórmulas establecidas por estudiosos de la Mecánica de Suelos y a partir de la experiencia en casos similares al presente; teniendo también en cuenta que se trata de un suelo cohesivo de mediana compresibilidad, el valor de la presión admisible se calculará empleando el método propuesto por Terzaghi, para el caso de falla local por corte para zapatas de sección rectangular a cuadrada

CASO I: CAPACIDAD ADMISIBLE PARA CIMENTACIONES CON ZAPATAS DE SECCION RECTANGULAR A CUADRADA.

El valor de la presión admisible se calculará empleando el método propuesto por Terzaghi, para el caso de falla corte local y tipo de cimentaciones cuadradas a rectangulares; cuyos principales parámetros de carga se muestran a continuación:

CUADRO N° 9.1 – PARAMETROS PARA DETERMINAR LA PRESION ADMISIBLE DEL SUELO FUNDACION

	N ^c	N ^q	N ^γ	γ (gr/cm ³)	B*(m)	φ	c (Kg/cm ²)
Zapatas	10.90	3.36	0.88	1.42	1.20	18.00	0.36

B: Ancho de la cimentación (dato asumido), el valor definitivo será obtenido luego de realizar el correspondiente análisis estructural.

Por lo que la presión admisible del suelo de fundación $Q_u = Q'c/FS$.

CUADRO N° 9.2 – VALORES DE LA PRESION ADMISIBLE DEL SUELO FUNDACION

	Capacidad Portante (q' ^c) (Kg/cm ²)	Factor Seguridad (FS)	Capacidad de Carga de Diseño (qu) (Kg/cm ²)	Profundidad de cimentación* (Df) (m)
Zapatas	4.03	4.50	0.90	1.20

Handwritten signature and stamp:
C. Ortiz
Ing. Alfredo Sifuentes Ortiz
CIP 74682
NEO TERRA
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y CONCRETO

* La profundidad de cimentación se medirá a partir del nivel de terreno una vez realizado el corte (Norma E-0.50 Suelos y cimentaciones).

CASO II: CAPACIDAD ADMISIBLE PARA CIMENTACIONES CORRIDAS

Para el caso de cimentaciones corridas a ser usadas en muros y cercos perimétricos, se utilizará la fórmula de Terzaghi para el caso de falla por corte local para una cimentación corrida

CUADRO N° 9.3 – PARAMETROS PARA DETERMINAR LA PRESION ADMISIBLE DEL SUELO FUNDACION

	N°c	N°q	N°γ	γ (gr/cm3)	B*(m)	φ	c (Kg/cm2)
Cimentación Corrida	10.90	3.36	0.88	1.42	0.70	18.00	0.36

B: Ancho de la cimentación (dato asumido), el valor definitivo será obtenido luego de realizar el correspondiente análisis estructural.

Por lo que la presión admisible del suelo de fundación $q_u = q'_c/FS$.

CUADRO N° 9.4 – VALORES DE LA PRESION ADMISIBLE DEL SUELO FUNDACION

	Capacidad Portante (q'_c) (Kg/cm2)	Factor Seguridad (FS)	Capacidad de Carga de Diseño (q_u) (Kg/cm2)	Profundidad de cimentación* (Df) (m)
Cimentación Corrida	3.14	4.50	0.70	1.00

* La profundidad de cimentación se medirá a partir del nivel de terreno una vez realizado el corte (Norma E-0.50 Suelos y cimentaciones).

9.03 FACTOR DE SEGURIDAD:

Para el cálculo de la Presión Admisible del suelo, se ha considerado adoptar una Factor de Seguridad, en función de que este no solo debe reflejar la incertidumbre en el análisis de la capacidad portante, sino la observación teórica y práctica de que el asentamiento no es excesivo y/o se puede controlar.

Por lo que para estos casos, Se adoptó un coeficiente de seguridad de 4.50 para las zapatas ya que satisface las exigencias de la NTE E-050, y se utiliza debido principalmente a que como se expuso en el párrafo anterior:

- Prevenir las variaciones naturales en la resistencia al corte del suelo.
- Prever asentamientos diferenciales perjudiciales de la cimentación.
- De acuerdo con la reglamentación, la distorsión angular quedará limitada a 1/500 que es el límite seguro en edificios donde no se permitan grietas y a la vez están fundados sobre cimentaciones con anillos rígidos.
- Las incertidumbres implicadas en los métodos o fórmulas a utilizarse para la determinación de la carga última de la falla.

9.04 CÁLCULO DE ASENTAMIENTO:

El Método Elástico, para el cálculo de asentamientos, se basa en aplicaciones empíricas de la teoría de la elasticidad, La aplicación de esta teoría es empírica porque se realizan ciertas modificaciones (generalmente a las propiedades del material utilizadas en el análisis) para hacer las simplificaciones menos restrictivas

Es una buena práctica determinar el asentamiento inicial del suelo empleando la Teoría Elástica de Boussinesq, quien propone la siguiente expresión:

Método Elástico (Bossinesq):

$$s_i = \frac{qB(1 - \mu^2)}{E_s} * i_f$$

Donde:

- Si = Asentamiento probable (cm)
- ν = Relación de Poisson
- Es = Módulo de elasticidad (Tn/m²)
- If = Factor de Forma (cm/cm)
- q = Presión de Trabajo (Tn/m²)
- B = Ancho de la cimentación (m)

CUADRO N° 9.5 – ASENTAMIENTOS DE LA EDIFICACION (CASO ZAPATAS DE PLANTA RECTANGULAR A CUADRADA)

ESTRUCTURA	ν	Es (Tn/m ²)	If			Asentamiento probable Si (cm)		
			Centro	Esquina	Medio	Centro	Esquina	Medio
Zapata	0.19	2450	153	77	130	1.40	0.70	1.19

CUADRO N° 9.6 – ASENTAMIENTOS DE LA EDIFICACION (CASO CIMENTACION CORRIDA)

ESTRUCTURA	ν	Es (Tn/m ²)	If	Asentamiento probable Si (cm)
Cimentación Corrida	0.19	2450	82	0.50

Como se puede apreciar los asentamientos obtenidos no son significativos, esto no hubiera sido posible si no se hubiera realizado un mejoramiento del suelo a nivel de cimentación, por lo que es importante tener en cuenta algunas recomendaciones brindadas en el presente informe con la finalidad de lograr un nivel de fundación y una capa de mejoramiento cuya función sería modificar el módulo de elasticidad del suelo, e incrementar en forma proporcional el valor de la capacidad portante.

Por otro lado paralelo al cálculo del asentamientos, se verificó la distorsión angular que produce los asentamientos, lográndose restringir a valores comprendidos entre 1/500 a 1/700, los que están dentro del límite establecido en la Norma E0.50 de Suelos y Cimentaciones, dado este rango se establece que funciona efectivamente hasta una luz mínima de 3.50 m.

Finalmente al estimar los asentamientos diferenciales de la edificación, es necesario tener un asentamiento máximo permisible, y debido a la complejidad del comportamiento del suelo y a la poca información disponible es difícil tomar un parámetro de control de los asentamientos, no obstante diversos autores proponen emplear un asentamiento máximo permisible para estructuras aporticadas con muros de corte y ladrillos, equivalente a 1.00" o a 2.54 cm.

Entonces tomando como referencia el valor antes indicado, de los cuadros N° 9.5 y 9.6, se puede apreciar que las estructuras de fundación van a soportar asentamientos que se encuentran por debajo del límite máximo recomendado, lo que no significa que se deje de preparar al suelo a fin de que soporte el peso de las estructuras sin sufrir grandes asentamientos.

9.05 COEFICIENTE DE BALASTO DEL SUELO:

En todo problema geotécnico, el conocimiento o la estimación de las deformaciones en relación a las cargas asociadas que transfiere una fundación al terreno natural, es uno de los problemas más importantes de los proyectos de ingeniería.

C. Celso Ojeda
Alfredo Sifuentes Ortiz
CIP 74682
LABORATORIO DE MECANICA Y CONCRETO

Para resolver esta situación, se utiliza muy frecuentemente, el “Coeficiente de Balasto” o “Módulo de Reacción del Suelo” también conocido como “Coeficiente de Sulzberger”, estudiado muy en profundidad por Terzaghi

Este parámetro asocia la tensión transmitida al terreno por una placa rígida con la deformación o la penetración de la misma en el suelo, mediante la relación entre la tensión aplicada por la placa “q” y la penetración o asentamiento de la misma “y”. Generalmente se la identifica con la letra “k”

El método simplificado propuesto por Vesic, proporciona una expresión adecuada que permiten tomar valores típicos del suelo y asociarlos para el cálculo del Coeficiente de Balasto (K), por lo que K para el presente estudio puede calcularse como:

$$K = E_s / [B(1-\mu^2)]$$

Donde:

K = Coeficiente de Balasto

E_s = Módulo de deformación o elasticidad del suelo.

B = Ancho de la zapata

μ = Coeficiente del Poisson del terreno.

Los valores recomendados para el cálculo del Coeficiente de Balasto (K) del suelo son los siguientes:

CUADRO N° 9.7 – PARAMETROS PARA CALCULO DE COEFICIENTE DE BALASTO

Módulo de Elasticidad (Tn/m ²)	Coeficiente de Poisson	Coeficiente de Balasto (Tn/m ³)
1120	0.22	980.80

10.0.0 PARAMETROS PARA DISEÑO DE LAS OBRAS DE SOSTENIMIENTO:

Los valores recomendados para la evaluación de los empujes laterales son los siguientes:

CUADRO N° 10.1 – VALORES PARA DISEÑO DE OBRAS DE SOSTENIMIENTO

Nombre	Símbolo	Valor
Peso Unitario del terreno de fundación.	γ	1.42 tn/m ³
Angulo de Fricción del suelo de fundación.	Φ	18°
Coeficiente Activo Estático	K _a	0.53
Coeficiente en Reposo Estático	K _o	0.69
Coeficiente Pasivo Estático	K _p	1.89
Coeficiente de fricción bajo la cimentación	Tan δ	0.13

11.0.0 EFECTO DE SISMO:

Las vibraciones producidas por un sismo se transmiten a través de las rocas de la corteza terrestre. En un lugar específico, las vibraciones que llegan al basamento rocoso son a su vez transmitidas hacia la superficie a través de los suelos existentes en el lugar. Las vibraciones sufren variaciones al ser transmitidas a lo largo de las trayectorias recorridas, llegando a la superficie con características que dependen no sólo de las que tenían en su origen, sino también de la trayectoria seguida a lo largo de la corteza terrestre y de las propiedades de los suelos que existen en el lugar.

En el presente caso para determinar la sismicidad del lugar se han analizado las aceleraciones procedentes de los mapas de aceleraciones máximas en la roca para periodos de recurrencia sísmica de 30, 50 y 100 años propuestas por Casaverde y

Vargas (1980) los que indican que el terreno estudiado se encuentra en una **zona de sismicidad alta**.

De acuerdo al Reglamento Nacional de construcciones, Noma Técnica de Edificación E.030 – Diseño Sismorresistente, las estructuras se proyectarán en base a las siguientes características:

CUADRO N° 10.1 – VALORES PARA DISEÑO SISMICO DE LAS ESTRUCTURAS

Parámetro	Valor
Factor de uso, (Categoría A)	1.5
Factor de Zona (Zona 3)	0.40
Tipo de Suelo	S ₂
Periodo (Tp)	0.60
Amplificación del suelo (S)	1.20

12.0.0 PLANOS Y PERFILES DE SUELOS

Se adjuntan en los Anexos I.

13.0.0 RESULTADOS DE LOS ENSAYOS DE LABORATORIO

Se adjuntan en los Anexos III.

