



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

“Vulnerabilidad Sísmica del Pabellón “B” de la planta de filete de Anchoa, ubicado en el Pueblo Joven Villa María - Nuevo Chimbote - 2019”

TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

AUTORES:

FLORES LUNA, Víctor Jampier (ORCID: 0000-0003-0461-1143)

GANOZA FERNANDEZ, Erar Brayan (ORCID: 0000-0003-3555-3441)

ASESOR:

Mgr. DÍAZ GARCÍA, Gonzalo Hugo (ORCID: 0000-0002-3441-8005)

LÍNEA DE INVESTIGACIÓN

DISEÑO SÍSMICO Y ESTRUCTURAL

CHIMBOTE-PERÚ

2019

DEDICATORIA

Dedico este trabajo de investigación a Dios y a mis padres, para mí ellos son el significado de fuerza y coraje, por su ayuda constante en esta etapa de mi vida como es la de prácticas pre profesionales, sin su ayuda no podría seguir en pie de lucha.

Dedico también este trabajo a mis familiares y a mis amistades cercanas por su aliento y comprensión durante el transcurso de la elaboración de este informe.

Finalmente dedico este trabajo a mi docente José Pepe Muñoz Arana y asesor Díaz García Gonzalo Hugo, por sus conocimientos brindados y por motivarnos día a día a desempeñarnos mejor en nuestra futura carrera profesional.

AGRADECIMIENTO

Agradezco especialmente a Dios y a mis padres, por la constante ayuda que me brindaron en todo momento, por la confianza que me demostraron y que me sirvió de mucho para llevar a cabo la elaboración del presente informe, así que de todo corazón les brindo a mis padres mis más sinceros agradecimientos.

Tengo el agrado también de agradecer al resto de mi familia, a mis amistades y en especial también a mi señorita enamorada, por alentarme en todo momento a pesar del poco tiempo que teníamos para vernos, me demostró siempre su afecto y cariño, fue un motivo más para mí.

Terminare agradeciendo a la persona que me ayudo a ampliar mis conocimientos en el proceso de la elaboración de mi tesis, mi asesor el Mgtr. Gonzalo Hugo Díaz García.

El Jurado encargado de evaluar la tesis presentada por don(a) FLORES LUNA, VICTOR JAMPIER y GANOZA FERNANDEZ, ERAR BRAYAN cuyo título es: VULNERABILIDAD SISMICA DEL PABELLON "B" DE LA PLANTA DE FILETE DE ANCHOA, UBICADO EN EL PUEBLO JOVEN VILLA MARIA, NUEVO CHIMBOTE - 2019.

Reunido en la fecha, escuchó la sustentación y la resolución de preguntas por el/los estudiante(s), otorgándole(s) el calificativo de: 13.....(número) trece.....(letras).

Chimbote, jueves, 11 de julio de 2019



.....
Mgtr. JOSÉ PEPE MUÑOZ ARANA
PRESIDENTE



.....
Mgtr. DÍAZ GARCÍA GONZALO HUGO
SECRETARIO



.....
Mgtr. LEGENDRE SALAZAR SHEILA MABEL
VOCAL

Elaboró	Dirección de Investigación	Revisó	Representante de la Dirección / Vicerrectorado de Investigación y Calidad	Aprobó	Rectorado
---------	----------------------------	--------	---	--------	-----------

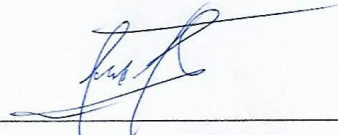
DECLARATORIA DE AUTENTICIDAD

Nosotros, FLORES LUNA VICTOR JAMPIER con DNI N° 47812064 y GANOZA FERNANDEZ ERAR BRAYAN con DNI N° 47734578, con objeto de ejecutar con las disposiciones vigentes consideradas en el Reglamento de Grados y Títulos de la Universidad César Vallejo, Facultad de Ingeniería, Escuela de Ingeniería Civil, declaramos bajo juramento que toda la documentación que acompaño este trabajo es auténtica y verídica

Por tal motivo, declaramos además bajo juramento que todos nuestros datos e información que se presenta en la presente tesis son auténticos y veraces.

Por esta razón asumimos toda la responsabilidad que corresponda ante cualquier falsedad, ocultamiento o pasar por alto tanto de los documentos como la información dada, por lo cual nos ceñimos a lo dispuesto en las normas académicas de la Universidad César Vallejo.

Nuevo Chimbote, Julio del 2019.



FLORES LUNA VICTOR JAMPIER

DNI N°: 47812064



GANOZA FERNANDEZ ERAR BRAYAN

DNI N°: 477345

ÍNDICE

Dedicatoria.....	ii
Agradecimiento.....	iii
Página del Jurado.....	iv
Declaratoria de autenticidad.....	v
Índice.....	vi
Resumen.....	vii
Abstract.....	viii
I. Introducción.....	01
II. Método.....	13
Diseño de investigación.....	13
Variables, Operacionalizacion.....	14
Población y Muestra.....	17
Técnicas e instrumentos de recolección de datos, Validez y confiabilidad.....	17
Método de análisis de datos.....	19
Aspectos éticos.....	19
III. Resultados.....	20
IV. Discucion.....	39
V. Conclusión.....	41
VI. Recomendación.....	42
VII. Referencias.....	43
VIII. Anexos.....	48

RESUMEN

El presente estudio considera los parámetros de sitio, suelo, configuración estructural, siendo como modelo a estudiar una edificación construida en la planta de anchoa revisando las distorsiones de entrepisos para solicitaciones de sismo de diseño de la E030 Sismorresistente y aceleración del sismo de Ica siendo unos de los registro más recientes y cercanos, este control de distorsiones iniciales se consideraron sin el aporte de la rigidez del suelo en donde los resultados están por debajo de la normativa, cumpliendo lo establecido, asumiendo una deriva o drift inelástico admisible de 0.005 para condiciones de edificaciones con presencia de muros estructurales. De acuerdo a los parámetros de sitio se pudo determinar el porcentaje destinado a fuerza sísmica en la edificación siendo el 26.81%, para condiciones de suelos flexibles y Uso se pudo terminar su valor considerándolo para el análisis, teniendo en cuenta que los análisis realizados son los lineales estático y dinámico modal- espectral, en donde el cortante dinámico en la dirección X es el 81.82% siendo aceptable y cumpliendo con lo reglamentario y en el cortante dinámico en la dirección Y es de 75.77% siendo menor al 80% que se tendría que escalar para diseño de los elementos, como la estructura ya existe, se menciona que en la dirección Y, por ausencia de muros y compensación en la densidad de muros el porcentaje del cortante dinámico con respecto al estático es bajo. En la presente tesis se indica el incremento de cortante y momentos por la presencia de vigas encima de placas realizando el cuándo comparativo especificando su incremento en cada entrepiso, siendo una consideración en el desarrollo no recomendado debido a la discontinuación de acero transversal de placas, por la presencia del entorpecimiento del acero longitudinal inferior y superior de las vigas, en Perú no se exige en los análisis estructurales el aporte de rigidez del suelo en las bases de la estructura, este resorte en la dirección vertical que se enfatizó en la presente tesis se consideró en función a la capacidad portante del suelo, esta rigidez vertical toma el área tributaria de 0.4 a 0.5mts que es la discretización de la malla de elementos finitos que se consideró en el modelo representativo de la platea de cimentación y donde pudo determinar las presiones actuantes en el fondo de la cimentación o DF, las particiones de las mallas tiene como el objetivo que los esfuerzos converjan y los diagramas salgan continuos.

Palabras Clave: Vulnerabilidad, Sismo, Cargas, Estructura, Terreno.

ABSTRACT

The present study considers the parameters of site, soil, structural configuration, being as a model to study a building constructed in the anchovy plant, reviewing the distortions of mezzanines for earthquake stresses of the E030 earthquake resistant design and acceleration of the Ica earthquake. of the most recent and closest records, this control of initial distortions was considered without the contribution of the rigidity of the soil where the results are below the norm, fulfilling the established, assuming an admissible drift or inelastic drift of 0.005 for conditions of buildings with the presence of structural walls. According to the parameters of the site it was possible to determine the percentage destined to seismic force in the building being 26.81%, for flexible soil conditions and Use could be finished considering it for the analysis, taking into account that the analyzes carried out are the linear static and modal-spectral dynamic, where the dynamic shear in the x direction is 81.82% being acceptable and complying with the regulations and in the dynamic shear in the direction and is 75.77% being less than 80% that would have to be scale for design of the elements, as the structure already exists, it is mentioned that in the Y direction, due to the absence of walls and compensation in the density of walls, the percentage of dynamic shear with respect to static is low. In the present thesis the increase of shear and moments is indicated by the presence of beams on plates making the comparative when specifying its increment in each mezzanine, being a consideration in the development not recommended due to the discontinuation of transversal steel plates, by the presence of the dulling of the lower and upper longitudinal steel of the beams, in Peru is not required in the structural analysis the contribution of rigidity of the soil in the bases of the structure, this spring in the vertical direction that was emphasized in the present thesis is considered in terms of the carrying capacity of the soil, this vertical rigidity takes the tributary area from 0.4 to 0.5m, which is the discretization of the finite element mesh that was considered in the representative model of the foundation plateau and where it could determine the pressures Acting in the bottom of the foundation or DF, the partitions of the meshes has as objective that That the efforts converge and the diagrams go continuously.

Keywords: Vulnerability, Earthquake, Loads, Structure, Ground

I. INTRODUCCIÓN

En caso de que ocurriera un temblor en el pueblo joven Villa María, esta se encontraría muy propensa a sufrir severos daños que arrasarían con la condición de vida de muchos de sus habitantes, y más aún lo más grave será la salida del mar que cubriría todo el pueblo, ya que Villa María está ubicada cerca al mar. (Nuevo Chimbote:” Villa María” sufriría inundación producto de un tsunami [en línea]. Radio RSD.31 de octubre del 2017. [Fecha de consulta: 03 de octubre de 2018]. Disponible en: <https://radiorsd.pe/noticias/nuevo-chimbote-villa-maria-sufriria-inundacion-producto-de-un-tsunami>)

Todo este caos radica a raíz de que muchas entidades o empresas ejecutan obras informalmente debido a que no se respetan normas o parámetros ya establecidos en la norma nacional de edificaciones, además de no priorizar y considerar datos de la característica del suelo. (Velarde, 2014, p.14)

El aspecto del suelo en cuanto a su composición y estructura juega un rol muy importante para el modo de la edificación y se garantiza más si se respeta los estudios de suelos con datos en la norma. (Reporte técnico-Chimbote 2014, Lima, 4(4), diciembre 2014. ISSN 2015-08078)

Una de las edificaciones más importantes del pueblo joven Villa María como lo es la institución educativa “Villa María”, muestran graves daños de fisuramiento y rajaduras tanto en muros como en columnas, generados por la mala estabilidad que muestra su tipo de terreno, lo cual genera también asentamientos diferenciales.

Para Astroza y Leyton (2011) en su tesis para optar al grado de magister en ciencias mención geofísica, en la Universidad de Chile en su tesis “Vulnerabilidad Sísmica Estructural en Viviendas Sociales y Evaluación preliminar de Riesgo Sísmico en la Región Metropolitana”, tenía como objetivo el análisis de la proporción de riesgo a la que estaba expuesta las casas construidas entre los años 1990 y 2001. Empleando un análisis de vulnerabilidad sísmica estructural, contando con mapas que comprendían el riesgo sísmico de la zona y otras características a tomar en cuenta, para así poder llegar a la conclusión mediante un método descriptivo, de que las viviendas reforzadas mostraban características más estables ante algunos eventos sísmicos. Estas viviendas pueden obviar mínimos o ligeros errores constructivos que no comprometan datos del reglamento de edificaciones.

Para Alva y Bendezu (2015) en su tesis para optar al título profesional de ingeniería civil, en la Universidad Nacional del Santa en su tesis “Diagnostico de Vulnerabilidad Sísmica

en Viviendas de Albañilería Confinada de la Zona PPJJ La Libertad-Chimbote”, adquirió como objetivo principal el análisis de vulnerabilidad sísmica en el pueblo joven “La Libertad”, empleando un método descriptivo, llegando a regulares viviendas con vulnerabilidad media y casi la tercera parte con vulnerabilidad alta, esto debido a que no se contó con asesoría técnica basadas al reglamento, considerando también el tiempo de construcción y la constante ausencia de conocimientos sísmicos.

Para Vásquez (2017) en su tesis para optar el título profesional de ingeniero civil, en la Universidad Nacional del Santa en su tesis “Evaluación y propuesta de solución ante la vulnerabilidad sísmica de viviendas de albañilería en los pueblos jóvenes florida baja y Florida alta – Chimbote – 2016”, adquirió como objetivo principal, innovar una propuesta de alternativa ante el crucial problema que padecen las viviendas ubicadas en los pueblos jóvenes de la Florida Alta y Florida Baja, el cual es el alto grado de vulnerabilidad las que están expuestas, esto acompañado de estimar su riesgo, mediante un método descriptivo, para así finalmente concluir de que este peligro se debe a que estas viviendas están elaboradas con albañilería confinada simple, lo cual lo denomina a su vez como una estructura informal y que debido a esto se muestra un alto grado de vulnerabilidad. Las recomendaciones que se brindan son las de reforzar la estructura confinada para poder reducir ese grado de vulnerabilidad.

Para Bananane, A., Boutaraa, Z., y Chaibedra, B. 2018. Evaluación de vulnerabilidad sísmica a terremoto a escala urbana: Un caso de la ciudad de Mostaganem en Argelia. Us national Library of Medicine national Institutes of Health (NCBI). V101. 473. El fin de este estudio fue hallar el grado de vulnerabilidad sísmica de varias edificaciones que se hallan en la ciudad de Mostaganem (Argelia), la cual fue escenario de varios terremotos de una intensidad moderada. El proceso fue llevado a cabo mediante dos pasos. El primero conto con el uso del SAP 2000, para realizar curvas de fragilidad a cada detalle de los edificios. El segundo paso fue realizado con el programa HAZUS, el cual fue adaptado a la ciudad para ejecutar el análisis de vulnerabilidad sísmica. Se llegó a concluir que la ciudad se encuentra en zonas con regular actividad sísmica, por lo cual es necesario el mantenimiento de las construcciones antiguas y notar la importancia de aplicar curvas de fragilidad en este tipo de investigaciones.