14.0.0 CONCLUSIONES:

- 14.01 La zona del proyecto, se localiza en terreno propiedad de la I.E. N° 8224, en el Distrito de Llacanora, Provincia Cajamarca, Dpto. Cajamarca, en el área urbana, por el consiguiente hecho se puede acceder a través de vías o calles en zonas debidamente consolidadas y definidas.
- 14.02 La Estratigrafía de la zona de estudio es relativamente homogénea, y está formado por depósitos de origen cuaternario, compuesto por suelos finos de naturaleza cohesiva, que se encuentra en estado medianamente consolidado, y moderadamente saturado, presenta una estructura maciza o continua, con presencia de grietas y micro fisuras por donde penetra la humedad superficial hacia el sub suelo.

Estructuralmente se comporta fuerte y resistente en estado seco con dilatación lenta y tenacidad media, tiene disposición a adsorber elevadas cantidades de agua debido a su naturaleza poco permeable, y al entrar en contacto con la humedad se torna blando e inestable, perdiendo resistencia al corte

- 14.03 Durante las investigaciones de campo, se ha detectado la presencia de humedad y filtraciones en el sub suelo a partir de 2.80 m. en la fecha que se realizó la investigación de campo (Noviembre del 2017).
- 14.04 Para el cálculo de la capacidad portante del suelo de fundación se emplearon expresiones aceptadas por la Mecánica de Suelos, la que fueron analizadas para diferentes profundidades de cimentación, diferentes tipos de cimentación, y restringiendo los asentamientos de tal manera que no se presenten asentamientos diferenciales de consideración; luego dentro de todas las expresiones utilizadas, la que finalmente dio resultados más racionales fue La Fórmula de Terzaghy para el caso de falla por corte local, para zapatas de sección rectangular a cuadrada, y el tipo de cimentación que más se adecue para la zona del proyecto es de zapatas aisladas conectadas mediante vigas de cimentación para que actúen formando anillos rígidos y, se obtuvo una capacidad portante del suelo igual a:

$Q_d = 0.90 \text{ Kg/cm}^2$, a una profundidad mínima de 1.20 m.

Igualmente para el caso de cimentaciones corridas a ser usadas en muros y cercos perimétricos, se utilizará la fórmula de Terzaghi para el caso de falla por corte local para una cimentación corrida, cuyo valor de presión admisible será:

$Q_d = 0.70 \text{ Kg/cm}^2$, a una profundidad mínima de 1.00 m.

- 14.05 De acuerdo a la presión admisible por asentamientos, los factores de seguridad satisfacen las exigencias de la NTE E.050, de ser igual o mayor que 3 para cargas estáticas.

15.0.0 RECOMENDACIONES

- 15.01 La profundidad de cimentación más adecuada es aquella que garantice que la estructura se cimiente sobre un terreno natural y estable.
- 15.02 El tipo de cimentación sugerido para el caso de elementos portantes, es una cimentación directa, compuesta por zapatas aisladas, y de planta rectangular a cuadrada, cuyas dimensiones y geometría deberán ser determinadas previo análisis estructural. Para evitar asentamientos diferenciales inesperados y absorber cualquier esfuerzo de torsión debido a la colocación de zapatas excéntricas, será necesario unir las zapatas aisladas por medio de una viga de cimentación, para que actúen formando anillos rígidos cerrados que minimicen las deformaciones diferenciales que puedan ocurrir en las estructuras, por los cambios cíclicos del contenido de humedad del suelo y eviten aparición de grietas en los muros del proyecto.
- 15.03 De igual manera para muros y cercos perimétricos se utilizará una cimentación corrida, igualmente reforzada con vigas de cimentación para evitar asentamientos diferenciales
- 15.04 Debido a las características del suelo, cuando se cimiente las zapatas, se recomienda emplear una profundidad de cimentación mínima igual a 1.20 m, **con respecto a la superficie final del terreno (luego del corte)**, para alcanzar los desniveles del proyecto, de esta manera se estará proporcionando a la cimentación una profundidad de confinamiento adecuada, y estará apoyada sobre una matriz de arcillas inorgánicas de alta plasticidad en estado medianamente consolidado (CH).
- 15.05 Para la cimentación corrida se recomienda utilizar una profundidad mínima de desplante igual a 1.00 m. luego de realizado el corte.
- 15.06 Tomando como base lo indicado en las recomendaciones y a la vez definiendo la profundidad de cimentación como **aquella resultante después de realizar los trabajos de corte que no necesariamente tiene que coincidir con los niveles actuales del terreno**, se tendrá una profundidad mínima de 1.20 m. de excavación para zapatas, luego vendrán los trabajos de mejoramiento del suelo; en este punto se colocará por debajo de la zapata, una solera de limpieza o de asiento, conformado por concreto pobre en una proporción C:H 1:10 (cota 1.20 m. a 1.30 m.); luego debido a la presencia de humedad en el sub suelo, se deberá estabilizar, para lo que se recomienda que entre las cotas 1.30 m. a 1.60 m. se coloque una capa de material granular, que lo conformará piedra angular de cantera de cerro cuyos fragmentos tendrán suficiente resistencia como para que soporte elevados grados de saturación sin desintegrarse; también en su defecto se puede colocar "over" proveniente de cantera de rio. En ambos casos los bloques, estará debidamente seleccionados presentando un tamaño más o menos uniforme y un diámetro promedio de 5", e irán colocados, de tal manera que se asegure una adecuada compacidad de los elementos
- 15.07 Antes de realizar las obras de cimentación, es conveniente que el suelo de fundación se encuentre seco, además de que deberá estar protegido de la de la lluvia, para evitar que el sub suelo se sature
- 15.08 Al momento de proyectar las estructuras, es muy importante plantear la construcción de un adecuado sistema de drenaje de aguas superficiales alrededor de toda la edificación, con el objeto de impedir la infiltración de aguas pluviales en el terreno de fundación, y también contrarrestar el efecto de filtraciones en el sub suelo, ya que esto podría ocasionar disminución en la resistencia al corte del suelo, con el consiguiente perjuicio en las estructuras.
- 15.09 En la excavación de las perforaciones, se han observado problemas de estabilidad en las paredes debido principalmente a la naturaleza friccionante y pérdida de compacidad del

suelo granular existente en la zona del proyecto, por lo que en la obra se deberán tomar las precauciones debidas para proteger las paredes de las excavaciones y cimentaciones en general, mediante entibaciones y/o calzaduras con la finalidad de proteger a los operarios y evitar daños a terceros conforme los indica la Norma E-050.

- 15.10 El proyecto plantea construcción de patios, pisos y obras exteriores, donde se deberá tener en consideración los siguientes aspectos importantes:

PISOS, PATIOS Y OBRAS EXTERIORES: tendrá el siguiente diseño geométrico:

- **Subrasante.**- El material de la subrasante estará conformado por capas de material de relleno, por lo que antes de ejecutar los trabajos se deberá comprobar la estabilidad de estos materiales o si no deberán ser reemplazados por otro material adecuado y que cumpla con los lineamientos establecidos en el ítem 4.4 de la Norma Técnica E-0.50.

- **Base.**- El material a emplear en la base será del tipo granular, con un espesor mínimo de 0.15 m. compactada, al 95 % de la Máxima densidad Seca del Proctor Modificado – Método C.

- 15.11 Los agregados utilizados en la elaboración del concreto deben cumplir con la norma ASTM C 33 así como el agua con la norma E-060, el aglomerante a emplear será cemento tipo MS.

- 15.12 **ESPECIFICACIONES ADICIONALES:**

MATERIAL DE BASE: El material a emplear en la conformación de la base granular para la construcción de pisos, relleno, deberá ser una capa de afirmado de buena calidad que cumpla con las siguientes especificaciones:

- Desgaste Los Angeles : 50% máx. (MTC E 207)
- Límite Líquido: no debe exceder de 35%
- Índice de Plasticidad : 4 – 9 (MTC E 111)
- CBR : 40% mín. referido al 100% de la MDS y a una penetración de carga de 2.5 mm
- Los materiales granulares, son adecuados para la construcción de las diferentes estructuras de mejoramiento, estos deberán tener una distribución granulométrica tal que garantice un correcto proceso de compactación y estabilidad del sub suelo, por lo que para el empleo de estos materiales, necesariamente deberán cumplir con alguna de las dos gradaciones recomendadas.

Tamiz	Porcentaje que pasa	
	A - 1	A - 2
50 mm (2")	100	---
37.5 mm (1½")	100	----
25 mm (1")	90 - 100	100
19 mm (¾")	65 - 100	80 – 100
9.5 mm (3/8")	45 - 80	65 – 100
4.75 mm (N° 4)	30 - 65	50 – 85
2.0 mm (N° 10)	22 - 52	33 – 67
4.25 um (N° 40)	15 - 35	20 – 45
75 um (N° 200)	5 - 20	5 - 20

MATERIAL PARA RELLENOS: Debido a las características del proyecto, surge la necesidad de rellenar áreas para poder alcanzar las cotas o niveles necesarios para la construcción y que no cumplen ninguna función estructural, en vista de esto, se deberá tener especial cuidado al utilizar materiales que deberán ser acordes con estas labores, debiéndose tenerse en cuenta además que :

Antes de ejecutar el relleno de una zona se limpiará la superficie del terreno eliminando las raíces u otras materias orgánicas, garantizando que el terreno a rellenar permanezca estable, exento de agua, materia orgánica y otros desperdicios no aptos para la construcción.

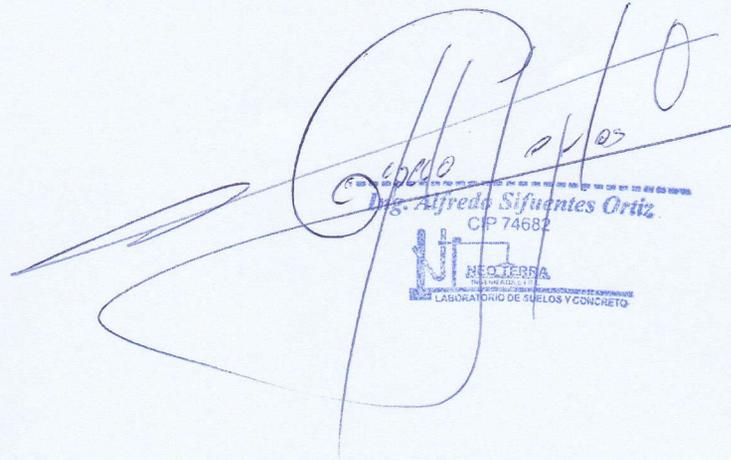
El material del relleno a emplear estará libre de material orgánico y de cualquier otro material comprimible.

Podrá emplearse el material excedente de las excavaciones siempre que cumpla con los requisitos indicados en el párrafo anterior y previa mezcla con un mínimo de 30% de material granular, conformado por hormigón, con la finalidad de poder estabilizar el suelo.

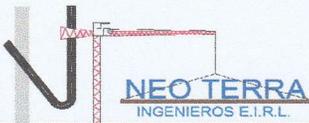
Adicionalmente los rellenos se realizarán conformando capas de 0.20 m. de espesor, las cuales deberán ir compactadas a un mínimo del 95% de la máxima densidad seca obtenida con el proctor estándar.

- 15.13 Es importante indicar que toda recomendación expuesta en relación a la cimentación, es complementario con criterios estructurales que puedan definirse después de realizar el respectivo metrado de cargas y correspondiente análisis estructural del comportamiento de la edificación a proyectar, por lo que en esta etapa puede definirse otros conceptos que pudieran ser adoptados como válidos para cimentar, en todo caso se recomienda que independiente de los criterios de tratamiento para la cimentación que se tenga se deberá respetar la **profundidad mínima** de cimentación recomendada igual a 1.80 m. para zapatas estructurales y de 1.00 m. para cimentación corrida, tomando como nivel de referencia la cota luego del corte final del terreno.

Cajamarca, Mayo del 2018.