El concepto que define la vulnerabilidad sísmica es el desastre que ocurriría debido a un movimiento sísmico, el nivel mostrado en escalas representativas de daño a la que estaría expuesta una determinada zona o estructura, esto debido mayormente a su mala

configuración estructural. Por lo cual se recomienda un proceso constructivo adecuado, el cual cumpla con lo sugerido en los estudios de suelos. (Castro, 2015, p. 16)

El principal proceso de subducción que caracteriza la geodinámica del Perú es la interacción que se da de las placas sudamericana y la de Nazca. Dicho proceso fue el que produjo una malformación en el terreno de la trocha continental dando como resultado un terreno muy accidentado a lo largo del borde que comprende el oeste sudamericano. (Marín, 2014, p. 13).

Los más recurrentes fenómenos naturales vinculados con la geología son los que están concentrados principalmente en los límites del cinturón de fuego, y se da cuando estas placas se contraponen, y cuando genera demasiada fricción es donde se genera un terremoto. (Hassen, 1983, p. 4)

En los últimos años se han dedicado estudios e investigaciones para obtener la respuesta del porque fallan las estructuras ante un evento sísmico, esto evitara la pérdida de vidas humanas. (Rajeswari, 2017, p. 576)

La columna es considerada quizá el elemento estructural de concreto armado mas importante de una edificación cuando nos referimos a movimientos sísmicos y grado de vulnerabilidad. (Erduran, 2015, p. 15).

En las edificaciones las principales dificultades que se presentan por las cuales son vulnerables son las fuerzas en su interior y sus estabilidades laterales. (Mezgeen, 2014, p. 1)

La vulnerabilidad estructural es considerada como el grado de susceptibilidad a los que están expuestos los distintos elementos estructurales de una edificación. Los que actúan más en el comportamiento estructural cuando está sufriendo un fenómeno de movimiento por causas naturales. (Vizconde, 2004, p.38)

La vulnerabilidad no estructural, se refiere al grado de susceptibilidad a los que están expuestos los elementos arquitectónicos, mientras que los elementos estructurales de mantienen firmes. Elementos entre ellos principalmente los acabados, las mamparas y distintos accesos hechos de algún material noble. (Vizconde, 2004, p.39)

La vulnerabilidad funcional, se refiere al grado de susceptibilidad a la que está expuesta los elementos infraestructurales tales como conexiones de agua, suministros eléctricos, etc. (Vizconde, 2004, p.40)

Magnitud e intensidad. Nos referimos a magnitud a la cantidad de desastre provocado por un desastre natural. Por otro lado, se considera intensidad a la magnitud de fuerza que libera dicho fenómeno natural deducido mediante estudios. (Vizconde, 2004, p.36)

Últimamente ha crecido mucho el interés en lo que respecta a la ingeniería sísmica resistente el diseño estructural que brinde un buen desempeño. En la actualidad se han presentado varias metodologías para poder diseñar la cual se centra básicamente en las características lineales y no lineales de la estructura controlando así el nivel de daño. (Montoya, 2016, p. 3)

Método Empírico, se realizó uso de la observación de los perjuicios causados por sismos ocurridos en función del tamaño de su intensidad. (Martínez, 2014, p.24)

Método Subjetivo. Para este método considerado el más recurrente, debido a que nos ofrece respuestas más rápidas del análisis de cualquier envergadura, se combinan con teorías ya planteadas por expertos y de algunas informaciones empíricas.

Para esto se tiene que corroborar con ideas de personas expertas y de alguna información empírica, que se han juntado durante la inspección de daños que se recibieron por las estructuras en movimiento telúricos. (Duque, 2017, p.384)

Los sistemas estructurales Mixtos, muy empleados en el Perú, es una forma de demostrar que la estructura se puede realizar por un sistema de esqueleto. Combina la madera, ladrillo, acero con el concreto prefabricado dando así un comportamiento que deriva de la interrelación entre los elementos mencionados. Presenta rigidez variadas en ambas direcciones, considerándose mantener un cierto grado de rigidez en los pórticos añadiéndole placas sin provocar complicaciones de torsión en planta. (Acuache, 2005, pág. 20). Para nuestro estudio de vulnerabilidad sísmica usamos los estudios integrados tales como: Obtener datos de la construcción, Encuesta y estar al tanto del proceso constructivo, pruebas de observación in situ y conocer las propiedades de los materiales utilizados y finalmente hacer el modelo computacional y determinar la vulnerabilidad. (Dall'Asta, 2018, p. 87)

La escala macro sísmica europea está siendo avalada por la XXIII asamblea general de la ESC en 1992 a fin de ser usada de manera en conjunto con otras escalas existentes con el objetivo fundamental de tener resultados lo más cercanos a la realidad. A continuación, se detallan la clasificación de daños a edificaciones de concreto armado:

Grado 1: Sin daños a daños leves. Sin daño estructural o daño no estructural leve, cuando la estructura sufrirá grietas muy finas sobre elementos estructurales o en la base de los muros. Grado 2: Daños moderados. Daño estructural leve, cuando la estructura sufrirá

grietas en vigas y columnas o la caída de revestimiento y mortero. Grado 3: Daños que van de sustanciales a severos. Se presentarán grietas entre uniones de columnas, así como también grietas gruesas y considerables en muros. Grado 4: Daños muy severos. Se presentarán grietas considerables en los elementos estructurales debido a la falla por compresión y rompimientos de barras corrugadas además de la caída de algunas columnas. Grado 5: Daño estructural muy severo. Se presentará la caída de la planta baja o partes de la edificación. Derrumbamiento de la estructura. (Luxembourg, 2009, p.127). También utilizamos la escala Macro sísmica Europea con el fin de documentar los resultados obtenidos y contribuir en los futuros estudios y en la discusión con respecto a la evaluación de la intensidad sísmica. (Graziani, Mese 2018, p. 24)

El presente método que ha considerado algunos eventos sísmicos que sucedieron en 1976 por distintos lugares de Italia, ha sido la forma en la que varios profesionales calificados en esta rama vean la manera de cómo evitar el severo daño de las estructuras, y se viene empleando desde 1982. (Chicoma, 2015, p.60).

Este método se podría calificar como subjetivo ya que este se relaciona de manera directa con el grado de daño de la edificación o la vulnerabilidad. A la hora de realizar el método de Índice de Vulnerabilidad propuesto por Benedetti Petrini es necesario tener en consideración aspectos como los elementos estructurales y no estructurales o la configuración y elevación en planta, así como también el tipo de cimentación usada, estado de conservación de la estructura entre otros. (Cortez y Fernández, 2017, p.29)

Este proceso al ser puesto en evaluación, puede mostrar una expresión en función a una intersección que posee proporcionalmente sus ejes a los promedios hallados en el índice de vulnerabilidad para las principales orientaciones. (Cara, 2016, p.71).

Tabla: Tabla de Escala numérica del Índice de Vulnerabilidad para estructuras de concreto armado

Fuente: Benedetti Petrini 1984

El índice de vulnerabilidad mediante este método se obtendrá mediante la siguiente fórmula:

$$I_v = 100 \cdot \frac{\left(\sum_{i=1}^{11} K_i \cdot W_i \right) + 1}{34}$$

Nos brindan once parámetros y como resultados nos dan un promedio de vulnerabilidad usando la adición promedio de dichos parámetros. Este proceso es tomado más en cuenta

	Parámetros	Ki A	Ki B	Ki C	Wi
1	Organización del sistema resistente	0	1	2	4
2	Calidad del sistema resistente	0	1	2	1
3	Resistencia convencional	-1	0	1	1
4	Posición del edificio y cimentación	0	1	2	1
5	Diafragmas horizontales	0	1	2	1
6	Configuración en planta	0	1	2	1
7	Configuración en elevación	0	1	3	2
8	Distancia máxima entre columnas	0	1	2	1
9	Tipo de cubierta	0	1	2	1
10	Elementos no estructurales	0	1	2	1
11	Estado de conservación	0	1	2	1

que otros debido a que usa más parámetros para dar un análisis más amplio a la estructura a analizar. (Kumar, 2014, p. 15)

Norma E – 030. Carga muerta; Materiales: Es importante que se tome en cuenta las cargas y peso real de cada material que están en la estructura en estudio, estos serán obtenidos en base a los precios unitarios, En cuanto al peso real de la edificación se obtendrá a través de datos de los diseños, catálogos y mediante análisis de datos. Tabiques: En este caso se tomará el peso de todos lo tabiques siempre revisando y teniendo en cuenta los planos para saber el peso d estos y sus respectivas ubicaciones. Para el caso de tabiquería móvil en una edificación, se considerará otras alternativas especificadas en el reglamento. (RNE, 2018, p. 312).

Carga viva. Carga viva repartida: Para las cargas vivas se requiere de información referente a los tipos de ocupación y uso de la edificación, para luego verificar su conformidad. (RNE, 2018, p. 312)

Condiciones geotécnicas. Perfiles de suelo: Estos serán clasificados según la velocidad promedio de propagación de ondas al corte. Dentro de los tipos de perfiles de suelos encontramos el suelo Perfil tipo S_0 , el cual se refiere a la roca viva, entre ellas las rocas sanas las cuales poseen una velocidad de difusión de ondas de corte 14 superior a 1500m/s. Para determinar las velocidades de ondas de corte, se debe saber si la roca es continua hasta una profundidad de 30 metros y así usar las mediciones de ondas de corte. El suelo Perfil tipo S_1 se refiere a los suelos que tienen velocidades de ondas de corte que van de 500m/s a 1500/s, además también se refiere a los suelos muy rígidos o rocas las

cuales poseen grados de rompimiento o fracturación de macizos homogéneos que son diferentes.

El suelo Perfil tipo S_2 posee velocidades de onda de corte entre 180m/s a 500m/s, dentro de estos encontramos los suelos intermedios, los cuales tienen una característica de ser no muy rígidos o medianamente.

El suelo Perfil tipo S_3 posee velocidades de onda de corte menor o iguales a 180m/s, dentro de los cuales encontramos a los suelos blandos o también conocidos como suelos flexibles.

El suelo Perfil tipo S_4 son encontrados en zonas en la cuales las condiciones topográficas son extremadamente malas y que generan problemas, este tipo de suelos son los conocidos como demasiado flexibles. (RNE, 2018, p. 321).

Dentro de los parámetros de sitio encontraremos el factor de suelo, los periodos T_p y T_L , el factor de amplificación sísmica y su factor de uso

El Factor de suelo (S) se debe de considera el factor de zona y el tipo de perfil de suelos antes mencionados, en el caso de un perfil de suelo S_0 tiene un factor de suelo $S=0.80$ en las 4 zonas, un perfil de suelo S_1 tiene un factor de suelo $S=1,00$ correspondiente a las 4 zonas, un perfil de suelo S_2 tiene un factor de suelo $S=1,05$ correspondiente la zona 4, factor de 1,15 correspondiente la zona 3, factor de 1,20 correspondiente la zona 2 y factor de 1,60 correspondiente la zona 1, un perfil de suelo S_3 tiene un factor de suelo $S=1,10$ correspondiente a la zona 4, factor de 1,20 correspondiente la zona 3, factor de 1,40 correspondiente a la zona 2 y factor de 2,00 correspondiente la zona 1.

Los periodos T_P y T_L serán calculados según el tipo de perfil de suelo en estudio. Un perfil de suelo S_0 tiene un $T_P=0,3$ y un $T_L=3,0$, un perfil de suelo S_1 tiene un $T_P=0,4$ y un $T_L=2,5$, un perfil de suelo S_2 tiene un $T_P=0,6$ y un $T_L=2,0$ y por último un perfil de suelo S_3 tiene un $T_P=1,0$ y un $T_L=1,6$.

El factor de Amplificación Sísmica (C) se calculará siempre teniendo en cuenta las cualidades del sitio en el que se llevará a cabo el estudio, con lo siguiente: ($T < T_P$ entonces $C = 2,50$) ($T_P < T < T_L$ entonces $C = 2,50 * (T_P/T)$) ($T > T_L$ entonces $C = 2,50 * (T_P * T_L / T)$). (RNE, 2018, p.322)

Las Categorías de edificaciones y Factor (U) serán indicadas en categorías y se especifican a continuación las edificaciones y su factor U, primero tenemos la categoría A, esta categoría encontramos las edificaciones esenciales según el reglamento, La categoría B en la que encontramos las estructuras importantes las cuáles a diferencia de

la categoría A son estructuras con el fin de reunir a mucha gente tales como **terminales**, teatros, estadios, entre otros y estos a su vez obtienen un factor $U=1,3$. La categoría C en la que encontramos las estructuras para la comunidad, entendemos por esto las oficinas, las viviendas, los hospedajes y hoteles, entre otros, estos tienen un factor $U=1,0$. La categoría D aquí encontramos las estructuras que son destinadas a ser temporales. Los coeficientes básicos de reducción de las fuerzas sísmicas (R) serán obtenidos utilizando su tipo de construcción sismo resistente y los elementos empleados en su construcción, esto significa que en sistemas de concreto y acero obtendrán un factor equivalente a R_0 según la N.T.E.030 Sismo Resistente. Estos coeficientes mencionados serán dados a edificaciones en las que los elementos verticales y horizontales permitan la propagación de la energía soportando la estabilidad en la estructura (RNE, 2018, p. 323).

Para la regularidad estructural calificaremos a las estructuras como regulares e irregulares, en la primera veremos a las estructuras las cuales su configuración a sus cargas laterales no presenta irregularidades. Los factores I_a o I_p para estas estructuras será 1,0. Para las segundas, es decir las irregulares son las que posee irregularidades mostradas en el reglamento nacional de edificaciones (RNE, 2018, p.324).

En los factores de irregularidad vamos a encontrar dos tipos, uno el correspondiente a irregularidades en planta y el otro factor correspondiente a estructuras en. La primera es decir la irregularidad estructural en planta será $I_p=0.75$ siempre y cuando esta irregularidad es torsional, $I_p=0.60$ cuando sea torsional extrema, $I_p=0.90$ si tiene esquinas entrantes, $I_p=0.85$ para cuando tenga discontinuidad en el diafragma y $I_p=0.90$ si tiene sistemas no paralelos. Las restricciones a la irregularidad serán equivalentes a la relación entre la categoría de la edificación en estudio y sus irregularidades tomando siempre en cuenta su zonificación. Para el análisis estructural o análisis dinámico Modal Espectral se considera los modos de vibración y la aceleración espectral, dentro de los modos de vibración se podrán obtener a través de un estudio donde se considerará la distribución de masas y su rigidez. Para obtener la aceleración espectral toda dirección horizontal estudiada se deberá utilizar un espectro inelástico con aceleraciones que son dadas por $S_a = ((Z.U.C.S.) / R)$. g. Fuerza cortante mínima. Para toda dirección que se tendrá que tomar en cuenta en el análisis, en el primer entrepiso la fuerza cortante no deberá ser menor que el 80% del valor para estructuras regulares y no menor que el 90% para irregulares. (RNE, 2018, p.327).

Para la sismología la potencia que genera un movimiento de la tierra es índice de parámetros de los cuales podemos resaltar la distancia epicentral, también la magnitud

del sismo, la situación del terreno en donde ocurre el evento y los rasgos de la fuente sísmica. Se puede hacer uso a antiguos registros sísmicos y así poder evaluar la severidad de los desastres que suelen relacionarse con amplificaciones del mismo lugar por el motivo de la situación tanto geotecnia como geológicas del terreno. (Ritta, Suarez y Pando, 2012, p. 1400)

El motivo más importante por el cual se dedica mucho tiempo para hacer un buen diseño sísmico es el de reducir la probabilidad de que haya muchas pérdidas de vida, para cumplir esto tenemos que tener en cuenta que las deformaciones estructurales deben ser mínimas asignando a los elementos estructurales más importantes un gran nivel de resistencia para si optimizar la ductilidad de la estructura. (Buitrago, 2017, pag.6)

En la época actual el hormigón armado es el material de moda, por lo general antes de realizar una edificación, la ingeniería sísmica e centra en este tipo de material para las edificaciones (Lang y Kerstin, 2002, p. 37)

Para el análisis Estructural con elementos finito se llegará a este procedimiento determinando los esfuerzos, desplazamientos, la velocidad, la aceleración y fuerzas que obtenemos principalmente en los apoyos de las edificaciones, esto se debe a la carga mecánica que puede variar o no en relación al tiempo. (Molina, 1992, p.24).

El MEF (método de elemento finitos), es una técnica numérica que ha sido de gran uso para los problemas que se plantean en el campo de la ingeniería, lleva un tiempo promedio de 3 décadas (Naylor, 1981), en su mayoría el MEF brinda mayor facilidad en cuanto a los cálculos convencionales, rompiendo las limitaciones de otros métodos porque cuenta con todas las herramientas capaces de considerar cada dato variable que el profesional va a utilizar, entre las más destacadas están la aplicación de cargas y esfuerzos, el complejo de la relación suelo-estructura, comportamiento no lineal de los materiales, etc. (Pérez, 2012, p.1).

El Software ETABS es una herramienta innovadora que ha revolucionado los últimos años, ya que es el fruto de 40 largos años de esfuerzo y dedicación de investigadores. Posee capacidad analítica lineal y no lineal por medio de imágenes 3D, consta de muchos comandos sofisticados que cuentan con diversos materiales de la construcción. (Calle, 2017, p. 27).

Para el análisis de la estructura usando el software computacional Etabs se necesita tener antes propiedades de los materiales, cargas, pesos de elementos, espectro de respuesta entre otros para así tener los resultados como corte de piso, desplazamiento, momento de flexión y derivas. (Mohana, Kavan 2015, p. 1993)

El siguiente concepto puede definir a un modelamiento matemático: grupo de ecuaciones que dan a conocer los rasgos principales de un sistema físico mediante términos de variables el cual el sistema describe. Estos modelamientos generalmente toman como punto de referencia a las leyes científicas fundamentales la física tales como la conservación de la energía, la conservación del impulso lineal entre otros. (Prieto y Garzón, 2018, p. 37)

A lo largo de distintos estudios de análisis estructural de los cimientos que ha ido realizando el campo de la ingeniería civil, sintetizo que estaba establecido que sobre ellos descansan las cargas transmitidas por los elementos estructurales, realizado mediante un método de apoyos fijos. Luego nombrare subestructura al cimiento, el cual es la parte que se ubica del nivel del terreno para abajo, esta se encarga de derivar las cargas al suelo y por esta acción es donde el suelo es comprimido generando asentamientos. Muchas veces por más bien elaborada que este la estructura, se tiene que considerar la relación que llevara esta con el suelo para evitar futuros problemas de asentamientos. (León, 2011, p.1)

Un Asentamiento se da cuando se deforma verticalmente el terreno que se halla por debajo de la cimentación (Zapata). Si bien no hay mucho problema con el asentamiento de solo un elemento estructural, pero si generan grandes grietas y perdida de la estabilidad estructural cuando los asentamientos de traducen a distorsiones angulares. (Picón y Ruiz, 2019, p. 14)

Asentamiento Diferencial, en todo estudio de mecánica de suelos se deberá dejar indicado el asentamiento tolerable para la edificación a analizar. Dicho asentamiento diferencial no debe tener altos valores en lo que refiere a la distorsión angular. (R.N.E. 2018, p. 372)

El modelamiento de Wincler es un método que nos da a conocer o entender cómo se comporta el suelo con la fundación. Esta forma de análisis puede hacer el simulamiento del movimiento del máximo nivel plástico del terreno y el nivel de asentamiento que producirá ante la carga de una estructura.

Una de las partes de una estructura es la base, la cual es el intermediario de transportar las cargas emitidas por la estructura hacia el suelo. Es de vital importancia saber el asentamiento y desplazamiento de una estructura para evaluar su comportamiento estructural. (Balaji, 2014, p. 1)

Mediante el método de análisis que presenta Parcher, la solución ante los asentamientos se puede dar teniendo en cuenta el sistema de masa del terreno con una característica tan elástica y que sea desde luego compatible con el elástico. (Lamb, 1968, p. 28)

Hay varias características que definen el comportamiento del suelo, por lo general es elástico, pero también posee comportamiento viscoso y plástico, gracias a la elasticidad del suelo que brinda equilibrio, se logra hallar una respuesta dinámica, y las otras dos características se pueden ver manifestadas por la acción del amortiguamiento. Se debe considerar estas definiciones junto con los de vibración de un tipo de sistema elemental, para poder interpretar el tema de la interacción suelo-estructura. (Hernández, 2013, p. 23). Las perturbaciones que experimenta la parte estructural derivan de los efectos en la ruta y el sitio de la interacción suelo-estructural. (Sushma, 2013, p. 7)

Dentro del planteamiento del problema no formulamos la siguiente pregunta ¿Cuál será el grado de vulnerabilidad sísmica del pabellón “B” de la Planta de filete de anchoa ubicado en el pueblo joven Villa María? Nosotros justificamos nuestro estudio porque el pueblo joven villa maría en donde se encuentra la planta de Filete de Anchoa presenta un suelo y terrenos inestables de muy poca resistencia, a su vez al realizarse diferentes estudios de suelos muy cerca al área en estudio, hemos observado nivel freático a 1.50 m alto y relleno, la zona en estudio, es decir el pueblo joven de Villa María es considerado uno de los lugares más vulnerables al ser escenario de desastres naturales y en nuestra inspección a la zona pudimos observar grandes problemas estructurales tales como grietas, fisuras y daños arquitectónicos que son causados por la zona de estudio y su terreno y estos se complicaran ante la llegada de un evento sísmico considerable. La planta de filete de Anchoa se localiza en la manzana V` en el PJ. Villa María, dicho lugar posee un terreno muy inestable ya que se presentan constantes filtraciones de agua debido a su acercamiento al mar, esto a futuro puede generar muchos desastres tanto económicamente como socialmente. Una de las causas principales por las que se pueden generar estos desastres se deberá a los desplazamientos laterales y los asentamientos diferenciales, todo esto se centra a la relación que existe entre el suelo y el bloque estructural principalmente la estructura de las bases y los cimientos. Así que por este motivo se considerara como principal punto a analizar las bases y los cimientos de esta obra y la relación que puede tener con este tipo de suelo como el que presenta este pueblo joven. Otro de los elementos estructurales a considerar es la placa el cual es el que predetermina el nivel de desplazamientos que se presentara.

La costa peruana es muy vulnerable, ya que como se sabe esta conforma una de las regiones del conocido cinturón de fuego, gran tramo en donde se presentan varias zonas donde hay presencia de considerable subducción. El constante estrés que presentan las placas de esta zona provoca que a futuro los suelos de las costas presenten deformaciones

e incluso pueden llegar a provocar los maremotos, es por eso que este proyecto en primer lugar tomara como objetivo principal halla el grado de vulnerabilidad de esta planta, y constantemente se ira detallando el comportamiento estructural.

Como objetivo principal tenemos el determinar el grado de vulnerabilidad sísmica del Pabellón “B” de la Planta de filete de anchoa ubicado en el pueblo joven Villa María – Nuevo Chimbote – 2019. Y como objetivos específicos tenemos el evaluar el comportamiento de la estructura ante la presencia de un evento sísmico de diseño normativo empleando el software Etabs incluyendo el análisis suelo estructura y finalmente determinar el índice de Vulnerabilidad de la estructura mediante la comparación del método Benedetti Petrini y la escala Macro Sísmica Europea.

II. MÉTODO

2.1. Diseño de Investigación

Investigación no experimental, debido a que la investigación será descriptiva.



Donde:

M: Pabellón “B” de la Planta de filete de anchoa

Xi: Vulnerabilidad sísmica

Oi: Resultados

2.2. Variables, Operacionalización

VARIABLE	DEFINICION CONCEPTUAL	DEFINICION OPERACIONAL	DIMENSIONES	INDICADORES	SUB INDICADORES	ESCALA DE MEDICION
Vulnerabilidad sísmica	La Vulnerabilidad sísmica que se presenta en distintas áreas urbanas y en las estructuras, adopta el concepto de la llegada de daños debido a los movimientos sísmicos, y mayormente las consecuencias se derivan de sus rasgos físicos y diseños de estructuras ya que no se toma mucho en cuenta la calidad de los materiales y su	La variable se logrará obtener mediante los estándares actuales acompañados de un software con la finalidad de realizar un modelo computacional representativo de la superestructura y subestructura, asimismo mediante los estándares ACI 318-14 y norma técnica E-030 decretada en el año 2016 con el objetivo de revisar los parámetros	Índice de Vulnerabilidad (Benedetti Petri)	Organización del sistema resistente	Año de construcción	Nominal
					Asesoría técnica	
				Calidad del sistema resistente	Año de construcción	
					Calidad de materiales y del proceso constructivo	
				Resistencia convencional	Coefficientes ‘ah’	
				Posición del edificio y cimentación	Suelo intermedio o flexible	
					Suelo intermedio o flexible con sales y humedad	
					Sin asesoría técnica	
				Diafragmas horizontales	Calidad de diafragmas	
					Elementos resistentes verticales	
				Configuración en planta	$\beta_1=a/L$ - $\beta_2=b/L$	
				Configuración en elevación	Valor y relación de alturas	
				Distancia máxima entre los muros	Año de construcción	
Asesoría técnica						
Tipo de cubierta	Resistencia sísmica de la cubierta					
Elementos no estructurales	Calidad de mampostería					
Estado de conservación	Bueno					
	Ligeramente dañado					

configuración de estructura.	establecidos. El desarrollo de esta variable tendrá como estudio entre los meses de octubre del año 2018 a julio del año 2019, este desarrollo de variable se llevará acabo en el pabellón "B" de la planta de filete de anchoa en el pueblo joven villa maría	Escala Macrosismica Europea EMS-98	Grado 1	Mal estado de conservación	
			Grado 2	Sin daños a daños leve	
			Grado 3	Daños moderados	
			Grado 4	Daños sustanciales a severos	
			Grado 5	Daños muy severos	
		Análisis estático lineal	Peligro sísmico	Factor de zona	Nominal
				Perfil de suelo	
				Parámetro de sitio	
			Caracterización del edificio	Factor uso	
				Sistema estructural	
				Factor de irregularidad	
			Análisis estructural	Fuerza cortante basal	
				Periodos de Vibración	
		Fuerza de centro de masas			
		Validación de la estructura	Fuerzas sísmicas verticales		
			Desplazamiento lateral		
		Análisis Dinámico lineal	Peligro sísmico	Distorsión admisible	Nominal
				Factor zona	
				Perfil de suelo	
			Caracterización del edificio	Parámetro de sitio	
Factor uso					
Sistema estructural					
Análisis estructural	Factor irregularidad				
	Modo de vibración				
	Espectro de pseudo aceleración				
	Modo de vibración				

					Fuerzas sísmicas verticales
				Validación de la estructura	Distorsión admisible
					Desplazamiento lineal
				Interacción Suelo-Estructura	Rigidez de Suelo
					Capacidad Portante

2.3. Población y muestra

La población es la fábrica de filete de anchoa y la muestra será: El pabellón “B” el cual es una estructura de concreto armado con sistema estructural mixto, el cual posee un sistema aporticado y confinado, cuenta respectivamente con 5 placas, una en la frontera y otras cuatro distribuidas en los costados, los cuales brindan una gran resistencia y rigidez lateral antes desplazamientos laterales.

2.4. Técnicas e instrumentos de recolección de datos, validez y confiabilidad

2.4.1. Técnica:

Para el desarrollo del proceso de la siguiente investigación se usará la técnica de la observación.

2.4.2. Instrumento:

Para determinar el grado de vulnerabilidad sísmica en el Pabellón “B” en la planta de filete de Anchoa emplearemos como instrumento una guía de recolección de datos existentes acerca del método constructivo y de los parámetros ya establecidos como los de la norma técnica E-030 la cual es puesta en aplicación para el diseño del mismo. Esto nos permitirá corroborar si el diseño estructural cumple con los parámetros establecidos mínimos establecidos en la norma E-030. De una vez obtenido los datos necesarios solicitados pasaremos al siguiente paso el cual será la modelación tanto del sistema aporticado como confinado del Pabellón “B”, por medio del uso del software Etabs.

2.4.3. Validez y Confiabilidad

Para la validación del instrumento, se ejecutará la técnica de juicio de expertos, el cual consta que por lo menos tres ingenieros civiles expertos en la rama de la ingeniería sísmica y estructural, brinden observaciones y recomendaciones que serán necesarias para que dicho instrumento pueda ser aprobado y poder así dar inicio a su ejecución.