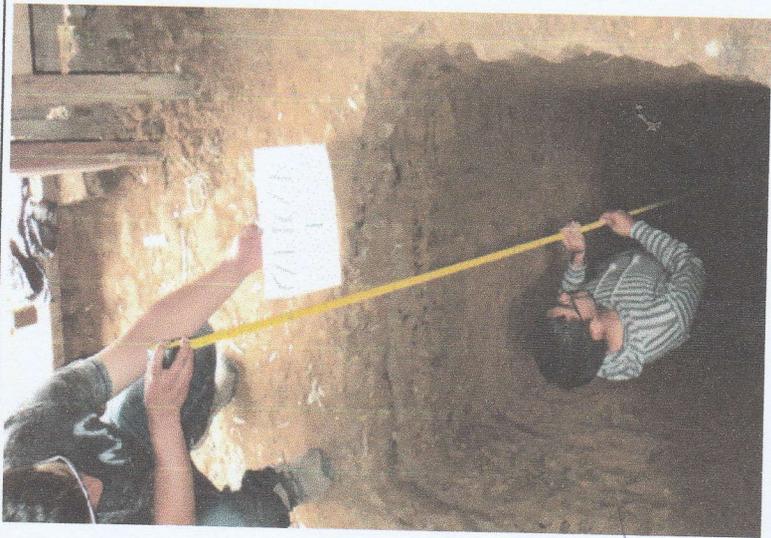
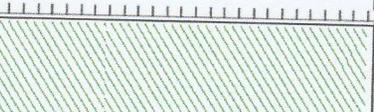
CP 74682
Ing. Alfredo Sifuentes Ortiz
CIP 74682
NEO TERRA
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y CONCRETO



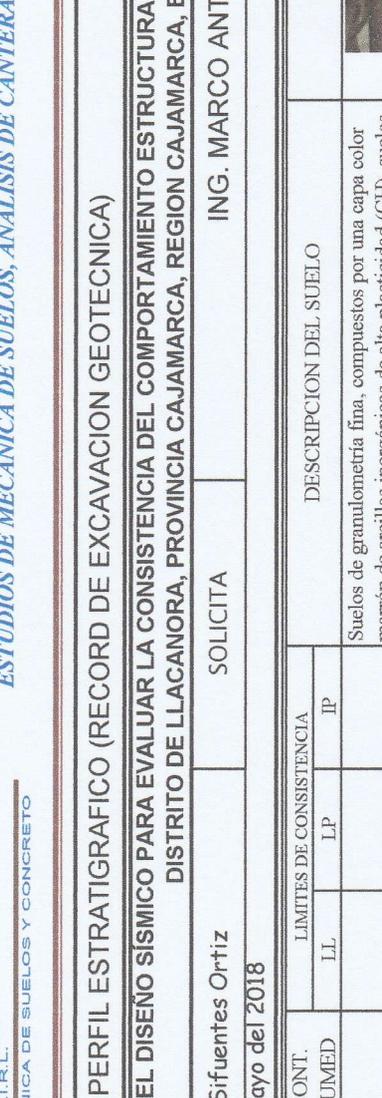
ALFREDO SIFUENTES ORTIZ INGENIERO CIVIL C.I.P. N° 74682
*ESTUDIOS DE MECANICA DE SUELOS, ANALISIS DE CANTERAS Y
DISEÑO DE MEZCLAS DE CONCRETO.*

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y CONCRETO
Registro INDECOPI N°: 00019697

ANEXO I - REGISTRO DE EXCAVACIONES

PROYECTO:		PERFIL ESTRATIGRAFICO (RECORD DE EXCAVACION GEOTECNICA)					CALICATA N° 1	
Realizado por:		ANALISIS DEL DISEÑO SISMICO PARA EVALUAR LA CONSISTENCIA DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL SISMO-RESISTENTE DE LA I.E. N° 82069 DEL DISTRITO DE LLACANORA, PROVINCIA CAJAMARCA, REGION CAJAMARCA, EN EL AÑO 2017						
fecha:		SOLICITA					ING. MARCO ANTONIO CHAVEZ MARIN	
CLASIFICACION SUCS	GRAFICO	CONT. HUMED	LIMITES DE CONSISTENCIA			DESCRIPCION DEL SUELO	FOTOGRAFIA	
			LL	LP	IP			
0.60 m.						Capa de Relleno Artificial compuesto por grava y arcilla limosa de plasticidad media, ligeramente húmeda, medianamente compacta, con fragmentos de grava semiangulares		
CH		29.26%	55.00%	28.00%	27.00%	Suelos de granulometria fina, compuestos por una capa color marrón de arcillas inorgánicas de alta plasticidad (CH), suelos de granulometria fina, en estado medianamente consolidado, de comportamiento estable y resistente en estado seco, inestable al entrar en contacto con la humedad		
2.40 m.		30.73%	44.00%	23.00%	21.00%	Depósito color gris de arcillas inorgánicas medianamente plásticas (CL), suelos saturados y de consistencia media, combinado con abundante cantidad de arena de grano fino, en estado medianamente consolidado, con ausencia de material granular, por lo que se tiene íntegramente suelos de granulometria fina		
3.00 m.								
OBSERVACIONES:								
Durante el proceso de muestreo, se encontró filtraciones y humedad a partir de 1.30 m.								

Alfredo Sifuentes Ortiz
Ing. Alfredo Sifuentes Ortiz
CIP 74682
NEOTERRA
INGENIEROS E.I.R.L.
LABORATORIO DE SUELOS Y CONCRETO

PERFIL ESTRATIGRAFICO (RECORD DE EXCAVACION GEOTECNICA)		CALICATA N° 2				
PROYECTO:						
ANÁLISIS DEL DISEÑO SÍSMICO PARA EVALUAR LA CONSISTENCIA DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL SISMO-RESISTENTE DE LA I.E. N° 82069 DEL DISTRITO DE LLACANORA, PROVINCIA CAJAMARCA, REGION CAJAMARCA, EN EL AÑO 2017						
Realizado por:		SOLICITA				
Ing. Alfredo Sifuentes Ortiz		ING. MARCO ANTONIO CHAVEZ MARIN				
fecha:						
Cajamarca, Mayo del 2018						
CLASIFICACION SUCS	GRAFICO	LIMITES DE CONSISTENCIA			DESCRIPCION DEL SUELO	FOTOGRAFIA
		CONT. HUMED	LL	LP		
CH		28.20%	54.00%	26.00%	28.00%	
3.00 m.						
OBSERVACIONES:						
Durante el proceso de muestreo, se encontró filtraciones y humedad a partir de 2.80 m.						

ANEXO II - CALCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE Y ASENTAMIENTO

PROYECTO	ANÁLISIS DEL DISEÑO SÍSMICO PARA EVALUAR LA CONSISTENCIA DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL SISMO-RESISTENTE DE LA I.E. N° 82069 DEL DISTRITO DE LLACANORA, PROVINCIA CAJAMARCA, REGION CAJAMARCA, EN EL AÑO 2017		
SOLICITA	ING. MARCO ANTONIO CHAVEZ MARIN		
UBICACION	Distrito Llacanora, Provincia Cajamarca, Dpto. Cajamarca		
MUESTRA	Calicata 1, Estrato 1	ESTRUCTURA	Cimientos corridos
FECHA:	Cajamarca, Mayo del 2018		

CALCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE DE UN SUELO - CASO FALLA POR CORTE LOCAL - ZAPATA DE SECCION RECTANGULAR A

PARAMETROS CONOCIDOS

CLASIFICACION SUCS	:	CH
[Ø] ANGULO FRICCION INTERI	:	18.00 (Ingresar en grados y decimales de grado)
[c] COHESION.	:	0.36 (Ingresar en Kg/cm ²)
[γ] PESO UNITARIO	:	1.420 (Ingresar en gr/cm ³)
[Df] PROF. CIMENTACION (cm)	:	120.00 (Ingresar en centímetros)
[B] ANCHO ZAPATA (cm)	:	120.00 (Ingresar en centímetros)

FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA

N ^c	:	10.90 **
N ^q	:	3.36 **
N ^γ	:	0.88 **

** Valores obtenidos de la tabla 3.2 - Factores de Capacidad de Carga de Terzaghi
Pg. 160 - Cap. Tres - Principios de Ingeniería de Cimentaciones Braja M. Das - 4ta Edición.

CAPACIDAD PORTANTE

$$q'c = c * N^c + \gamma * Df * N^q + 0.4 * \gamma * B * N^\gamma$$

q'c : 4.03 kg/cm²

CAPACIDAD DE CARGA DE DISEÑO (qu)

q'c / 4.50 (Rango de seguridad). 0.90 Kg/cm²

CAPACIDAD PORTANTE (FALLA POR ASENTAMIENTO)

Se propone limitar el asentamiento de la cimentación a 1.50" (3.81 cm.), utilizando la ecuación planteada por Terzaghi y Peck que se presenta a continuación:

$$q_u = \frac{S_i * E_s}{B(1 - \mu^2) I_f}$$

Alfredo Sifuentes Ortiz
Ing. Alfredo Sifuentes Ortiz
CIP 74682
NEO TERRA
LABORATORIO DE SUELOS Y CONCRETO

PROYECTO	ANÁLISIS DEL DISEÑO SÍSMICO PARA EVALUAR LA CONSISTENCIA DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL SISMO-RESISTENTE DE LA I.E. N° 82069 DEL DISTRITO DE LLACANORA, PROVINCIA CAJAMARCA, REGION CAJAMARCA, EN EL AÑO 2017		
SOLICITA	ING. MARCO ANTONIO CHAVEZ MARIN		
UBICACION	Distrito Llacanora, Provincia Cajamarca, Dpto. Cajamarca		
MUESTRA	Calicata 1, Estrato 1	ESTRUCTURA	Cimientos corridos
FECHA:	Cajamarca, Mayo del 2018		

CALCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE DE UN SUELO - CASO FALLA POR ASENTAMIENTO - METODO TERZAGHI - PECK

Relación de Poisson	μ	=	0.22
Módulo de Elasticidad	E_s	=	1120 Ton/m ²
Asentamiento permisible	$S_{i(max)}$	=	3.81 cm
Ancho de la cimentación	B	=	1.20 m
Factor de Forma	I_f	=	120 cm/m

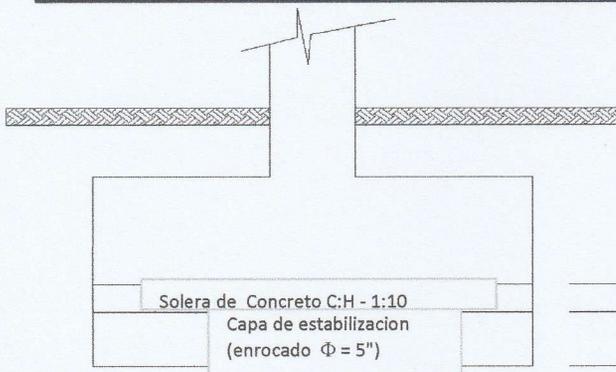
CAPACIDAD PORTANTE (FALLA POR ASENTAMIENTO)

$$q_u = \frac{S_i * E_s}{B(1 - \mu^2) I_f} \quad q_u = 3.11 \text{ Kg/cm}^2$$

Finalmente, considerando el valor más desfavorable entre falla por corte local y falla por asentamientos, obtenemos:

q_u (diseño) = 0.90 Kg/cm²

VERIFICACION DE LA CIMENTACION



$D_f = 1.20 \text{ m.}$

$h = 0.10 \text{ m}$

$h = 0.30 \text{ m.}$

Ing. Alfredo Sifuentes Ortiz
CIP 74682

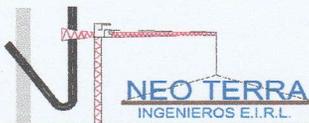
NEO TERRA
INGENIEROS E.I.R.L.
LABORATORIO DE SUELOS Y CONCRETO

$\gamma = 1.42 \text{ gr/cm}^3$

$\Phi = 18^\circ$

$c = 0.36 \text{ Kg/cm}^2$

ASENTAMIENTOS EN ZAPATAS		ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES (δ) Y DISTORSION ANGULAR (α)		COEFICIENTE DE BALASTO K (Tn/m ³)
ZONA	S_i (cm)	Zapata Centro - Esquina	δ^*	Método de Versic
Zapata Central	1.40			$K = E_s / [B(1 - \mu^2)]$
Zapata Esquina	0.70	Zapata Esquina - Medio	δ^*	$K = 980.8 \text{ Tn/m}^3$
Zapata medianera	1.19		α	