2.5. Procedimiento

La presente investigación se analiza el comportamiento simplificado de un bloque estructural de tres niveles con un azotea, los materiales usados son las resistencias convencionales en el concreto de 210kg/cm^2 , con acero de refuerzo de grado 60ksi, excluyendo en el análisis los niveles freático siendo un modelo empotrado en la base y evaluando la superestructura del bloque B, que es uno de los bloques que se encuentra

en la planta de Anchoa, incluyendo en el análisis los parámetros sismorresistente vigentes que estipula el reglamento nacional de edificaciones actual, dando inicio como visita técnica al bloque analizar y recolectando datos como son los planos y registro fotográfico que se tomaran en cuenta en la modelaciones o representación computacional con software Etabs, seguidamente al contar con los planos se identifica los elementos estructurales como columnas, vigas, placas y albañilería para tener en cuenta el sistema estructural con el que se estará trabajando, luego con la ayuda de un software por la presencia de múltiples elementos que enlazados forman el bloque estructural hacen que el análisis sea complejo entonces con la ayuda computacional se puede cumplir con los objetivos específicos, se identificó presencia de muros estructurales en ambas direcciones y que están con la finalidad de absorber gran porcentaje del cortante basal en cada dirección, estos elementos de corte no deben de contar con vigas encima en la zona local de entrepiso por que distorsiona el diagrama de momento del elemento de corte, sin embargo se está incluyendo estos detalles en el modelo representativo computacional para la obtención de resultados y posteriormente dar soluciones e indicaciones en la presente tesis, continuando se incluye la cargas permanente y sobrecarga en los entrepisos, especificando que para las carga permanentes incluye el peso del ladrillo convencional de dimensiones 30x30x15cm sumado con el peso de acabados, la sobrecarga a usar se encuentra en la norma E020 del reglamento nacional de edificaciones, una vez teniendo en cuenta las cargas a gravitacionales a usar, recordando que en el software para los entrepisos de la aligerado unidireccional usa la nervadura de tipología en forma T, teniendo que agregar manualmente al software el peso de ladrillo por metro cuadrado que es 65kg/m², para que cada entrepiso trabaje en conjunto y tenga el comportamiento indica do de dos translaciones y una rotación se deben agrupar los elementos horizontales y verticales incluyendo nudos indeformables en la conexiones de vigas y columnas, para la incorporaciones de parámetros sismorresistente se revisó la normativa de la E030 del reglamento nacional de edificaciones, el sismo que esta función a parámetros de sitio sería el sismo de diseño hasta la actualidad siendo simulado el modelo computacional bajo la solicitud de sismo normativo, cumpliendo el primer objetivo específico, se tendrá que tener en cuenta los valores admisibles de derivas de entrepisos para poder saber si cumple con la normativa sismorresistente actual, sabiendo que las derivas de entrepisos son la diferencia de desplazamientos absolutos de dos entrepisos dividido por su longitud teniendo como resultado sin unidades o adimensional llevándolo porcentajes se chequea si está dentro de los parámetros admisible, el presenta estudio se realizó con

el sismo de diseño que es el reglamentario , diagrama de pseudoaceleraciones espectro de diseño que es la envolvente de sismos ocurridos en el Perú. Este análisis tiene los de fuerza equivalente y combinación modal –espectral incluyendo el espectro de diseño.

Para el segundo objetivo se indica el índice de Vulnerabilidad en función a los parámetros que se utilizaran por el método Benedetti Petrini y se realizara una comparación con la Escala Macro sísmica Europea.

Para el tercer objetivo se enfocará en las zonas locales de muros de corte del bloque B, dando a conocer que el muro estructural no estaría cumpliendo su principal función que es absorber gran porcentaje de fuerza sísmica y como está ahora no estaría cumpliendo su función de manera eficiente, especificando sus resultados y posibles alternativas de solución.

2.6. Método de Análisis de Datos

Para nuestro proyecto de tesis empelamos un método hibrido simple, debido a que en primer lugar se realizará el análisis descriptivo, con el objetivo de mostrar y plasmar en esta investigación las características del comportamiento de la estructura y luego de la variable que se está estudiando. Posteriormente a través de la recopilación de datos obtenidos y que fueron reflejados en el programa computacional Etabs con el objetivo principal de determinar el grado de vulnerabilidad sísmica en el pabellón “B” de la planta de filete de anchoa para realizar el modelamiento acorde a los resultados del comportamiento estructural.

2.7. Aspectos éticos

En el siguiente trabajo, los autores del proyecto de investigación asumen el compromiso que está bajo su responsabilidad la originalidad de los resultados logrados por medio de esta investigación y que se guarda respeto el derecho de autor hacia otros proyectos sin necesidad de fomentar el plagio o a la copia. El presente proyecto está destinado también para el provecho para la sociedad y para el beneficio de las personas teniendo siempre en cuenta la situación de su entorno, ya que se hace con el principal objetivo de determinar la vulnerabilidad sísmica del pabellón “B” de la planta de filete de Anchoa.

III. Resultados

1. DETERMINAR EL PERIODO FUNDAMENTAL, T

Método Computacional

En el software ETABS observamos el periodo fundamental, T, de la estructura por medio de la Tabla “Modal Participación Mass Ratios”, mostrando a continuación.

Figura 1. Formas Modales, visualización de la Tabla de PPMM y períodos Fundamentales

TABLE: Modal Participating Mass Ratios														
Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
Modal01	1	0.321	0.8271	0.0001	0	0.8271	0.0001	0	1.58E-05	0.2543	0.0077	1.58E-05	0.2543	0.0077
Modal02	2	0.269	0.0005	0.7661	0	0.8276	0.7662	0	0.2532	0.0003	0.0556	0.2532	0.2546	0.0632
Modal03	3	0.179	0.0035	0.0568	0	0.8311	0.823	0	0.0122	0.0017	0.7387	0.2654	0.2563	0.802
Modal04	4	0.085	0.1268	7.952E-06	0	0.958	0.823	0	0.0001	0.5591	0.0001	0.2655	0.8155	0.8021
Modal05	5	0.077	0.0001	0.0808	0	0.9581	0.9038	0	0.3535	0.0004	0.0064	0.619	0.8158	0.8084
Modal06	6	0.067	7.601E-06	0.0651	0	0.9581	0.9689	0	0.2355	1E-06	2.536E-05	0.8545	0.8158	0.8085
Modal07	7	0.052	0.0003	0.0008	0	0.9584	0.9697	0	0.0045	0.0006	0.0713	0.859	0.8164	0.8798
Modal08	8	0.051	9.604E-06	0.0014	0	0.9584	0.9711	0	0.0063	4.5E-05	0.0001	0.8653	0.8164	0.8799
Modal09	9	0.051	0.00004342	0.0003	0	0.9584	0.9714	0	0.0015	0.0005	0.0212	0.8668	0.817	0.9011
Modal10	10	0.05	0.0022	0.0001	0	0.9607	0.9715	0	0.0005	0.0097	0.0007	0.8673	0.8267	0.9018
Modal11	11	0.048	0.003	0.0005	0	0.9637	0.972	0	0.0023	0.0108	0.0527	0.8696	0.8375	0.9545
Modal12	12	0.045	0.00001056	0	0	0.9637	0.972	0	0	4.4E-05	7.093E-07	0.8696	0.8375	0.9545

Fuente: Etabs

El T fundamental, es el tiempo, mayor (más grande) que puede ocurrir en una estructura, para que ésta-vibre.

Existen distintos tipos de vibración, pero hay un cierto tiempo en el cada uno de estos tipos vuelve a repetir el ciclo de vibración. La cantidad de tiempo que tarda la estructura en repetir su modo de vibración es el PERIODO (T) para este tipo de vibración. El mayor de éstos T, es el período fundamental.

Método de Rayleigh

$$V_y = 471.936$$

Tabla 1. Cálculo Manual del Período Fundamental del Edificio, según Artículo 4.5.4 de la NTE E.030-2018

Piso	Altura hi(m)	Peso Pi(Tn)	Pixhi (Tn.m)	α_i	f_i (Tn)	d_i (mm)	$P_i \cdot d_i^2$ (Tn.mm ²)	$f_i \cdot d_i$ (Tn.mm)
Piso 3	13.3	768.195	10216.991	0.561	264.61274	6.982	37448.2	1847.526
Piso 2	9.55	600.514	5734.913	0.315	148.53012	4.781	13726.5	710.1225
Piso 1	5.8	391.394	2270.084	0.125	58.793538	2.483	2413.06	145.9844
Base	-	1760.103	18221.988	1.000	471.9364	-	53587.8	2703.633

Fuente: Propia

$$T = 0.85 \left(2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n P_i \cdot d_i^2}{g \sum_{i=1}^n f_i \cdot d_i}} \right)$$

$$T = \mathbf{0.240 \text{ s}}$$

$$\omega = 26.2 \text{ rad/s}$$

$$f = 4.16 \text{ cyc/s}$$

$$PPMM = 0.7413$$

$$KL = 91112.09515 \text{ Tn/m}$$

Método Empírico 1970

Contando con un periodo brindado por el software incluido en lo establecido.

$$T = \frac{0.09(h)}{\sqrt{D}} \quad \text{Para estructuras Solamente con pórticos}$$

$$T = \frac{0.05(h)}{\sqrt{D}} \quad \text{Para estructuras Rígidas con gran cantidad de muros}$$

$$T = \frac{0.07(h)}{\sqrt{D}} \quad \text{Para estructuras Mixtas}$$

Periodo fundamenta de la estructura, Usar caso III, para estructuras Mixtas

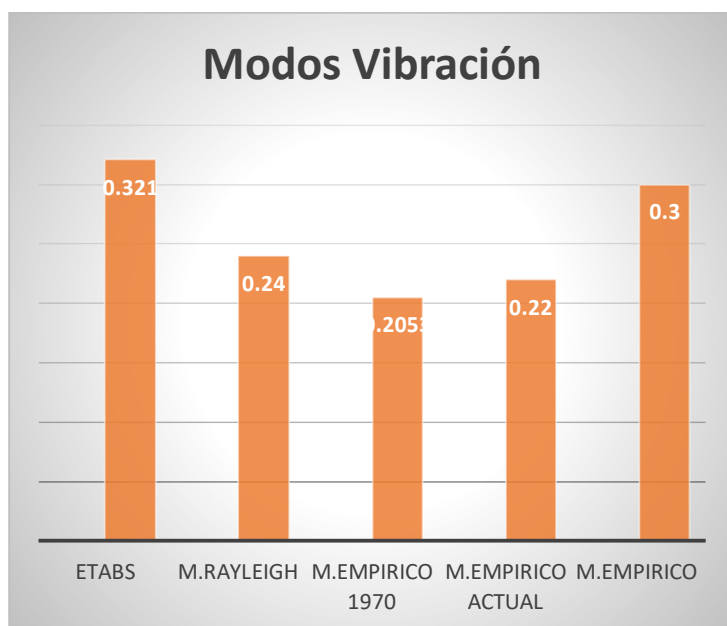
$$T = \frac{0.07(13.30\text{m})}{\sqrt{20.55\text{m}}} = 0.2053$$

Empírico $\rightarrow 0.1N\#\text{Story} = 0.30\text{seg.}$

Método Empírico Actual

$$T = \frac{13.30}{60} = 0.22\text{seg.} \quad , \text{ ver norma E030.}$$

Figura 2. Resultados de los modos de vibración según sus métodos



Fuente: Propia

2. COEFICIENTE DE AMPLIFICACION SISMICA, C

En concordancia con el tipo de suelo, mediante la expresión del Artículo 7 de la E.030 2018.

$$T < T_p \quad C = 2.5 \quad \dots\dots\dots(1)$$

$$T_p < T < T_L \quad C = 2.5 \left(\frac{T_p}{T} \right) \quad \dots\dots\dots (2)$$

$$T_p < T < T_L \quad C = 2.5 \left(\frac{T_p + T_L}{T} \right) \dots\dots\dots(3)$$

3. PARAMETROS DE SITIO

Z4=0.45 U=1.30 S=1.10 T_p=1.00 TL=1.60

R_{ox}=6.00 R_x=6.00 SISTEMA DE MUROS ESTRUCTURALES

R_{oy}=6.00 R_y=6.00 SISTEMA DE MUROS ESTRUCTURALES

Obteniendo el periodo fundamental de la estructura, aplicaremos la condición (1) obteniendo menor resultado que el T_p

T = 0.321seg.

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

4. EVALUAR C/R

$$\frac{C}{R_x} = \frac{2.5}{6} = 0.41667 \quad 0.4167 \geq 0.125 \quad \frac{C}{R_x} = 0.41667$$

$$\frac{C}{R_y} = \frac{2.5}{6} = 0.41667 \quad 0.4167 \geq 0.125 \quad \frac{C}{R_y} = 0.41667$$

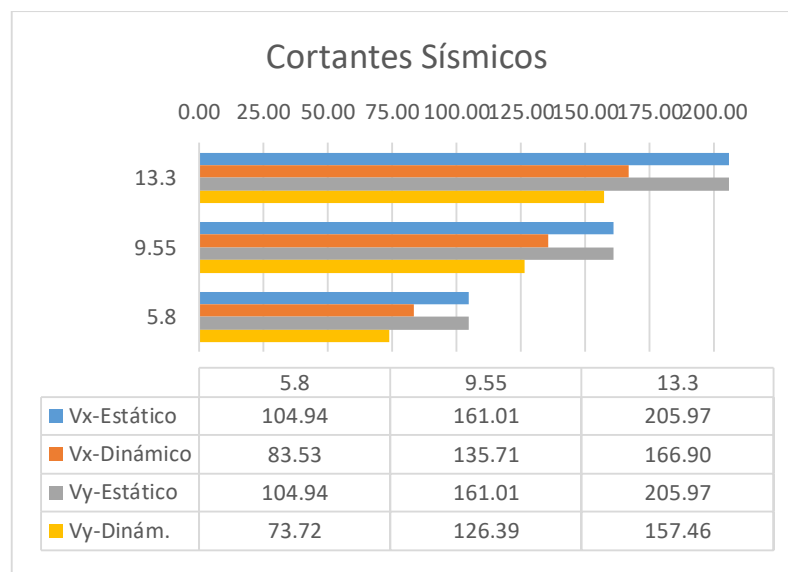
5. CALCULO DE LOS COEFICIENTES ESTATICOS

$$\frac{ZUCS}{R_x} = 0.45 \times 1.30 \times 1.10 \times 0.4167 = 0.2681 \quad \text{SISTEMA DE MUROS}$$

$$\frac{ZUCS}{R_y} = 0.45 \times 1.30 \times 1.10 \times 0.4167 = 0.2681 \quad \text{SISTEMA DE MUROS}$$