ALFREDO SIFUENTES ORTIZ INGENIERO CIVIL C.I.P. N° 74682
*ESTUDIOS DE MECANICA DE SUELOS, ANALISIS DE CANTERAS Y
DISEÑO DE MEZCLAS DE CONCRETO.*

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y CONCRETO
Registro INDECOPI N°: 00019697

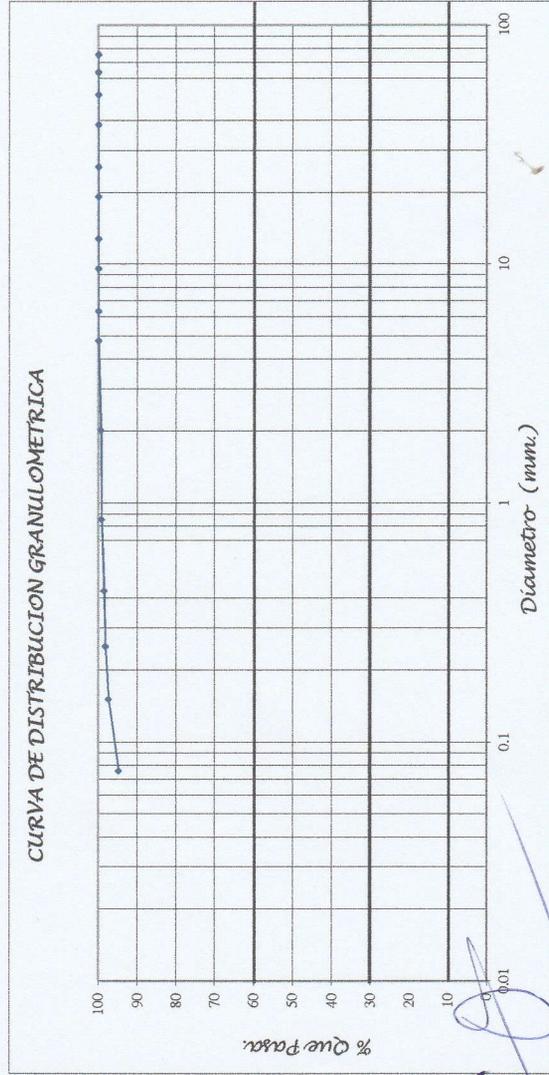
ANEXO III - RESULTADOS DE LOS ENSAYOS DE LABORATORIO

PROYECTO		ANÁLISIS DEL DISEÑO SÍSMICO PARA EVALUAR LA CONSISTENCIA DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL SISMO-RESISTENTE DE LA I.E. N° 82069 DEL DISTRITO DE LLACANORA, PROVINCIA CAJAMARCA, REGION CAJAMARCA, EN EL AÑO 2017	
SOLICITA	ING. MARCO ANTONIO CHAVEZ MARIN		UBICACIÓN
MUESTRA	Calicata 01 Estrato 1	FECHA: MAYO DEL 2018	Distrito Llacanora, Provincia Cajamarca, Dpto. Cajamarca

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR LAVADO ASTM - D422

PESO SECO INICIAL :	1200.00 gr.
PESO SECO FINAL :	62.94 gr.
PESO MENOR No 200 :	1137.06 gr.

TAMIZ N°	PESO RETENIDO		PORCENTAJE ACUMULADO	
	Abert (mm)	PARCIAL	% Parcial	% Reten. Acumulado
3	75.00	0.00	0.00	100.00
2 1/2"	63.00	0.00	0.00	100.00
2"	50.80	0.00	0.00	100.00
1 1/2"	38.10	0.00	0.00	100.00
1"	25.40	0.00	0.00	100.00
3/4"	19.00	0.00	0.00	100.00
1/2"	12.70	0.00	0.00	100.00
3/8"	9.50	0.00	0.00	100.00
1/4"	6.30	0.00	0.00	100.00
N° 4	4.75	0.00	0.00	100.00
N° 10	2.00	7.21	0.60	99.40
N° 20	0.85	2.58	0.22	99.18
N° 40	0.43	6.87	0.57	98.61
N° 60	0.25	4.65	0.39	98.22
N° 100	0.15	9.58	0.80	97.43
N° 200	0.08	32.05	2.67	94.76
Cazoleta	0.00	0.00	0.00	94.76
TOTAL		62.94		



Alfredo Sifuentes Ortiz
 CIP 74682
 LABORATORIO DE SUELOS Y CONCRETO

RESUMEN

MALLA	%QUE PASA	SUCS	CH	D60 =	TIPO MUESTRA	ALTERADA
N° 4	100.00	AASHTO	0.00			
N° 10	99.40	% GRAVA	5.25		Cu =	
N° 40	98.61	% ARENA	94.76		Cc =	
N° 200	94.76	%FINOS				

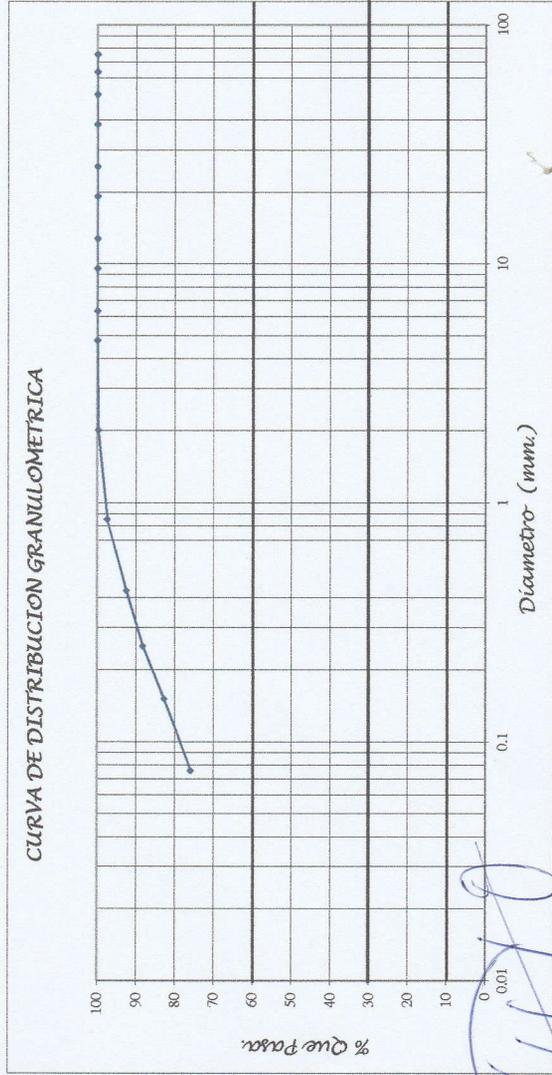
-) CONDICION DE MUESTREO: Realizado por el laboratorio.
 -) TIPO DE MUESTRA : Alterada tipo Mab.

PROYECTO	ANÁLISIS DEL DISEÑO SÍSMICO PARA EVALUAR LA CONSISTENCIA DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL SISMO-RESISTENTE DE LA I.E. N° 82069 DEL DISTRITO DE LLACANORA, PROVINCIA CAJAMARCA, REGION CAJAMARCA, EN EL AÑO 2017	
SOLICITA	ING. MARCO ANTONIO CHAVEZ MARIN	
MUESTRA	Calicata 01 Estrato 2	FECHA: MAYO DEL 2018
	UBICACIÓN: Distrito Llacanora, Provincia Cajamarca, Dpto. Cajamarca	

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR LAVADO ASTM - D422

PESO SECO INICIAL :	850.00 gr.
PESO SECO FINAL :	204.50 gr.
PESO MENOR No 200 :	645.50 gr.

TAMIZ N°	Abert (mm)	PESO RETENIDO		PORCENTAJE ACUMULADO	
		PARCIAL	% Parcial	% Reten. Acumulado	% Que Pasa
3	75.00	0.00	0.00	0.00	100.00
2 1/2"	63.00	0.00	0.00	0.00	100.00
2"	50.80	0.00	0.00	0.00	100.00
1 1/2"	38.10	0.00	0.00	0.00	100.00
1"	25.40	0.00	0.00	0.00	100.00
3/4"	19.00	0.00	0.00	0.00	100.00
1/2"	12.70	0.00	0.00	0.00	100.00
3/8"	9.50	0.00	0.00	0.00	100.00
1/4"	6.30	0.00	0.00	0.00	100.00
N° 4	4.75	0.00	0.00	0.00	100.00
N° 10	2.00	2.35	0.28	0.28	99.72
N° 20	0.85	19.25	2.26	2.54	97.46
N° 40	0.43	42.18	4.96	7.50	92.50
N° 60	0.25	35.77	4.21	11.71	88.29
N° 100	0.15	46.29	5.45	17.16	82.84
N° 200	0.08	58.66	6.90	24.06	75.94
Cazoleta	0.00	0.00	0.00	24.06	75.94
TOTAL		204.50			



Ing. Alfredo Sifuentes Ortiz
 CIP 74682
 LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y CONCRETO

RESUMEN

MALLA	% QUE PASA	SUCS	CL
N° 4	100.00	AASHTO	
N° 10	99.72	% GRAVA	0.00
N° 40	92.50	% ARENA	24.06
N° 200	75.94	% FINOS	75.94

-) CONDICION DE MUESTREO: Realizado por el laboratorio.
 -) TIPO DE MUESTRA: Alterada tipo Mab.

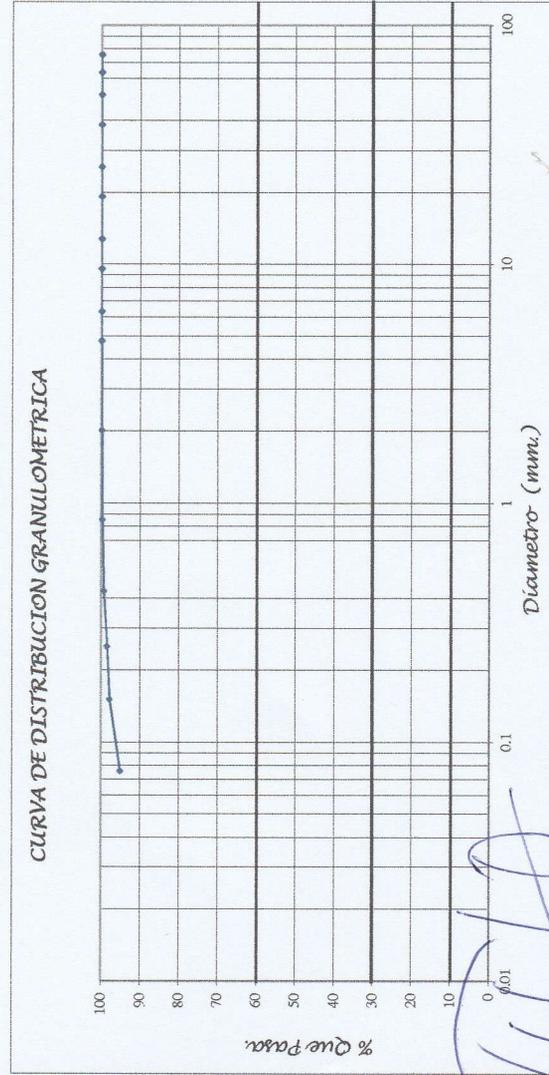
TIPO MUESTRA	ALTERADA
Cu =	
Cc =	

PROYECTO	ANÁLISIS DEL DISEÑO SÍSMICO PARA EVALUAR LA CONSISTENCIA DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL SISMO-RESISTENTE DE LA I.E. N° 82069 DEL DISTRITO DE LLACANORA, PROVINCIA CAJAMARCA, REGION CAJAMARCA, EN EL AÑO 2017		
SOLICITA	ING. MARCO ANTONIO CHAVEZ MARIN		
MUESTRA	Calicata 02 Estrato 1	FECHA: MAYO DEL 2018	UBICACIÓN Distrito Llacanora, Provincia Cajamarca, Dpto. Cajamarca

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR LAVADO ASTM - D422

PESO SECO INICIAL :	960.00 gr.
PESO SECO FINAL :	46.95 gr.
PESO MENOR No 200 :	913.05 gr.

TAMIZ N°	Abert (mm)	PESO RETENIDO		PORCENTAJE ACUMULADO	
		PARCIAL	% Parcial	% Reten. Acumulado	% Que Pasa
3	75.00	0.00	0.00	0.00	100.00
2 1/2"	63.00	0.00	0.00	0.00	100.00
2"	50.80	0.00	0.00	0.00	100.00
1 1/2"	38.10	0.00	0.00	0.00	100.00
1"	25.40	0.00	0.00	0.00	100.00
3/4"	19.00	0.00	0.00	0.00	100.00
1/2"	12.70	0.00	0.00	0.00	100.00
3/8"	9.50	0.00	0.00	0.00	100.00
1/4"	6.30	0.00	0.00	0.00	100.00
N° 4	4.75	0.00	0.00	0.00	100.00
N° 10	2.00	1.06	0.11	0.11	99.89
N° 20	0.85	1.58	0.16	0.28	99.73
N° 40	0.43	3.69	0.38	0.66	99.34
N° 60	0.25	8.41	0.88	1.54	98.46
N° 100	0.15	5.23	0.54	2.08	97.92
N° 200	0.08	26.98	2.81	4.89	95.11
Cazoleta	0.00	0.00	0.00	4.89	95.11
TOTAL		46.95			



Ing. Alfredo Sifuentes Ortiz
CIP 74682
NEO TERRA
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y CONCRETO

RESUMEN

MALLA	% QUE PASA	SUCS	CH
N° 4	100.00	AASHTO	
N° 10	99.89	% GRAVA	0.00
N° 40	99.34	% ARENA	4.89
N° 200	95.11	% FINOS	95.11

TIPO MUESTRA	ALTERADA
Cu =	
Cc =	

CONDICION DE MUESTREO: Realizado por el laboratorio.
TIPO DE MUESTRA: Alterada tipo Mab.

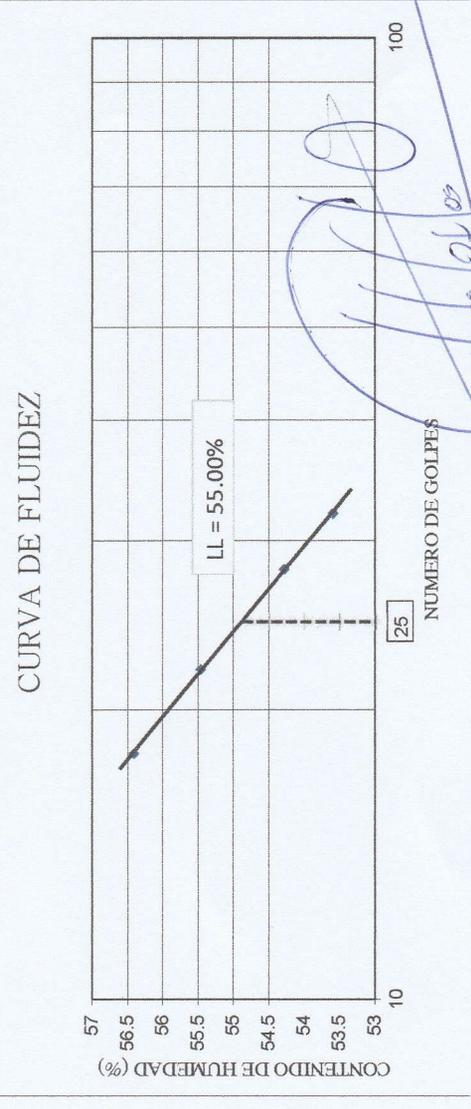
PROYECTO	ANÁLISIS DEL DISEÑO SÍSMICO PARA EVALUAR LA CONSISTENCIA DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL SISMO-RESISTENTE DE LA I.E. N° 82069 DEL DISTRITO DE LLACANORA, PROVINCIA CAJAMARCA, EN EL AÑO 2017	
SOLICITA	ING. MARCO ANTONIO CHAVEZ MARIN	UBICACIÓN
MUESTRA	Calicata 01 Estrato 1	Distrito Llacanora, Provincia Cajamarca, Dpto. Cajamarca
	FECHA: MAYO DEL 2018	

LIMITES DE ATTERBERG - ASTM D4318

ENSAYO N°	LÍMITE LÍQUIDO				LÍMITE PLÁSTICO	
	1	2	3	4	1	2
Peso suelo hum+tara	46.85	43.05	41.20	41.58	34.01	34.30
Peso suelo seco + tara	40.28	37.84	36.21	36.27	32.67	33.01
Peso del Agua	6.57	5.21	4.99	5.30	1.34	1.29
Peso Tara	28.03	28.23	27.21	26.87	27.92	28.42
Peso del suelo	12.25	9.61	8.99	9.40	4.75	4.59
Contenido de humedad (%)	53.59	54.28	55.47	56.41	28.14	28.04
Número de golpes	32	28	22	18	PROMEDIO (%)	28.09

MUESTRA	Calicata 01		Calicata 01
ESTRATO	1	A	1
TARA No			B
Peso suelo hum+tara	253.16	245.10	257.13
Peso suelo seco + tara	203.23	197.21	205.75
Peso del agua	49.94	47.89	51.38
Peso tara	32.86	32.11	31.47
Peso del suelo	170.37	165.10	174.28
Contenido de humedad (%)	29.31	29.00	29.48
PROMEDIO (%)	29.26		

CONTENIDO NATURAL DE HUMEDAD ASTM D 2216



LÍMITE LÍQUIDO =	55.00%
LÍMITE PLÁSTICO =	28.00%
INDICE PLÁSTICO =	27.00%
W(%) PROM.	29.26%
INDICE LIQUIDEZ	0.05

ESPECIFICACIONES:
Secado de la muestra antes del ensayo: A temperatura ambiente.
Secado de la muestra para obtener humedades: Al horno a 110°C ±5°C
Tipo de Muestra para Ensayo: Alterada.
Agua Empleada: Agua Potable.
Rango de Medición: Balanza electrónica de 500gr. y 0.01gr.
Muestra: Calicata 01 Estrato 1

CONDICION DE MUESTRO:
Realizado por el laboratorio.

SUCS	TIPO DE MUESTRA ALCANZADA
CH	Alterada del tipo Mab.

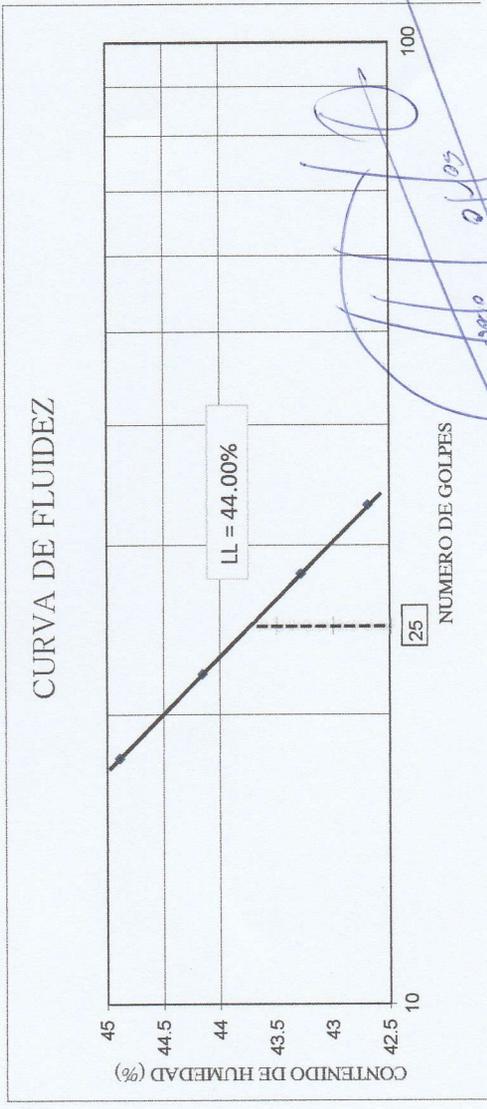
Alfredo Sifuentes Ortiz
C.I.P. 74682
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y CONCRETO

PROYECTO	ANÁLISIS DEL DISEÑO SÍSMICO PARA EVALUAR LA CONSISTENCIA DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL SISMO-RESISTENTE DE LA I.E. N° 82069 DEL DISTRITO DE LLACANORA, PROVINCIA CAJAMARCA, REGION CAJAMARCA, EN EL AÑO 2017	
SOLICITA	ING. MARCO ANTONIO CHAVEZ MARIN	UBICACIÓN
MUESTRA	Calicata 01 Estrato 2	Distrito Llacanora, Provincia Cajamarca, Dpto. Cajamarca
	FECHA: MAYO DEL 2018	

LIMITES DE ATTERBERG - ASTM D4318

ENSAYO N°	LÍMITE LÍQUIDO				LÍMITE PLÁSTICO	
	1	2	3	4	1	2
Peso suelo hum+tara	54.18	50.91	49.85	53.40	33.97	35.82
Peso suelo seco + tara	46.20	43.85	43.15	45.58	32.88	34.25
Peso del Agua	7.98	7.07	6.70	7.82	1.09	1.56
Peso tara	27.50	27.52	27.98	28.16	28.13	27.53
Peso del suelo	18.70	16.33	15.17	17.42	4.75	6.72
Contenido de humedad (%)	42.69	43.28	44.16	44.89	23.02	23.28
Número de golpes	33	28	22	18	PROMEDIO (%)	
					23.02	23.15

MUESTRA	Calicata 01	Calicata 01	Calicata 01
ESTRATO	2	2	2
TARA NO	A	B	C
Peso suelo hum+tara	288.60	260.81	241.91
Peso suelo seco + tara	228.69	206.97	192.24
Peso del agua	59.92	53.83	49.67
Peso tara	32.81	31.75	31.39
Peso del suelo	195.87	175.22	160.85
Contenido de humedad (%)	30.59	30.72	30.88
PROMEDIO (%)	30.73		



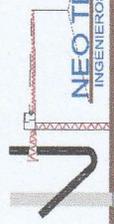
LÍMITE LÍQUIDO =	44.00%
LÍMITE PLÁSTICO =	23.00%
INDICE DE LIQUIDEZ =	21.00%
W(%) PROM.	30.73%
INDICE LIQUIDEZ	0.37

ESPECIFICACIONES:
Secado de la muestra antes del ensayo: A temperatura ambiente.
Secado de la muestra para obtener humedades: Al horno a 110°C ±5°C
Tipo de Muestra para Ensayo: Alterada.
Agua Empleada: Agua Potable.
Rango de Medición: Balanza electrónica de 500gr. y 0.01gr.
Muestra: Calicata 01 Estrato 2

CONDICION DE MUESTRO:
Realizado por el laboratorio.

SUCS	TIPO DE MUESTRA ALCANZADA
CL	Alterada del tipo Mab.