6. RESULTADOS CORTANTES SISMICOS

Figura 3. Resultados de los cortantes sísmicos



Fuente: Propia

Tabla 2. Valor dinámico

REGULAR EL V. DINAMICO TIENE QUE SER MAYOR O IGUAL AL 80% DEL CORTANTE ESTATICO					
V Dinámico X	81.82%	del Cortante Estático en X	Ok		
V Dinámico Y	75.77%	del Cortante Estático en Y	Escalar	1.0559	80.00%
SE PROCEDE AL DISEÑO CORRESPONDIENTE SACANDO LOS MOMENTO CORTANTES Y AXIALES GENERADOS POR EL ANALISIS					

Fuente: Propia

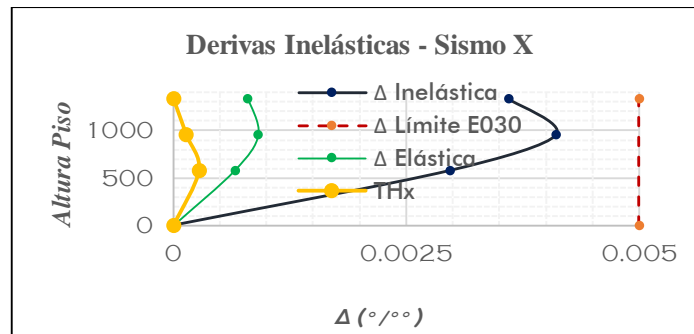
7. CONTROL DE DESPLAZAMIENTOS PARA UN SISMO DE DISEÑO NORMATIVO VS REGISTRO SISMICO DIRECCION X (NORTE-SUR)

Figura 4. Tabla de desplazamientos máximos

Tabla de Distorsiones de Entrepisos: N-S								
Story	Combo	Altura	Δ Max.	Δ Relativo	Deriva	Deriva	Deriva	
		cm	cm	cm	Elástica	Inelástica	Límite	
TECHO3	SX+e	1330	1.02560	0.30030	0.000801	0.003604	5 ‰	Ok
TECHO2	SX+e	955	0.72530	0.34220	0.000913	0.004106	5 ‰	Ok
TECHO1	SX+e	580	0.38310	0.38310	0.000661	0.002972	5 ‰	Ok
BASE	SX+e	0	0.0000	0	0	0	5 ‰	

Fuente: Etabs

Figura 5. Derivas Inelásticas Sismo en X



Fuente: Excel, ver en anexos gráficos de SX+e , THx

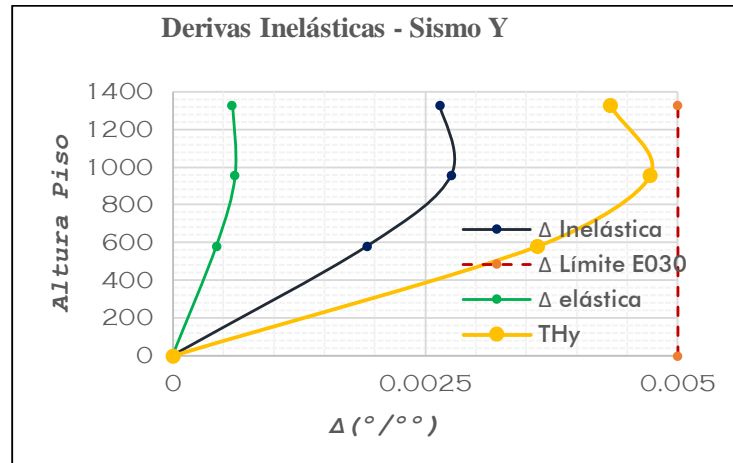
8. CONTROL DE DESPLAZAMIENTOS PARA UN SISMO DE DISEÑO NORMATIVO VS REGISTRO SISMICO DIRECCION Y (ESTE-OESTE)

Figura 6. Tabla de desplazamientos máximos

Tabla de Distorsiones de Entrepisos: E-W								
Story	Combo	Altura	Δ Max.	Δ Relativo	Deriva	Deriva	Deriva	
		cm	cm	cm	Elástica	Inelástica	Límite	
TECHO3	SY+e	1330	0.69820	0.22010	0.0006	0.002641	5 ‰	Ok
TECHO2	SY+e	955	0.47810	0.22980	0.0006	0.002758	5 ‰	Ok
TECHO1	SY+e	580	0.24830	0.24830	0.0004	0.001926	5 ‰	Ok
BASE	SY+e	0	0.0000	0	0	0	5 ‰	

Fuente: Etabs

Figura 6. Derivas Inelásticas Sismo en Y

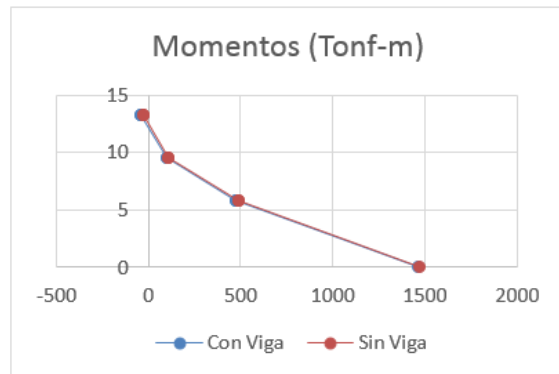


Fuente: Excel, ver en anexos gráficos de SY+e, THy

9. CORTANTE, MOMENTO Y AXIAL EN PLACAS

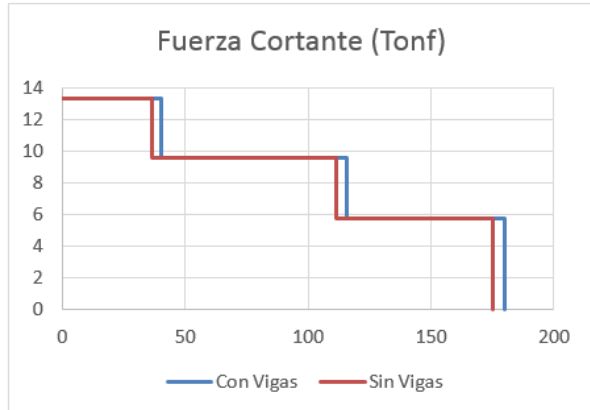
Fuerza Momento (Tonf-m), Dirección Y-Y (E-W)			
Altura	Con Viga	Sin Viga	%
13.3	-43.4645	-28.9952	1.499
13.3	-43.4645	-28.9952	1.499
9.55	98.9807	107.5188	0.921
9.55	98.9807	107.5188	0.921
5.8	472.4679	487.469	0.969
5.8	472.4679	487.469	0.969
0	1461.4012	1470.9627	0.993

Para Sismo de Diseño E030



Fuerza Cortante (Tonf), Dirección Y-Y (E-W)			
Altura	Con Viga	Sin Viga	%
13.3	40.3692	36.4037	1.109
13.3	40.3692	36.4037	1.109
9.55	40.3692	36.4037	1.109
9.55	115.6961	111.5858	1.037
5.8	115.6961	111.5858	1.037
5.8	180.0781	175.1057	1.028
0	180.0781	175.1057	1.028

Para Sismo de Diseño E030



Fuerza Axial CM (Tonf), CM= PP+Carga Permanente			
Altura	Con Viga	Sin Viga	%
13.3	27.8461	24.686	1.128
9.55	56.4283	49.9362	1.130
5.8	91.8069	82.0727	1.119
0			

Para Carga Estatica

Fuerza Axial CV (Tonf), Sobrecarga			
Altura	Con Viga	Sin Viga	%
13.3	6.93	6.6404	1.044
9.55	14.3589	13.648	1.052
5.8	21.3512	20.2932	1.052
0			

Para Carga Estatica

10. VUNERABILIDAD DE LA ESTRUCTURA

Una vez obtenidos las respuestas de los 11 parámetros del método Benedetti Petrini se procede a colocarlos con sus datos equivalentes en la escala numérica del índice de vulnerabilidad para bloques estructurales de concreto armado.

	Parámetros	Ki A	Ki B	Ki C	Wi	K Wi
1	Organización del sistema resistente	0			4	0
2	Calidad del sistema resistente	0			1	0
3	Resistencia convencional	-1			1	-1
4	Posición del edificio y cimentación		1		1	1
5	Diafragmas horizontales	0			1	0
6	Configuración en planta		1		1	1
7	Configuración en elevación	0			2	0
8	Distancia máxima entre columnas	0			1	0
9	Tipo de cubierta	0			1	0
10	Elementos no estructurales	0			1	0
11	Estado de conservación	0			1	0
Índice de vulnerabilidad						5.88

Luego de obtenidos esos datos, se obtiene el índice de vulnerabilidad de la estructura mediante la siguiente expresión:

$$I_v = 100 \cdot \frac{\left(\sum_{i=1}^{11} K_i \cdot W_i \right) + 1}{34}$$

Rangos de índice de vulnerabilidad normalizada

Vulnerabilidad	Vulnerabilidad
0 < I _v norm. < 20	BAJA
20 ≤ I _v norm. < 40	MEDIA
I _v norm. ≥ 40	ALTA

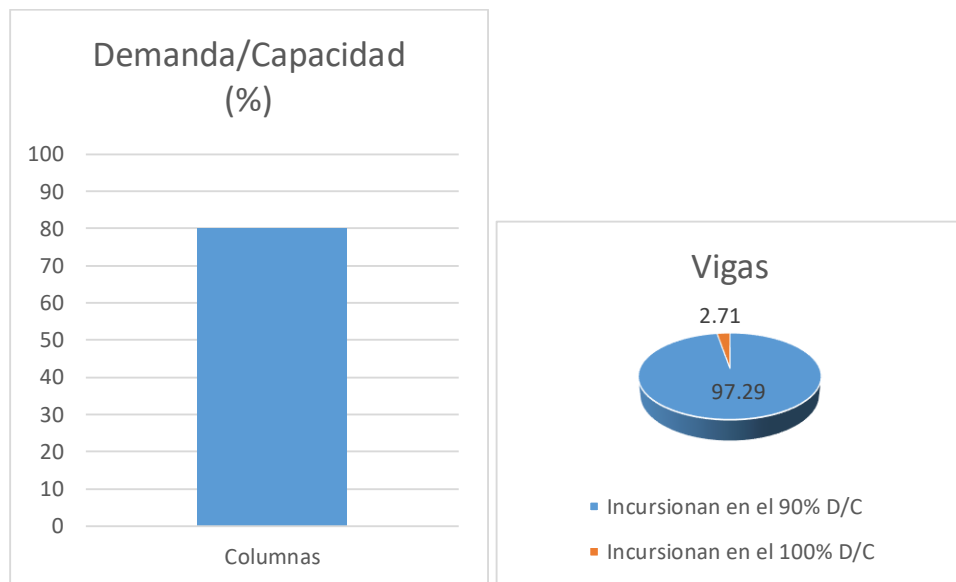
Fuente: Quispe Norbertt, 2004

Según el índice de vulnerabilidad normalizado el pabellón B presenta una vulnerabilidad media.

Con esta evaluación de índice de vulnerabilidad sísmica Benedetti y Petrini nos dan a conocer que la estructura evaluada no presenta en su total caso una alta vulnerabilidad sísmica, esto debido a que está bien configurada estructuralmente ya en su proceso constructivo se ha seguido paso a paso lo detallado en el expediente técnico, lo cual se puede corroborar mediante a la evaluación visual que se realizó durante su proceso de construcción

11 EVALUACION DE LA VULNERABILIDAD SISMICA MEDIANTE LA EMS-98

Figura 7. Porcentaje de demanda / capacidad del bloque B con el sísmico de diseño normativo E030



El Bloque B de la planta de Anchoa muestra lo siguiente.

El 100% de elementos columnas del modelo computacional incursionan en el 90% de su capacidad de resistencia admisible.

El 97.29% de elementos viga del modelo computacional incursionan en el 90% de su capacidad de resistencia admisible.

El 2.71% de elementos viga del modelo computacional incursionan en el 100% de su límite de soporte admisible.

Obteniendo un grado de vulnerabilidad de 2 (Escala Macro sísmica europea), sin daños a daños leve.

12. COMPARACIÓN MÉTODO BENEDETTI CON LA ESCALA MOCRISISMICA EUROPEA

Luego de realizar el índice de vulnerabilidad, mediante el método de Benedetti y Pretini, obteniendo como resultado una vulnerabilidad baja, al encontrarse el resultado obtenido (5.88) entre los márgenes de 0 y 20; por tanto, se determina que mediante este resultado la vulnerabilidad sísmica de la edificación será baja.

Al término del modelamiento estructura de la edificación de estudio, se observó un porcentaje de participación del 100% de las columnas incursionan en un 90% de su resistencia admisible, frente al sismo; así el 2.71% de las vigas de la estructura trabajan a la totalidad (100%) de su capacidad de resistencia, mientras el 97.29% trabajan al 90% de su capacidad de resistencia. Pudiéndose producir principalmente daños arquitectónicos, rajaduras en tarrajeo o enchapados en las paredes.

Al realizar una comparación entre los resultados obtenidos mediante ambos métodos, se pudo observar una similitud en los resultados obtenidos, dado que con ayuda del método de Benedetti y Pretini se observa que esta no sufriría daños considerables o que puedan considerarse graves, los cuales se respaldan mediante los observado en el grado de participación que tienen las vigas y columnas, que mediante la escala macrosísmica europea podemos observar que la estructura podría sufrir, rajaduras, o pequeñas fisuras en las áreas donde el grado de participación de las vigas es mayor. En conclusión, ambos métodos conllevan a resultados similares, donde se puede concluir que la estructura no es vulnerable ante un sismo.