Alfredo Sifuentes Ortiz
C.I.P. 74682
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y CONCRETO

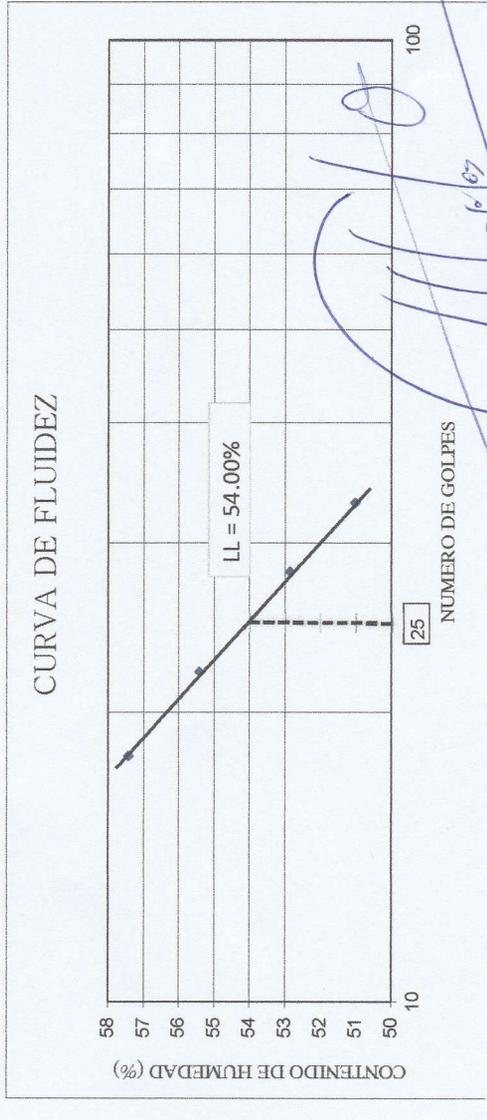


PROYECTO	ANÁLISIS DEL DISEÑO SÍSMICO PARA EVALUAR LA CONSISTENCIA DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL SISMO-RESISTENTE DE LA I.E. N° 82069 DEL DISTRITO DE LLACANORA, PROVINCIA CAJAMARCA, EN EL AÑO 2017	
SOLICITA	ING. MARCO ANTONIO CHAVEZ MARIN	
MUESTRA	Calicata 02 Estrato 1	FECHA: MAYO DEL 2018
UBICACIÓN	Distrito Llacanora, Provincia Cajamarca, Dpto. Cajamarca	

LIMITES DE ATTERBERG - ASTM D4318

ENSAYO N°	LÍMITE LÍQUIDO				LÍMITE PLÁSTICO	
	1	2	3	4	1	2
Peso suelo hum+tara	53.07	44.63	42.05	45.80	35.42	35.18
Peso suelo seco + tara	44.39	39.05	37.08	38.89	33.92	33.76
Peso del Agua	8.69	5.58	4.96	6.91	1.49	1.41
Peso Tara	27.37	28.50	28.13	26.86	28.21	28.33
Peso del suelo	17.02	10.55	8.96	12.03	5.71	5.43
Contenido de humedad (%)	51.02	52.87	55.42	57.43	26.14	26.03
Número de golpes	33	28	22	18	PROMEDIO (%)	26.09

MUESTRA	Calicata 02		Calicata 02
ESTRATO	1	A	1
TARA No	A		B
Peso suelo hum+tara	269.11	266.14	247.85
Peso suelo seco + tara	216.68	214.09	201.00
Peso del agua	52.43	52.05	46.84
Peso tara	31.41	31.46	32.54
Peso del suelo	185.27	182.63	168.47
Contenido de humedad (%)	28.30	28.50	27.81
PROMEDIO (%)			28.20



LÍMITE LÍQUIDO =	54.00%
LÍMITE PLÁSTICO =	26.00%
INICE PLÁSTICO =	28.00%

W(%) PROM.	28.20%
INDICE LIQUEDEZ	0.08

ESPECIFICACIONES:
 Secado de la muestra antes del ensayo: A temperatura ambiente.
 Secado de la muestra para obtener humedades: Al horno a 110°C +5°C
 Tipo de Muestra para Ensayo: Alterada.
 Agua Empleada: Agua Potable.
 Rango de Medición: Balanza electrónica de 500gr. y 0.01gr.
 Muestra: Calicata 02 Estrato 1

CONDICION DE MUESTRO:
 Realizado por el laboratorio.

SUCS	TIPO DE MUESTRA ALCANZADA
CH	Alterada del tipo Mab.

Alfredo Sifuentes Ortiz
 CIP 74682
 LABORATORIO DE SUELOS Y CONCRETO

PROYECTO	ANÁLISIS DEL DISEÑO SÍSMICO PARA EVALUAR LA CONSISTENCIA DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL SISMO-RESISTENTE DE LA I.E. N° 82069 DEL DISTRITO DE LLACANORA, PROVINCIA CAJAMARCA, EN EL AÑO 2017	
SOLICITA	ING. MARCO ANTONIO CHAVEZ MARIN	
MUESTRA	Calicata 01 Estrato 1	FECHA: Cajamarca, Mayo del 2018
		UBICACIÓN
		Distrito Llacanora, Provincia Cajamarca, Dpto. Cajamarca

PESO ESPECIFICO ASTM D 854

PESO ESPECÍFICO MATERIAL < N° 4 - ASTM D854

Muestra	Calicata 1, Est. 1	
Peso muestra seca (gr.)	100.00	100.00
Peso fiola (gr.)	163.70	163.70
Peso fiola + agua (gr.)	659.84	659.84
Peso fiola + agua + suelo (gr.)	724.25	724.42
Peso Especifico (gr/cm3)	2.81	2.82
Peso Especifico prom. (gr/cm3)	2.82	
% Ret. N° 4		

PESO VOLUMETRICO HUMEDO - DE SUELOS COHESIVOS N.T.P. 339.139

Muestra	Calicata 1, Est. 1	
ENSAYO N°	1	2
Peso muestra en el aire (gr.)	54.56	63.31
Peso muestra sumergida (gr.)	16.22	18.34
Peso volumétrico (gr/cm3)	1.423	1.408
Peso volumétrico promedio (gr/cm3)	1.42	

Peso Volumétrico natural gr/cm3

1.42

PESO VOLUMETRICO SECO - DE SUELOS COHESIVOS N.T.P. 339.139

Muestra	Calicata 1, Est. 1	
ENSAYO N°	1	2
Peso muestra en el aire (gr.)	42.25	45.10
Peso muestra sumergida (gr.)	10.10	9.81
Peso volumétrico (gr/cm3)	1.314	1.278
Peso volumétrico promedio (gr/cm3)	1.30	

ESPECIFICACIONES:

Tipo de Muestra: Inalterada, tallada en laboratorio en prismas de 8 cm. x 8 cm.
 Peso volumétrico húmedo para el contenido de humedad natural de la muestra
 Peso volumétrico seco, para la muestra secada en el horno
 Temperatura de secado de la muestra = 110°C
 Peso específico, con muestra alterada seca y tamizada

CONDICION DE MUESTRO:
 Realizado por el laboratorio.

SUCS	TIPO DE MUESTRA ALCANZADA
CH	Alterada del tipo Mab.

Ing. Alfredo Sifuentes Ortiz
 P 74682

NEO TERRA
 LABORATORIO DE SUELOS Y CONCRETO

PROYECTO	ANÁLISIS DEL DISEÑO SÍSMICO PARA EVALUAR LA CONSISTENCIA DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL SISMO-RESISTENTE DE LA I.E. N° 82069 DEL DISTRITO DE LLACANORA, PROVINCIA CAJAMARCA, REGION CAJAMARCA, EN EL AÑO 2017	
SOLICITA	ING. MARCO ANTONIO CHAVEZ MARIN	
MUESTRA	Calicata 01 Estrato 2	FECHA: Cajamarca, Mayo del 2018
		UBICACIÓN
		Distrito Llacanora, Provincia Cajamarca, Dpto. Cajamarca

PESO ESPECIFICO ASTM D 854

PESO ESPECÍFICO MATERIAL < N° 4 - ASTM D854

Muestra	Calicata 1, Est. 2
Peso muestra seca (gr.)	100.00
Peso fiola (gr.)	163.70
Peso fiola + agua (gr.)	659.84
Peso fiola + agua + suelo (gr.)	723.09
Peso Especifico (gr/cm3)	2.72
Peso Especifico prom. (gr/cm3)	2.71
% Ret. N° 4	

PESO VOLUMETRICO HUMEDO - DE SUELOS COHESIVOS N.T.P. 339.139

Muestra	Calicata 1, Est. 2
ENSAYO N°	1
Peso muestra en el aire (gr.)	56.65
Peso muestra sumergida (gr.)	18.55
Peso volumétrico (gr/cm3)	1.487
Peso volumétrico promedio (gr/cm3)	1.48

Peso Volumétrico natural gr/cm3 **1.48**

PESO VOLUMETRICO SECO - DE SUELOS COHESIVOS N.T.P. 339.139

Muestra	Calicata 1, Est. 2
ENSAYO N°	1
Peso muestra en el aire (gr.)	40.64
Peso muestra sumergida (gr.)	9.95
Peso volumétrico (gr/cm3)	1.324
Peso volumétrico promedio (gr/cm3)	1.34

ESPECIFICACIONES:

Tipo de Muestra: Inalterada, tallada en laboratorio en prismas de 8 cm. x 8 cm.
 Peso volumétrico húmedo para el contenido de humedad natural de la muestra
 Peso volumétrico seco, para la muestra secada en el horno
 Temperatura de secado de la muestra = 110°C
 Peso específico, con muestra alterada seca y tamizada

CONDICION DE MUESTRO:
 Realizado por el laboratorio.

SUCS	TIPO DE MUESTRA ALCANZADA
CL	Alterada del tipo Mab.

[Handwritten signature and stamp]
 Ing. Alfredo Sifuentes Ortiz
 CP 74682
 NEO TERRA

PROYECTO	ANÁLISIS DEL DISEÑO SÍSMICO PARA EVALUAR LA CONSISTENCIA DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL SISMO-RESISTENTE DE LA I.E. N° 82069 DEL DISTRITO DE LLACANORA, PROVINCIA CAJAMARCA, REGION CAJAMARCA, EN EL AÑO 2017	
SOLICITA	ING. MARCO ANTONIO CHAVEZ MARIN	
MUESTRA	Calicata 02 Estrato 1	FECHA: Cajamarca, Mayo del 2018
	UBICACIÓN	
	Distrito Llacanora, Provincia Cajamarca, Dpto. Cajamarca	

PESO ESPECIFICO ASTM D 854

PESO ESPECÍFICO MATERIAL < N° 4 - ASTM D854		
Muestra	Calicata 2-, Est. 1	
Peso muestra seca (gr.)	100.00	100.00
Peso fiola (gr.)	163.70	163.70
Peso fiola + agua (gr.)	659.84	659.84
Peso fiola + agua + suelo (gr.)	723.86	724.43
Peso Especifico (gr/cm3)	2.78	2.82
Peso Especifico prom. (gr/cm3)	2.80	
% Ret. N° 4		

PESO VOLUMETRICO HUMEDO - DE SUELOS COHESIVOS N.T.P. 339.139		
Muestra	Calicata 2-, Est. 1	
ENSAYO N°	1	2
Peso muestra en el aire (gr.)	53.94	59.60
Peso muestra sumergida (gr.)	16.27	18.72
Peso volumétrico (gr/cm3)	1.432	1.458
Peso volumétrico promedio (gr/cm3)	1.45	

Peso Volumétrico natural gr/cm3 1.45

PESO VOLUMETRICO SECO - DE SUELOS COHESIVOS N.T.P. 339.139

Muestra	Calicata 2-, Est. 1	
ENSAYO N°	1	2
Peso muestra en el aire (gr.)	44.21	46.46
Peso muestra sumergida (gr.)	10.33	11.50
Peso volumétrico (gr/cm3)	1.305	1.329
Peso volumétrico promedio (gr/cm3)	1.32	

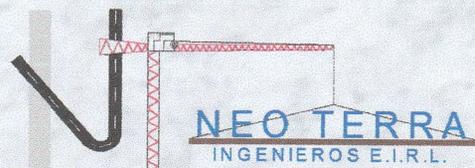
ESPECIFICACIONES:

Tipo de Muestra: Inalterada, tallada en laboratorio en prismas de 8 cm. x 8 cm.
 Peso volumétrico húmedo para el contenido de humedad natural de la muestra
 Peso volumétrico seco, para la muestra secada en el horno
 Temperatura de secado de la muestra = 110°C
 Peso específico, con muestra alterada seca y tamizada

CONDICION DE MUESTRO:
 Realizado por el laboratorio.