Vulnerabilidad	Vulnerabilidad
$0 < I_v \text{ norm.} < 20$	BAJA
$20 \leq I_v \text{ norm.} < 40$	MEDIA
$I_v \text{ norm.} \geq 40$	ALTA

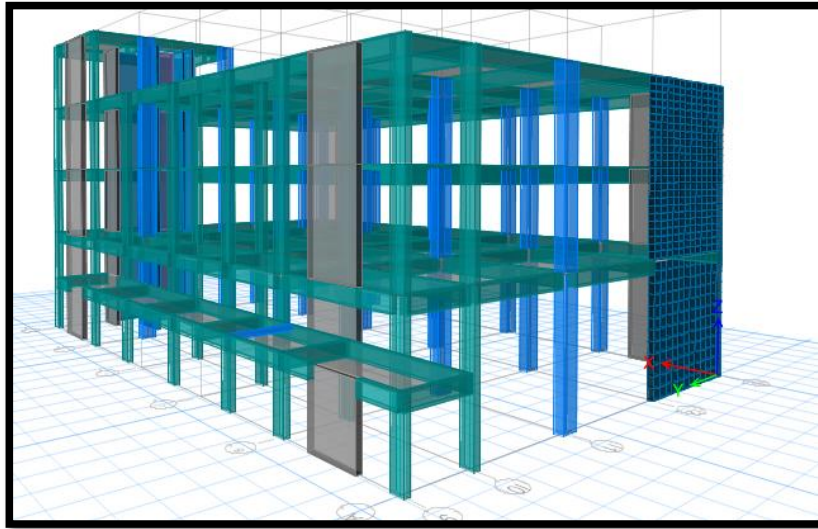
BENEDETTI Y PETRIN

Grado 1	Sin daños a daños leves
Grado 2	Daños moderados
Grado 3	Daños sustanciales a severos
Grado 4	Daños muy severos
Grado 5	Destrucción

EMS-98

13. INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA

Figura 8. Modelación de la edificación sin considerar la cimentación



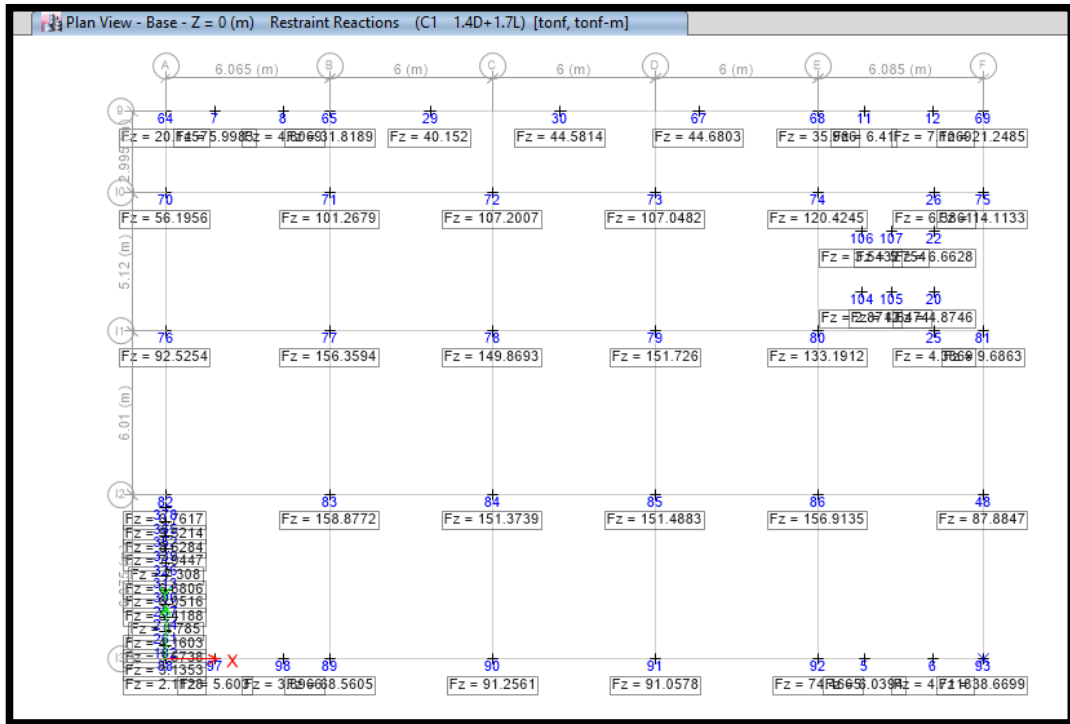
Fuente: Software Computacional

Teniendo el modelo computacional, las transmisiones de carga de servicio en cada punto de apoyo son las que se mostraran a continuación considerando que para terrenos con poca capacidad de soporte según los antecedentes encontrados en el estudio de mecánica de suelos se amplificará en un 10% de peso de servicio.

Este incremento se tiene por la presencia de pesos extras que se deben tener en cuenta como la presencia de relleno, influencia de área tributaria de falsos pisos, tabiquería en el primer nivel y peso propio de la cimentación. Pesos que no son reportados en un análisis estructural por empotrar en la conexión columna y zapata, no considerando los múltiples casos de cargas extras que inciden la cimentación y determinan finalmente el peso que se transmita para su mejor control.

Para esto se tiene en cuenta la rigidez del terreno,

Figura 11. Cargas de servicio en cada apoyo amplificado en un 10%(Tonf)



Fuente: Software Computacional

La columnas de máxima Carga Ultima (Tnf) , son los apoyos (77,90,78).

COLUMNA CENTRAL

SEGÚN ACI 318-19 (SECCION 9.21)

$$V_u = 156.359 \text{ Tn}$$

$$V_c = \phi * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d$$

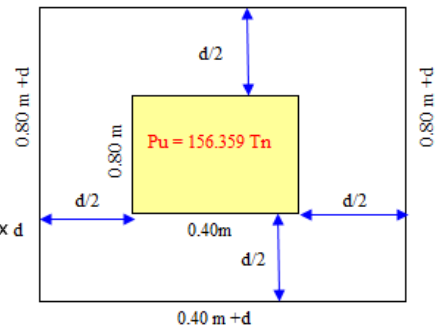
$$b_0 = \text{perimetro} = 2.40 \text{ m} + 4d$$

$$V_u = V_c$$

$$156359.4 \text{ Kg} = (0.85 \times 0.53) \cdot \sqrt{210} (2.40 \text{ m} + 4d) \times d$$

$$23950.77399 = (2.40 \text{ m} + 4d) \times d$$

$$d = 74.98 \text{ cm}$$



EJE X LA MAS CRITICA

SEGÚN ACI 318-19 (SECCION 9.21)

$$V_u = 91.256 \text{ Tn}$$

$$V_c = \phi * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d$$

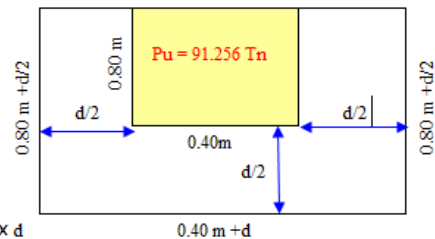
$$b_0 = \text{perimetro} = 2.00 \text{ m} + 2d$$

$$V_u = V_c$$

$$91256.1 \text{ Kg} = (0.85 \times 0.53) \cdot \sqrt{210} (2.00 \text{ m} + 2d) \times d$$

$$13978.39993 = (2.00 \text{ m} + 2d) \times d$$

$$d = 57.12 \text{ cm}$$



EJE Y LA MAS CRITICA

SEGÚN ACI 318-19 (SECCION 9.21)

$$V_u = 92.525 \text{ Tn}$$

$$V_c = \phi * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d$$

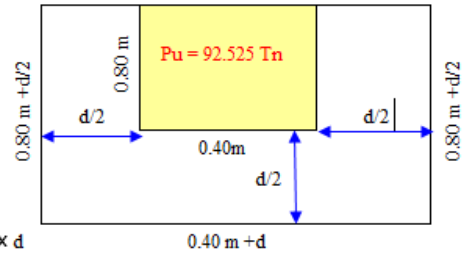
$$b_0 = \text{perimetro} = 2.00 \text{ m} + 2d$$

$$V_u = V_c$$

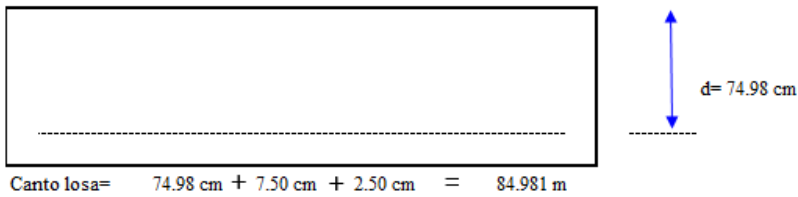
$$92525.4 \text{ Kg} = (0.85 * 0.53) * \sqrt{210} * (2.00 \text{ m} + 2d) * d$$

$$14172.82839 = (2.00 \text{ m} + 2d) * d$$

$$d = 57.53 \text{ cm}$$

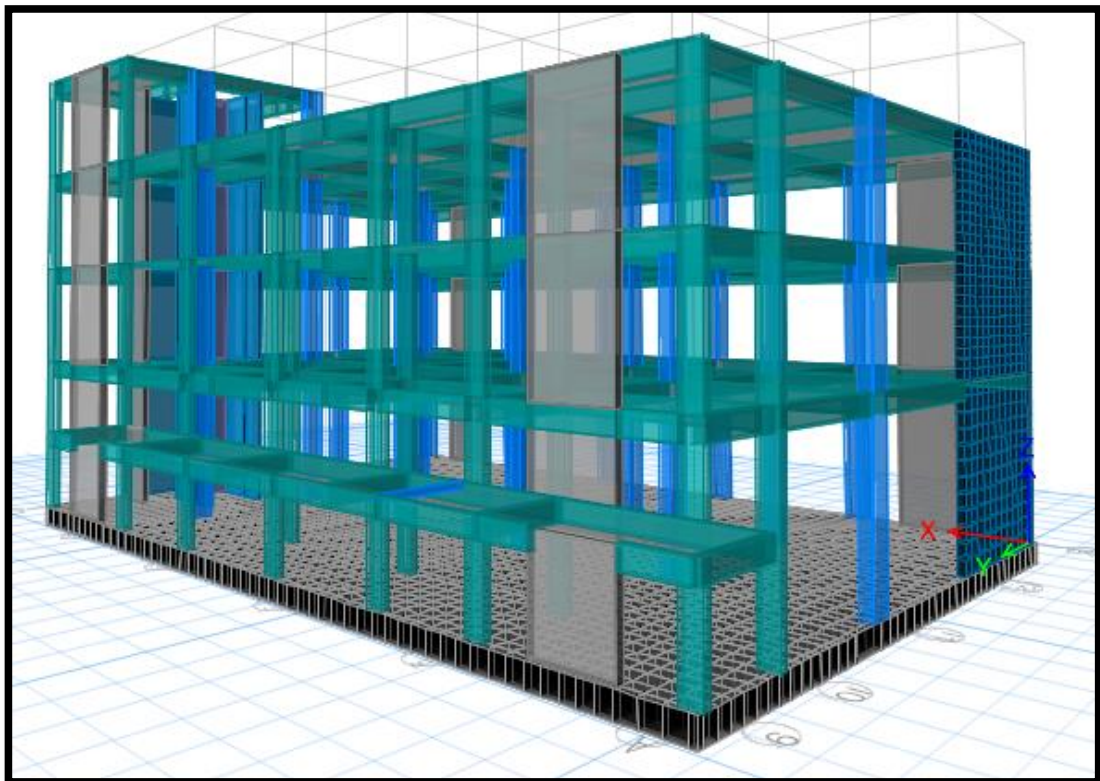


PERALTE EFECTIVO DE LA LOSA



85cm se recomienda en los máximos punto de apoyo zona central, teniendo como diseño en los planos de 70cm de altura total de Losa de cimentación.

Figura 12. Modelación de la edificación sin considerar la cimentación considerando la cimentación



Fuente: Software Computacional

Está en una tabla con diferentes valores del módulo de reacción del Suelo (conocido también como Coeficiente de Balasto o Modulo de Winkler) en función de la resistencia admisible del terreno en cuestión. Los valores de esta tabla son para una superficie de apoyo (Área) Estos valores son los que hay quedarles al SAFE (no requieren ninguna Modificación).Estos Valores de la constante elástica del terreno están dados en Kg/Cm3 y la Resistencia del suelo debe ser en Kg/Cm2.Esta tabla es un resumen de diferentes trabajos en mecánica de suelos que han realizado el Prof. Terzaghi y otros cinco Ingenieros connotados (en diferentes épocas).Esta tabla se extrajo de la Tesis de maestría “Interacción Suelo-Estructuras: Semi-espacio de Winkler”, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona- España. 1993 (Autor Nelson Morrison).

Esf Adm (Kg/Cm2)	Winkler (Kg/Cm3)
0.25	0.65
0.30	0.78
0.35	0.91
0.40	1.04
0.45	1.17
0.50	1.30
0.55	1.39
0.60	1.48
0.65	1.57
0.70	1.66
0.75	1.65
0.80	1.84
0.85	1.93
0.90	2.02
0.95	2.11
1.00	2.20
1.05	2.29
1.10	2.38
1.15	2.47
1.20	2.56
1.25	2.65
1.30	2.74
1.35	2.83
1.40	2.92
1.45	3.01
1.50	3.10

Esf Adm (Kg/Cm2)	Winkler (Kg/Cm3)
1.55	3.19
1.60	3.28
1.65	3.37
1.70	3.46
1.75	3.55
1.80	3.64
1.85	3.73
1.90	3.82
1.95	3.91
2.00	4.00
2.05	4.10
2.10	4.20
2.15	4.30
2.20	4.40
2.25	4.50
2.30	4.60
2.35	4.70
2.40	4.80
2.45	4.90
2.50	5.00
2.55	5.10
2.60	5.20
2.65	5.30
2.70	5.40
2.75	5.50
2.80	5.60

Esf Adm (Kg/Cm2)	Winkler (Kg/Cm3)
2.85	5.70
2.90	5.80
2.95	5.90
3.00	6.00
3.05	6.10
3.10	6.20
3.15	6.30
3.20	6.40
3.25	6.50
3.30	6.60
3.35	6.70
3.40	6.80
3.45	6.90
3.50	7.00
3.55	7.10
3.60	7.20
3.65	7.30
3.70	7.40
3.75	7.50
3.80	7.60
3.85	7.70
3.90	7.80
3.95	7.90
4.00	8.00

CAPACIDAD DE SOPORTE EN FUNCION PARAMETROS

4.2. Análisis de capacidad de carga:

Aplicamos la ecuación general de capacidad de carga de terzaghy:

$$q_{ult} = c N_c S_c + q_0 N_q + 0.5 B \gamma N_\gamma S_\gamma \quad \text{.....(1)}$$

Donde:

ϕ	:	Ángulo de fricción
S_c, S_γ	:	Factores de forma
N_c, N_q, N_γ	:	Factores de carga
Q_0	:	Presión de sobrecarga ($q_0 = D_f \gamma$)
D_f	:	Profundidad de cimentación
B	:	Ancho de cimentación
γ	:	Peso unitario del suelo
C	:	Componente cohesiva del suelo

Presentándose para el tipo de suelo los siguientes datos:

S_c	=	1.30
S_γ	=	0.80
γ	=	1.583 Tn/m ³
ϕ	=	29.00 ° (De prueba Corte Directo)
N_c	=	17.69
N_q	=	7.44
N_γ	=	4.90
C	=	0.00 Tn/m ²
B	=	1.80 m.
D_f	=	1.00 m.

Considerando un factor de seguridad F.S. = 3 (Reglamento Nacional de Construcciones), se considera el siguiente valor de presión admisible para el diseño final de la cimentación de la estructura a ejecutar:

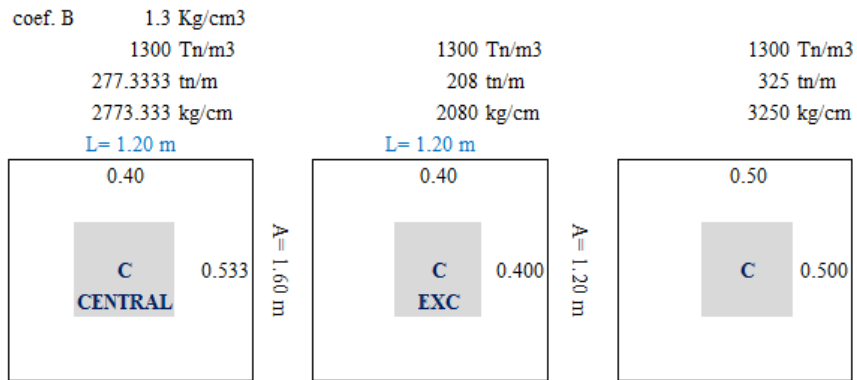
Aplicando la ecuación (1), se obtiene:

$$q_{adm} = 0.582 \text{ Kg/cm}^2$$

Fuente: Estudio de Suelos

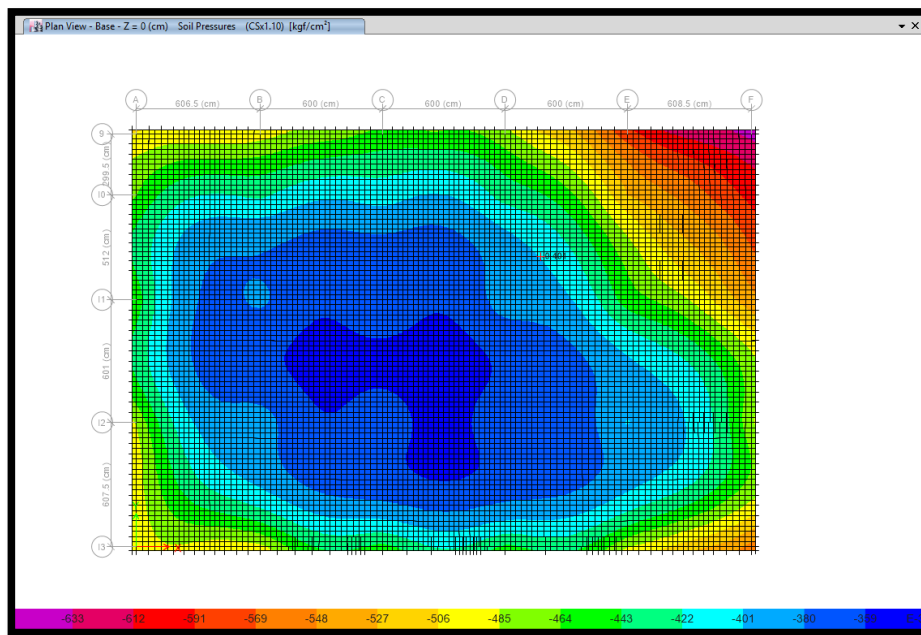
WINKLER

Interpolando en la Tabla, considerando 1.30Kg/cm³



PRESIONES ACTUANTES PARA CONDICIONES DE CARGA DE SERVICIO

Figura 13. Presiones actuantes para condiciones de carga de servicio



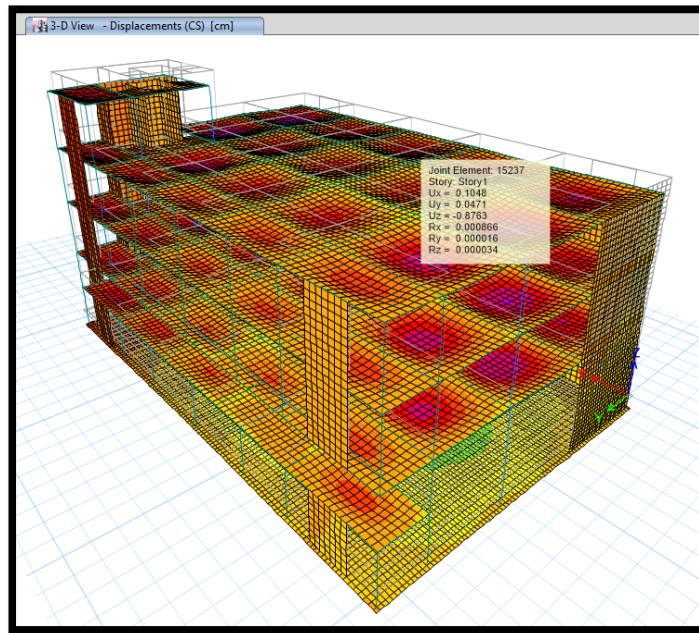
Fuente: Software Computacional

La barra horizontal se encuentra en unidades $10^{(-3)}$ kg/cm².

Las presiones actuantes en el Eje F y Eje 9 es de 0.633kg/cm² > la admisible de 0.582/cm²

Las presiones actuantes en el centro de platea es 0.359kg/cm² < la admisible de 0.582/cm²

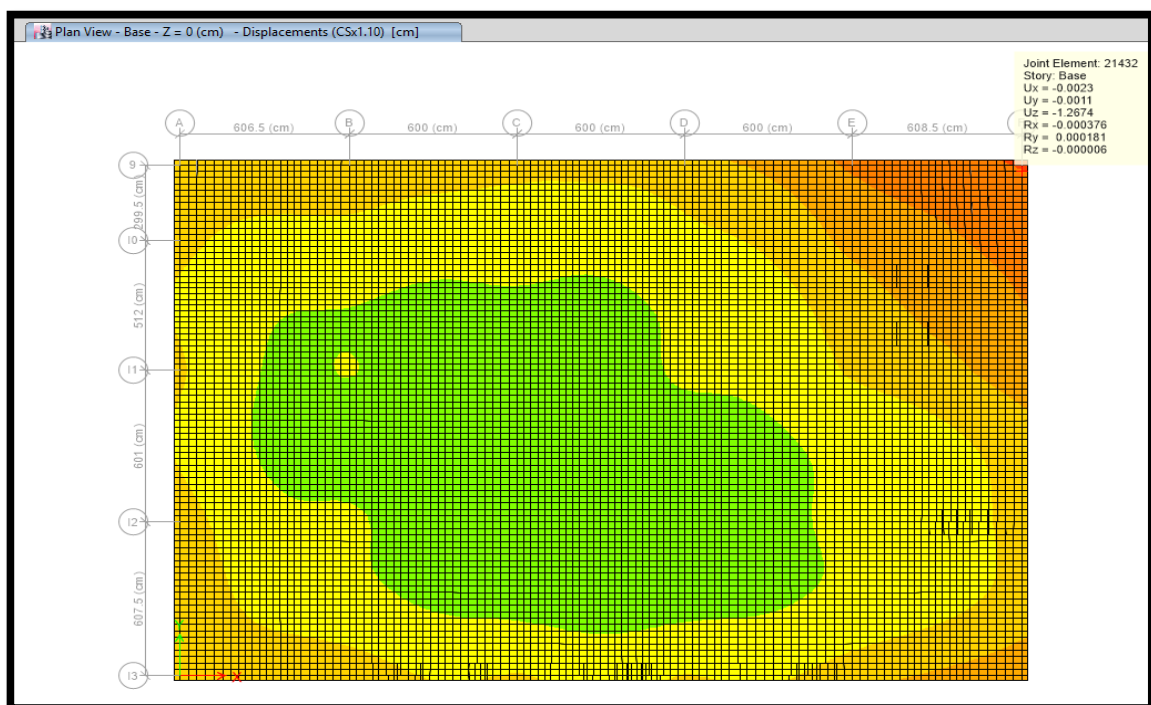
Figura 14. Deflexion de 0.863cm < L/400 =1.53cm ; Ok



Fuente: Software Computacional

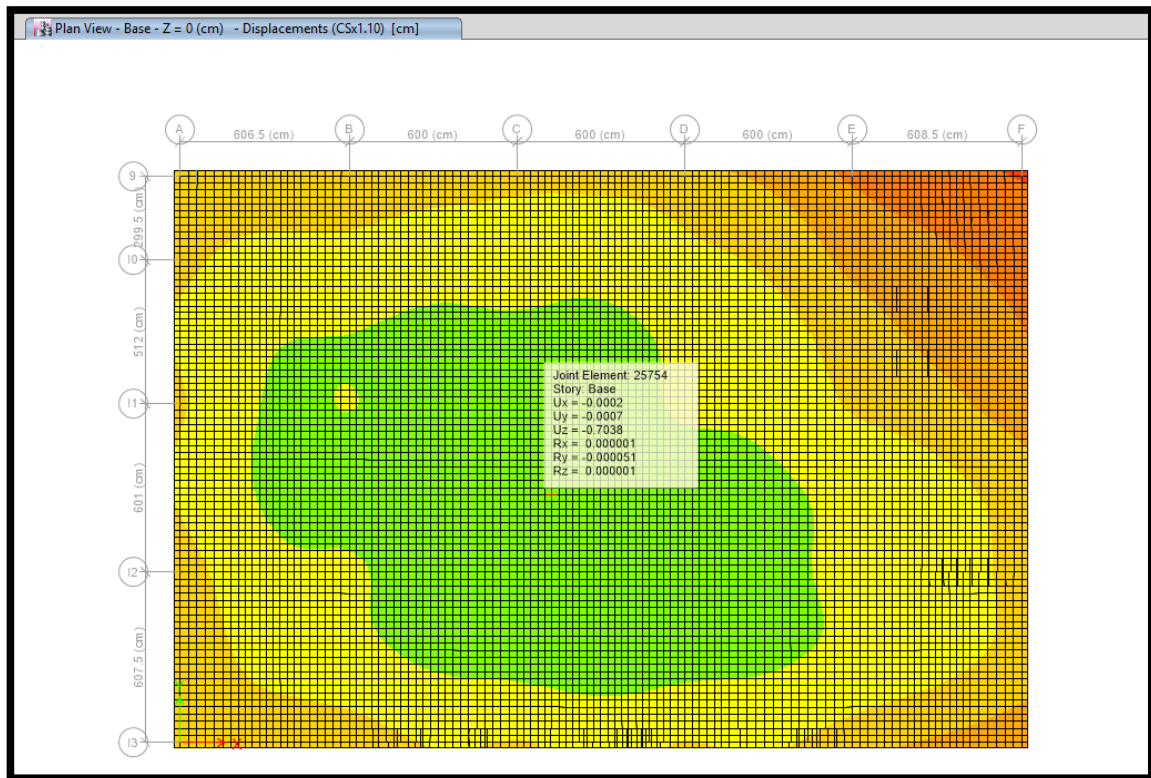
ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES PARA CONDICIONES DE CARGA DE SERVICIO

Figura 15. Asentamientos Diferenciales



Fuente: Software Computacional

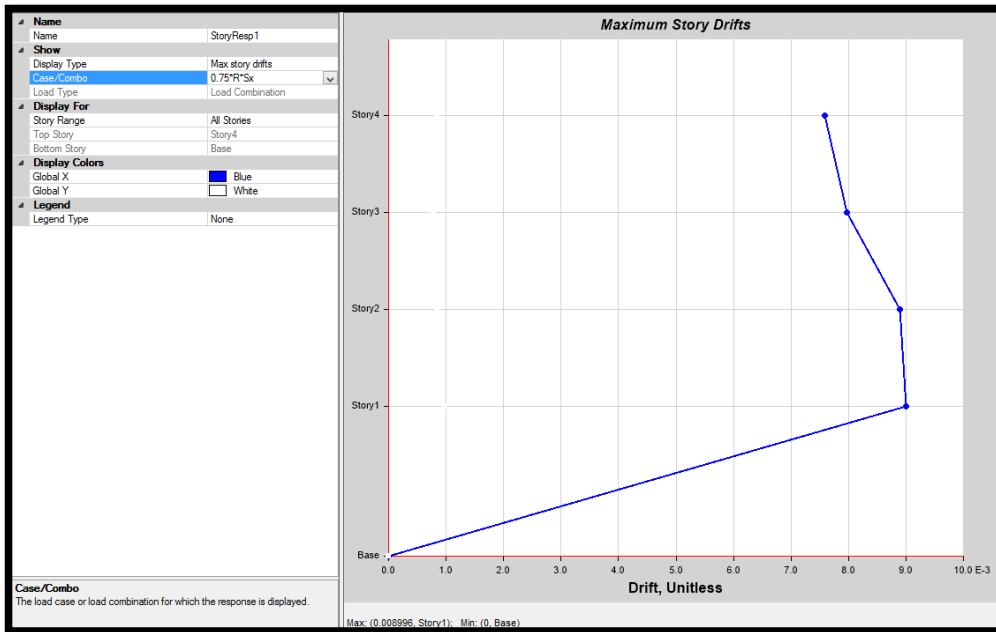
Figura 16. Asentamientos Diferenciales



Fuente: Software Computacional

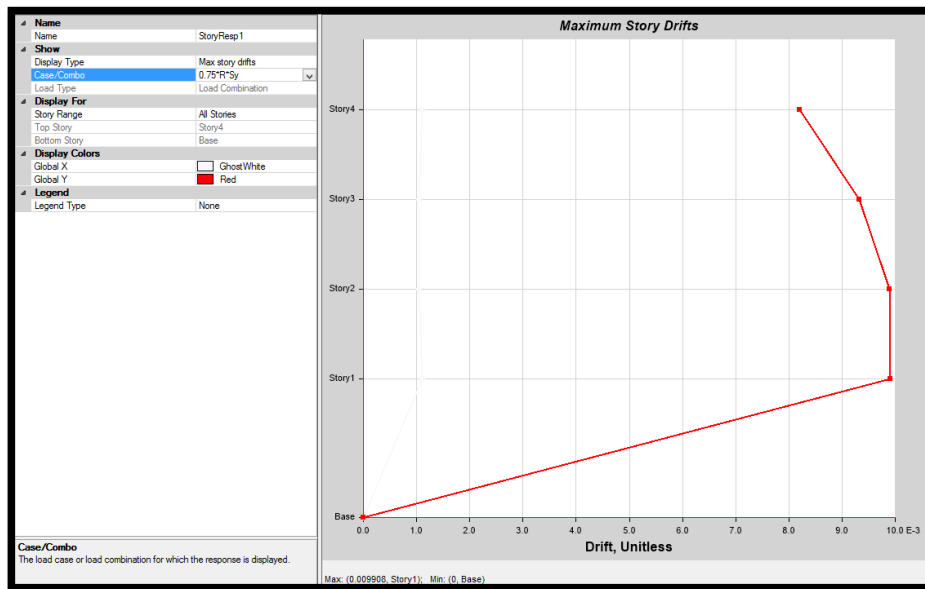
Los Asentamientos Elásticos en el Eje F y Eje 9 es de 1.2674cm y en el centro de la plataforma de 0.7038cm, teniendo la diferencia de 0.5636cm < 1cm EMS < 1 Inch E050.