SUCS	TIPO DE MUESTRA ALCANZADA
CH	Alterada del tipo Mab.

Ing. Alfredo Sifuentes Ortiz
 CIP 74682
 NEO TERRA INGENIEROS E.I.R.L.
 LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y CONCRETO



LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y CONCRETO

Resolución de INDECOPIN° 001395-2018/DSD-REG-INDECOPI
Registro INDECOPIN° 00019697

DISEÑO DE MEZCLAS DE CONCRETO

PROYECTO:

**ANÁLISIS DEL DISEÑO SÍSMICO PARA EVALUAR LA
CONSISTENCIA DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL
SISMO-RESISTENTE DE LA I.E. N° 82069 DEL DISTRITO DE
LLACANORA, PROVINCIA CAJAMARCA, REGION CAJAMARCA,
EN EL AÑO 2017.**

SOLICITA:

ING. MARCO ANTONIO CHAVEZ MARIN

UBICACIÓN:

DISTRITO : LLACANORA.

PROVINCIA : CAJAMARCA.

DPTO. : CAJAMARCA.

ELABORADO POR:

ING. ALFREDO SIFUENTES ORTIZ.

CAJAMARCA, MAYO DEL 2018

INFORME TECNICO : DISEÑO DE MEZCLAS

OBRA	<i>ANÁLISIS DEL DISEÑO SÍSMICO PARA EVALUAR LA CONSISTENCIA DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL SISMO-RESISTENTE DE LA I.E. N° 82069 DEL DISTRITO DE LLACANORA, PROVINCIA CAJAMARCA, REGION CAJAMARCA, EN EL AÑO 2017</i>		
UBICACIÓN	Distrito Llacanora, Provincia Cajamarca, Dpto. Cajamarca		
SOLICITA	ING. MARCO ANTONIO CHAVEZ MARIN	FECHA	Cajamarca, Mayo del 2018
MUESTRA	Cantera Rio Chonta	f'c	210 Kg/cm²

DISEÑO DE MEZCLA DE CONCRETO

1 CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES

1.1 AGREGADO FINO

	: Arena de Rio - Cantera Rio Chonta
PESO ESPECIFICO DE MASA	: 2.63 gr/cm ³
PESO UNITARIO SUELTO SECO	: 1765 Kg/m ³
PESO UNITARIO SECO COMPACTADO	: 1850 Kg/m ³
HUMEDAD NATURAL	: 4.36 %
ABSORCION	: 1.51 %
MODULO DE FINURA	: 3.12 %
PARTICULAS MENORES TAMIZ N° 200	: 3.98 %

2 AGREGADO GRUESO

	Piedra Chancada Cantera Rio Chonta
PERFIL	: Angular
TAMAÑO MAXIMO NOMINAL	: 1/2"
PESO ESPECIFICO DE MASA	: 2.61 gr/cm ³
PESO UNITARIO SUELTO SECO	: 1530 Kg/m ³
PESO UNITARIO SECO COMPACTADO	: 1700 Kg/m ³
HUMEDAD NATURAL	: 1.25 %
ABSORCION	: 1.48 %

3 CARACTERISTICAS ESTRUCTURALES

RESISTENCIA A LA COMPRESION	: f'c : 210 Kg/cm ² (28 DIAS)
REVENIMIENTO	: 3" - 4"
ELEMENTO ESTRUCTURAL	De acuerdo a lo señalado en el Expediente Técnico

4 CEMENTO

PESO ESPECIFICO	: PACASMAYO TIPO MS : 3.11 gr/cm ³
-----------------	--

Ing. Alfredo Sifuentes Ortiz
CIP 74682



INFORME TECNICO : DISEÑO DE MEZCLAS

OBRA	ANÁLISIS DEL DISEÑO SÍSMICO PARA EVALUAR LA CONSISTENCIA DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL SISMO-RESISTENTE DE LA I.E. N° 82069 DEL DISTRITO DE LLACANORA, PROVINCIA CAJAMARCA, REGION CAJAMARCA, EN EL AÑO 2017		
UBICACIÓN	Distrito Llacanora, Provincia Cajamarca, Dpto. Cajamarca		
SOLICITA	ING. MARCO ANTONIO CHAVEZ MARIN	FECHA	Cajamarca, Mayo del 2018
MUESTRA	Cantera Rio Chonta	f _c	210 Kg/cm ²

5 CANTIDAD DE MATERIALES POR M3 DE CONCRETO

5.1 MATERIALES DE DISEÑO POR M3

- CEMENTO	:	396 Kg/m ³
- AGUA DE MEZCLA	:	188 lts/m ³
- AGREGADO FINO SECO	:	800 Kg/m ³
- AGREGADO GRUESO SECO	:	817 Kg/m ³

5.2 MATERIALES CORREGIDO POR HUMEDAD POR M3

- CEMENTO	396 Kg/m ³
- AGUA EFECTIVA	182 lts/m ³
- AGREGADO FINO HUMEDO	841 Kg/m ³
- AGREGADO GRUESO HUMEDO	860 Kg/m ³

6 PROPORCIONAMIENTO EN PESO DE MATERIALES

Proporcionamiento materiales secos

1 : 2.02 : 2.06 / 20.18lts/bls

Proporcionamiento materiales corregidos por humedad

1 : 2.12 : 2.17 / 19.53lts/bls

7 PROPORCIONAMIENTO EN VOLUMEN DE MATERIALES

1 : 2.00 : 2.00 / 19.00 lts/bolsa.

8 PROPORCIONAMIENTO EN VOLUMEN DE MATERIALES (REFERIDOS A 1 BOLSA DE CEMENTO)

Cemento: 1.00 bolsa

Arena: 4.00 latas

Piedra: 40 latas

Agua: 19.00 lts/bolsa

9 PROPORCIONAMIENTO EN VOLUMEN DE MATERIALES (REFERIDOS A 1M3 DE CONCRETO)

Cemento: 9.32 bolsas

Arena: 0.522 m³

Piedra: 0.522 m³

Agua: 0.177 m³


 Ing. Alfredo Sifuentes Ortiz
 CIP 74682

 LABORATORIO DE SUELOS Y CONCRETO

INFORME TECNICO : DISEÑO DE MEZCLAS

OBRA	<i>ANÁLISIS DEL DISEÑO SÍSMICO PARA EVALUAR LA CONSISTENCIA DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL SISMO-RESISTENTE DE LA I.E. N° 82069 DEL DISTRITO DE LLACANORA, PROVINCIA CAJAMARCA, REGION CAJAMARCA, EN EL AÑO 2017</i>		
UBICACIÓN	Distrito Llacanora, Provincia Cajamarca, Dpto. Cajamarca		
SOLICITA	ING. MARCO ANTONIO CHAVEZ MARIN	FECHA	Cajamarca, Mayo del 2018
MUESTRA	Cantera Rio Chonta	f_c	175 Kg/cm²

DISEÑO DE MEZCLA DE CONCRETO

1 CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES

1.1 AGREGADO FINO

: Arena de Rio -
Cantera Rio Chonta

PESO ESPECIFICO DE MASA	: 2.63 gr/cm ³
PESO UNITARIO SUELTO SECO	: 1765 Kg/m ³
PESO UNITARIO SECO COMPACTADO	: 1850 Kg/m ³
HUMEDAD NATURAL	: 4.36 %
ABSORCION	: 1.51 %
MODULO DE FINURA	: 3.12 %
PARTICULAS MENORES TAMIZ N° 200	: 3.98 %

2 AGREGADO GRUESO

Piedra Chancada
Cantera Rio Chonta

PERFIL	: Angular
TAMAÑO MAXIMO NOMINAL	: 1/2"
PESO ESPECIFICO DE MASA	: 2.61 gr/cm ³
PESO UNITARIO SUELTO SECO	: 1530 Kg/m ³
PESO UNITARIO SECO COMPACTADO	: 1700 Kg/m ³
HUMEDAD NATURAL	: 1.25 %
ABSORCION	: 1.48 %

3 CARACTERISTICAS ESTRUCTURALES

RESISTENCIA A LA COMPRESION	: f _c : 175 Kg/cm ² (28 DIAS)
REVENIMIENTO	: 3" - 4"
ELEMENTO ESTRUCTURAL	De acuerdo a lo señalado en el Expediente Técnico

4 CEMENTO

PESO ESPECIFICO	: PACASMAYO TIPO MS
	: 3.11 gr/cm ³


 Ing. Alfredo Sifuentes Ortiz
 CIP 74482


INFORME TECNICO : DISEÑO DE MEZCLAS

OBRA	<i>ANÁLISIS DEL DISEÑO SÍSMICO PARA EVALUAR LA CONSISTENCIA DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL SISMO-RESISTENTE DE LA I.E. N° 82069 DEL DISTRITO DE LLACANORA, PROVINCIA CAJAMARCA, REGION CAJAMARCA, EN EL AÑO 2017</i>		
UBICACIÓN	Distrito Llacanora, Provincia Cajamarca, Dpto. Cajamarca		
SOLICITA	ING. MARCO ANTONIO CHAVEZ MARIN	FECHA	Cajamarca, Mayo del 2018
MUESTRA	Cantera Rio Chonta	f_c	175 Kg/cm²

5 CANTIDAD DE MATERIALES POR M3 DE CONCRETO

5.1 MATERIALES DE DISEÑO POR M3

- CEMENTO	:	361 Kg/m ³
- AGUA DE MEZCLA	:	178 lts/m ³
- AGREGADO FINO SECO	:	905 Kg/m ³
- AGREGADO GRUESO SECO	:	911 Kg/m ³

5.2 MATERIALES CORREGIDO POR HUMEDAD POR M3

- CEMENTO		361 Kg/m ³
- AGUA EFECTIVA		162 lts/m ³
- AGREGADO FINO HUMEDO		947 Kg/m ³
- AGREGADO GRUESO HUMEDO		959 Kg/m ³

6 PROPORCIONAMIENTO EN PESO DE MATERIALES

Proporcionamiento materiales secos
1 : 2.51 : 2.52 / 20.96lts/bls

Proporcionamiento materiales corregidos por humedad
1 : 2.62 : 2.66 / 19.07lts/bls

7 PROPORCIONAMIENTO EN VOLUMEN DE MATERIALES

1 : 2.50 : 2.50 / 19.00 lts/bolsa.

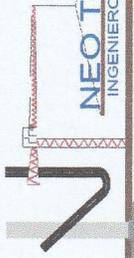
8 PROPORCIONAMIENTO EN VOLUMEN DE MATERIALES (REFERIDOS A 1 BOLSA DE CEMENTO)

Cemento: 1.00 bolsa
Arena: 5.00 latas
Piedra: 5.00 latas
Agua: 19.00 lts/bolsa

9 PROPORCIONAMIENTO EN VOLUMEN DE MATERIALES (REFERIDOS A 1M³ DE CONCRETO)

Cemento: 8.49 bolsas
Arena: 0.595 m³
Piedra: 0.595 m³
Agua: 0.161 m³


 Ing. Alfredo Sifuentes Ortiz
 CIP 74682



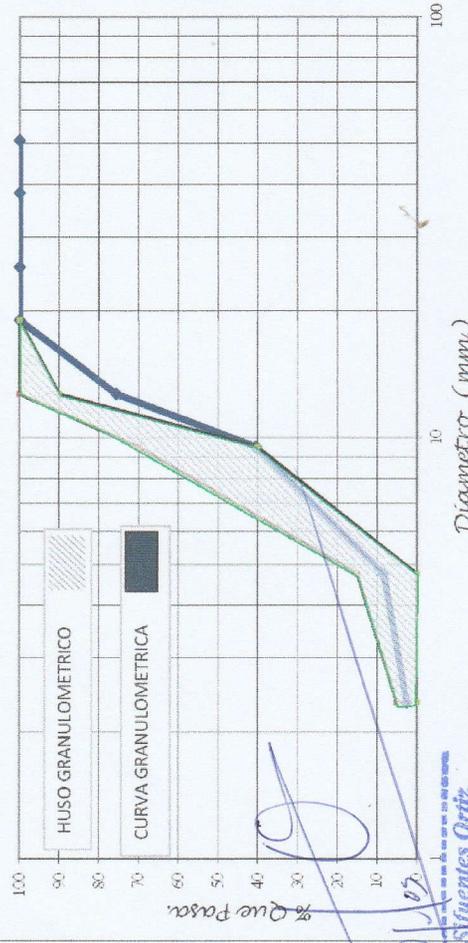
OBRA	ANÁLISIS DEL DISEÑO SÍSMICO PARA EVALUAR LA CONSISTENCIA DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL SISMO-RESISTENTE DE LA I.E. N° 82069 DEL DISTRITO DE LLACANORA, PROVINCIA CAJAMARCA, REGION CAJAMARCA, EN EL AÑO 2017		
SOLICITA	ING. MARCO ANTONIO CHAVEZ MARIN	UBICACIÓN	Distrito Llacanora, Provincia Cajamarca, Dpto. Cajamarca
MUESTRA	AGREGADO GRUESO	Fecha	Cajamarca, Mayo del 2018

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO VIA SECA ASTM - D422

PESO SECO INICIAL :	4200.00 gr.
PESO SECO FINAL :	4112.12 gr.
PESO MENOR No 200 :	87.88 gr.

TAMIZ N°	Abert (mm)	PESO RETENIDO			PORCENTAJE ACUMULADO		
		PARCIAL	% Parcial	% Reten. Acumulado	% Que Pasa		
2"	50.80	0.00	0.00	0.00	100.00		
1 1/2"	38.10	0.00	0.00	0.00	100.00		
1"	25.40	0.00	0.00	0.00	100.00		
3/4"	19.00	0.00	0.00	0.00	100.00		
1/2"	12.70	1025.66	24.42	24.42	75.58		
3/8"	9.50	1473.18	35.08	59.50	40.50		
N° 4	4.75	1352.78	32.21	91.71	8.29		
N° 8	2.35	241.32	5.75	97.45	2.55		
N° 200	0.08	19.17	0.46	97.91	2.09		
Cazoleta	0.00	0.00	0.00				
TOTAL		4112.12					

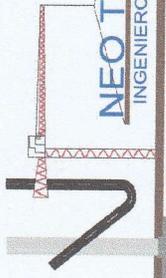
CURVA DE DISTRIBUCION GRANULOMETRICA



COMENTARIOS:

- MUESTRA PROVENIENTE DE LA CANTERA DEL RIO CHONTA
- TAMAÑO MAXIMO DEL AGREGADO GRESO = 3/4"
- TAMAÑO MAXIMO NOMINAL DEL AGREGADO GRESO = 1/2"
- EL HUSO GRANULOMETRICO MOSTRADO CORRESPONDE A LAS NORMAS: NTP 400-037 ASTM C 33

- DE LA CURVA SE APRECIA QUE EL MATERIAL ANALIZADO CUMPLE EN PARTE CON EL HUSO GRANULOMETRICO DE LAS NORMAS INDICADAS - HUSO TAMAÑO N° 7 DE 1/2" A N° 4
- AGREGADO GRUESO LO CONFORMA PIEDRA CHANCADA DE RIO DE PERFIL ANGULAR
- LAS MUESTRAS FUERON PROPORCIONADAS POR UN REPRESENTANTE DE LA PARTE SOLICITANTE.
- LA MUESTRA ANTES DE SU ENSAYO, FUE LAVADA EN EL LABORATORIO.
- MODULO DE FINURA DEL AGREGADO = 6.14



NEO TERRA INGENIEROS E.I.R.L.

INGENIERO CIVIL - CONSULTOR DE OBRAS

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y MATERIALES

C.I.P. N° 74682

ESTUDIOS DE MECANICA DE SUELOS, PAVIMENTOS, ANALISIS DE CANTERAS Y DISEÑO DE MEZCLAS DE CONCRETO.

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y CONCRETO

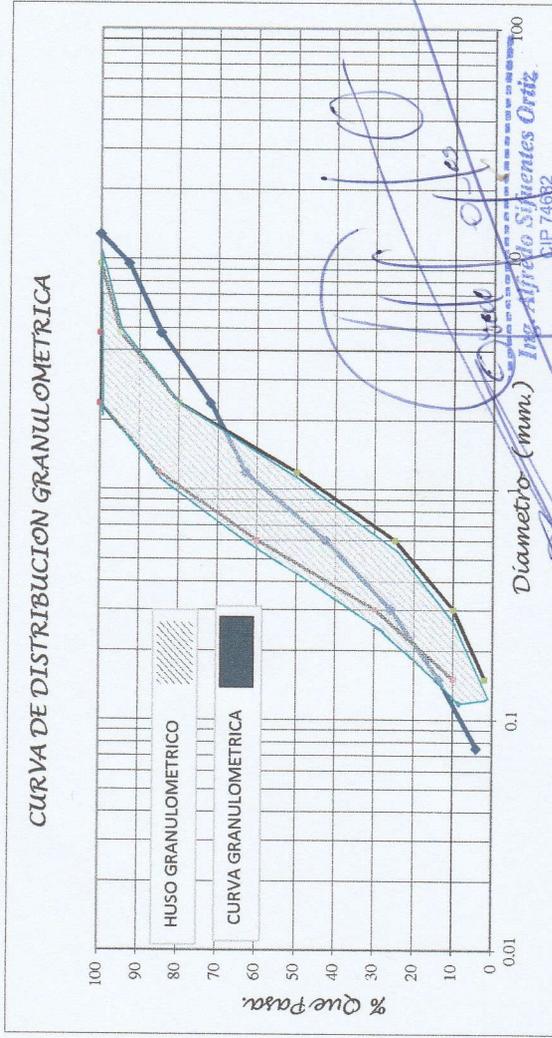
Registro INDECOPI N°: 00019697

OBRA	ANÁLISIS DEL DISEÑO SÍSMICO PARA EVALUAR LA CONSISTENCIA DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL SISMO-RESISTENTE DE LA I.E. N° 82069 DEL DISTRITO DE LLACANORA, PROVINCIA CAJAMARCA, REGION CAJAMARCA, EN EL AÑO 2017		
SOLICITA	ING. MARCO ANTONIO CHAVEZ MARIN		
MUESTRA	AGREGADO FINO	Fecha	Cajamarca, Mayo del 2018
	UBICACIÓN	Distrito Llacanora, Provincia Cajamarca, Dpto. Cajamarca	

ANÁLISIS GRANULOMETRICO POR LAVADO ASTM - D422

PESO SECO INICIAL :	3000.00 gr.
PESO SECO FINAL :	2878.64 gr.
PESO MENOR N° 200 :	121.36 gr.

TAMIZ N°	Abert (mm)	PESO RETENIDO		PORCENTAJE ACUMULADO	
		PARCIAL	% Parcial	% Reten. Acumulado	% Que Pasa
1/2"	12.70	0.00	0.00	0.00	100.00
3/8"	9.50	215.24	7.17	7.17	92.83
N° 4	4.75	246.37	8.21	15.39	84.61
N° 8	2.35	382.64	12.75	28.14	71.86
N° 16	1.18	266.98	8.90	37.04	62.96
N° 30	0.60	611.58	20.39	57.43	42.57
N° 50	0.30	497.16	16.57	74.00	26.00
N° 100	0.15	369.73	12.32	86.32	13.68
N° 200	0.08	288.94	9.63	95.95	4.05
Cazoleta	0.00	0.00	0.00	95.95	4.05
TOTAL		2878.64			



COMENTARIOS:

- MUESTRA PROVENIENTE DE LA CANTERA RIO CHONITA
- PASA APROXIMADAMENTE EL 96% POR EL TAMIZ DE 3/8", Y EL 3% POR LA MALLA N° 200
- EL HUSO GRANULOMETRICO MOSTRADO CORRESPONDE A LAS NORMAS:
NTP 400.037
ASTM C 33
- ARENA PASA POR EL TAMIZ DE 3/8"

- DE LA CURVA SE APRECIA QUE EL MATERIAL ANALIZADO CUMPLE EN PARTE CON EL RANGO ESTIPULADO EN LAS NORMAS INDICADAS.
- LAS MUESTRAS FUERON PROPORCIONADAS POR UN REPRESENTANTE DE LA PARTE SOLICITANTE
- EL LABORATORIO, NO INTERVIENE EN EL PROCESO DE SELECCIÓN Y RECOLECCIÓN DE MUESTRAS
- LAS MUESTRAS CONTIENEN MATERIAL FINO, POR LO QUE FUERON LAVADAS EN EL LABORATORIO
- MODULO DE FINURA DEL AGREGADO = 2.98



FOTO 1.- LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO



FOTO 2.- OBSERVAMOS LA ZONA DEL PROYECTO EN ESTUDIO



FOTO 3.- AMBIENTES EN MAL ESTADO USADOS COMO AULAS



FOTO 4.- BMs PARA GEOREFERENCIAR



FOTO 5.- MEDICIONES DE ESTRUCTURAS EXISTENTES



FOTO 6.- CALICTA 1



FOTO 7.- SOCIAL ALUMNOS EN EL PATIO



FOTO 8.- VIA DE ACCESO A LA I.E. 82069-LLACANORA

ACTA DE APROBACIÓN DE ORIGINALIDAD DE TESIS

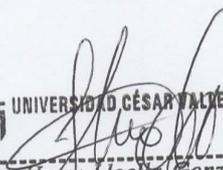
Yo, Dr. Herry Lloclla Gonzales, Director de Investigación, y revisor del trabajo académico titulado: “ANÁLISIS SISMORRESISTENTE EN LA I.E. N° 82069 DEL DISTRITO DE LLACANORA, PROVINCIA CAJAMARCA, REGION CAJAMARCA, EN EL AÑO 2018”.

Del Bachiller de la Escuela Profesional de **Ingeniería Civil**:

CHAVEZ MARIN, MARCO ANTONIO

Doy fe que, el citado trabajo académico tiene un índice de similitud del **15%**, verificable en el reporte de originalidad del programa Turnitin, grado de coincidencias irrelevantes que convierte el trabajo en aceptable y no constituye plagio; en tanto, cumple con todas las normas del uso de citas y referencias establecidas por la Universidad César Vallejo.

Chiclayo, 14 de septiembre de 2018



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO SAC.
Dr. Herry Lloclla Gonzales
DIRECTOR DE INVESTIGACIÓN
CAMPUS CHICLAYO



Yo Marco Antonio Chávez Marín, identificado con DNI N° 42702169, egresado de la Escuela de Ingeniería Civil, de la Universidad César Vallejo, autorizo (**X**), No autorizo () la divulgación y comunicación pública de mi trabajo de investigación titulado: **"ANÁLISIS SISMORRESISTENTE EN LA I.E. N° 82069 DEL DISTRITO DE LLACANORA, PROVINCIA CAJAMARCA, REGION CAJAMARCA, EN EL AÑO 2018"**; en el Repositorio Institucional de la UCV (<http://repositorio.ucv.edu.pe/>), según lo estipulado en el Decreto Legislativo 822, Ley sobre Derecho de Autor, Art. 23 y Art. 33.

Fundamentación en caso de no autorización:

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....



FIRMA

DNI: 42702169

FECHA: 27 de Septiembre del 2018

Elaboró	Dirección de Investigación	Revisó	Representante de la Dirección / Vicerrectorado de Investigación y Calidad	Aprobó	Rectorado
---------	----------------------------	--------	---	--------	-----------