DISTORSIONES DE ENTREPISO SIN EMPOTRAR EN LA BASE



Fuente: Software Computacional

Las distorsiones de entrepisos para la edificación sin empotrar en la base supera la normatividad, no cumpliendo lo mínimo. teniendo 0.008 como distorsión adimensional.



Fuente: Software Computacional

Las distorsiones de entrepisos para la edificación sin empotrar en la base supera la normatividad, no cumpliendo lo mínimo. Teniendo 0.009 como distorsión adimensional.

IV. DISCUSIÓN

El proceso de investigación de este proyecto se realizó aplicando un método híbrido, el cual aplica en esta oportunidad el método empírico con el método analítico, para que por medio de una amplia gama de datos ya establecidos mediante normas emitidas del RNE se logre dar a conocer cómo reacciona la estructura al ser expuesta a un movimiento sísmico y posterior a ello calcular el grado de vulnerabilidad mediante un análisis que se realizara con el método cuantitativo de Índice de Vulnerabilidad de Benedetti y Petrini poniéndolo en comparación con el resultado que nos da aplicando el método cualitativo de la EMS -98 (Escala Macrosísmica Europea) el cual es un tipo de análisis más sencillo y nos permite conocer aquellas edificaciones que ameriten ser analizadas más a fondo.

Para empezar con dar a conocer el comportamiento de la estructura del pabellón “B”, el cual es el primer objetivo específico de este proyecto, hicimos uso de los parámetros establecidos en el RNE, centrándonos en la Norma Técnica E.030 de diseño sismo resistente, el cual nos brinda los parámetros que hemos de utilizar con el fin de hallar el espectro de pseudo aceleración. Cada parámetro requirió de datos de la estructura con los cuales ya se contaban, tales como el factor de zona (Z) de 0.45, el factor de amplificación sísmica (C) de 2.50, el factor (U) de 1.30, el factor de amplificación de suelo (S) de 1.10, el periodo fundamental de la estructura para el análisis estático o periodo de un modo en el análisis dinámico (T) de 0.321, el periodo que define la plataforma de factor $C(T_p)$ de 1.00, el periodo que define el inicio del factor C con el desplazamiento constante (T_l) de 1.60, el coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas (R) de 6, el factor de irregularidad en altura (I_a) de 1 y el factor de irregularidad en planta (I_p) de 1.

Con estos datos se dio inicio a la modelación en el software ETABS, realizando un análisis estructural con elementos finitos, para determinar las distintas características de los comportamientos del pabellón “B” durante eventos sísmicos de modelación. En primer lugar, se obtuvo el periodo fundamental (T), utilizando 5 métodos para así poder quedarnos con el que más se asemeje a la realidad en cuestiones de magnitud. Al obtener como resultado 0.321seg., deducimos mediante el artículo 7 de la E.030 que el coeficiente de amplificación sísmica (C) sería 2.5, y así sucesivamente íbamos obteniendo datos que hasta el momento cumplían con las normas en cuestiones de excedencias, por ejemplo, en el detalle de desplazamientos no se presentaron excedencias de límites de desplazamientos según el capítulo 5 de la E.030 el cual nos da a conocer en la tabla N°

11 los límites para la distorsión del entrepiso. Luego la cortante basal en R_x y R_y , el cual también cumple con la norma respecto al análisis estructural de su peso que el C/R no debe considerarse menor que 0.125. Los cortantes, momentos y axiales mostraron resultados admisibles. Desde el punto de vista matemático la estructura presenta comportamientos adecuados ante un evento sísmico, debido a como se sabe este bloque consta de un sistema dual, combina el sistema aporticado con el sistema confinado, incluyendo elementos de arriostre compenetrados al elemento aporticado, y un sistema de cimiento reforzado tipo platea de doble malla.

Se tomó en cuenta debido a que este bloque fue construido en una zona donde el suelo alcanza un alto nivel de la capa freática, el suelo no presenta un suelo muy estable, causa de esto su cercanía con el mar y los constantes filtros de agua que se presentan cuando se realizan excavaciones para obras.

En los antecedentes mostrados, podemos observar que el tema de vulnerabilidad sísmica es uno de los aspectos más importante a evaluar en una estructura porque es uno de los principales puntos a tener en cuenta antes de realizar una edificación. Como nos describen los antecedentes, generalmente las edificaciones de albañilería confinada son las más propensas a sufrir daños severos frente a un evento sísmico de grado considerable, por lo que en su mayoría las familias optan por reforzar sus viviendas de albañilería confinada, lo cual no resulta en su totalidad muy recomendable con respecto a la zona. Los antecedentes nos dan a conocer también que el factor de ubicación influye demasiado en esto también, la característica del suelo y la interacción que tenga esta con la estructura jugará un rol importante durante la presencia de un movimiento telúrico.

Las edificaciones construidas en zonas no muy distantes a orillas del mar son las más vulnerables y la que más refuerzo debe presentar debido a muchos factores negativos que presenta esta situación. En primer lugar, está el nivel freático que presentas esas zonas, ocurren constantes filtraciones de agua que dañan los cimientos de las viviendas generando desgaste y saturación en dichos elementos, que por más que estén reforzado no le toma mucho tiempo al salitre acabar con la consistencia del concreto en esas partes en de las edificaciones, lo cual hace más vulnerable que esa vivienda sufra un colapso sin la necesidad de un movimiento telúrico de gran magnitud.

V. CONCLUSIONES

- Aplicando el método de Benedetti Petrini se obtuvo que la estructura obtiene 5,88 en la escala de vulnerabilidad empleando este método que está entre los márgenes de 0 a 20 por lo que el grado de vulnerabilidad sísmica de la edificación será baja.
- Mediante el modelo matemático realizado mediante el software computacional Etabs a la edificación en estudio se obtuvo que el 100% de las columnas incursionan en un 90 % de su resistencia admisible frente al sismo de diseño y que 97.29% de las vigas trabajan al 90% de su capacidad y que el 2.71% de las mimas trabajan al 100% de su capacidad de resistencia. Las distorsiones de entrepisos aumentaron estando en el 8x1000 y 9x1000 siendo mayores al 7x1000 admisibles en la Norma Técnica E-0.30.

La rigidez del suelo aporta en la rigidez vertical en la estructura mostrando presiones actuantes que oscilan de 0.359 a 0.633 kg/cm²

- Mediante el análisis de estos datos con la Escala Macrosísmica Europea se obtuvo que la edificación presenta un grado 2 que significaría que la edificación solo sufriría daños moderados no llegando a ser sustanciales o muy severos que conlleven a la destrucción. Ambos métodos utilizados tanto Benedetti Petrini como la Escala Macrosísmica Europea conllevan a resultados similares, donde se concluye que la estructura no es muy vulnerable ante un sismo, debido al año de su construcción que contó con asesoría técnica.

VI. RECOMENDACIONES

- Para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica en función del método de Benedetti Petrini y la Escala Macro sísmica Europea se emplearon los formularios que podemos encontrar en los anexos 1 y 2, se recomienda usar estos con el fin de ayudar en futuros estudios de investigación del tema de vulnerabilidad sísmica.
- Se recomienda para futuros proyectos en la zona de estudio usar una platea de cimentación al igual que la planta de filete de anchoa, también se recomienda realizar un mejoramiento del suelo con material over de 8'' con el fin de incrementar la capacidad de soporte
- A la hora de realizar el modelamiento de la estructura utilizando el software Etabs se recomienda contar con datos exactos, realizar inspecciones visuales y ensayos con el fin de obtener datos que se acerquen más a lo real a comparación de los métodos cualitativos.
- Mediante el modelamiento de la estructura utilizando el software Etabs se determinó que el 2.71% de vigas incursionan en el 100% de su capacidad de resistencia admisible por lo que se recomienda un reforzamiento y dar mayor rigidez en estas zonas.
- Se recomienda considerar muchas opciones debido al terreno de estudio a la hora de plantear una propuesta de mejora y así elegir una alternativa que sea efectiva, factible en cuanto a la estética, funcionalidad, pero principalmente a la seguridad

VII. REFERENCIAS

1. ALVA, Gianpablo. Diagnóstico de vulnerabilidad sísmica en viviendas de albañilería confinada de la Zona PPJJ La Libertad-Chimbote. Tesis (grado de Ingeniero Civil). Chimbote: Universidad Nacional del Santa, facultad de ingeniería, 2015, 95pp.
2. ACUACHE, Lizbeth. Construcción de estructuras espaciales compuestas de Grandes Luces. Tesis (grado de Ingeniero Civil). Lima: Universidad Nacional de Ingeniería, Facultad de Ingeniería Civil, 2005, 20pp.
3. BABILON, Carlos. Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de las instituciones educativas del distrito de Túcume aplicando los métodos italiano y colombiano. Tesis (grado de Ingeniero Civil). Chiclayo: Universidad Cesar Vallejo, facultad de ingeniería, 2018, 20pp.
4. BALAJI, K. study on behaviour of vertical settlement and horizontal displacement of a structure resting on clay soil. Tesis (grado de maestro de tecnología en ingeniería estructural y gestión de desastres naturales). India: Gandhi institute of technology and management, 2014, 1pp)
5. BANANANE, A., BOUTARAA, Z., y CHAIBEDRA, B. Evaluación de vulnerabilidad sísmica a terremoto a escala urbana: Un caso de la ciudad de Mostaganem en Argelia. Jámabá [en línea]. Marzo 2018, Vol. 10 n.º 1. [Fecha de consulta: 10 de octubre de 2018]. Disponible en <https://jamba.org.za/index.php/jamba/article/view/473>
ISSN: 1996-1421
6. BAZÁN, Joen. Vulnerabilidad sísmica de las viviendas de albañilería confinada en la ciudad de Cajamarca. Tesis (grado de Ingeniero Civil). Perú: Pontificia Universidad Católica del Perú, facultad de ingeniería, 2007, 83pp.
7. CALLE, Carlos. Vulnerabilidad estructural de la I.E. N° Nuestra Señora de Fátima. Tesis (grado de Ingeniero Civil). Pimentel: Universidad Señor de Sipán, facultad de ingeniería, arquitectura y urbanismo, 2017, 27pp.
8. CASTRO, Deyvi. Vulnerabilidad Sísmica del Centro Histórico de la Ciudad de Jauja-Junín. Tesis (grado de Ingeniero Civil). Lima: Universidad Nacional de Ingeniería, facultad de ingeniería, 2015, 16pp.

9. CARA, Selma. Seismic risk assessment at Emergency Limit Condition of urban neighbourhoods: application to the example District of Barcelona. Tesis (grado de maestro en ingeniería civil). España, UPC Barcelonatech, 2016, 71pp.
10. CORTEZ, C., Y FERNANDEZ J. Análisis de la vulnerabilidad sísmica en el pabellón D de la universidad privada Antenor Orrego. Tesis (grado de Ingeniero Civil). Trujillo: Universidad Privada Antenor Orrego, facultad de ingeniería, 2017, 29pp.
11. BUITRAGO, Luis. Soil-Structure Interaction Effects on the Seismic Response of Low-Rise Eccentrically Braced Frames. Tesis (grado de maestro de ciencia en ingeniería civil), EE.UU: Universidad de Arkansas, 2017, 6pp.
12. DUQUE, Gonzalo. Manual de geología para ingenieros. 1^{er} ed. Manizales: Galeón. 2013. 384pp.
13. ERDURAN, E. Component based seismic vulnerability assessment procedure for rc buildings. Tesis (grado de médico de filosofía en ingeniería civil), Turquía: Universidad técnica de medio oriente, 2005, 15pp.
14. GRAZIANI, L., DEL MESE, S., TERTULLIANI, A. Investigación sobre la progresión del daño durante la secuencia sísmica 2016-2017 en Italia Central utilizando la Escala Macrosísmica Europea (EMS-98). Bull Earthquake Eng [en línea] Julio 2018, Vol. 16 [Fecha de consulta 12 de mayo de 2019]. Disponible en <https://link.springer.com/article/10.1007%2Fs10518-019-00645-w>
ISSN: 1573-1456
15. GRUPO UNIVERSITARIO (G. UNI). Reglamento nacional de edificaciones del Perú. Edición 2018, 319pp. Lima –Perú.
16. HANNES, G. Effects of soil-structure interaction on the excitation and response of a medium-rise reinforced concrete building. Tesis (grado de maestro en ciencias de ingeniería civil con especialización de diseño estructural), Islandia: Universidad de Reikiavik, 2012, 4pp.
17. HASSEN, A. Seismicity of Libya and related problems. Tesis (grado de maestro de ciencia), EE.UU: Universidad estatal de Colorado.
18. HERNANDEZ, Edmundo. Análisis de interacción dinámica suelo-estructura de un edificio desplantado en la zona de lago de la ciudad de México. Tesis (grado de maestro de ingeniería), México: Universidad Nacional autónoma de México, 2013, 23pp.

19. LANG, Kerstin. Seismic vulnerability of existing buildings. Reporte de Zurich, Research Collection. Zurich, febrero, 2002, 37pp. Disponible en <https://doi.org/10.3929/ethz-a-004333389>.
20. KUMAR, Sarkar. Seismic vulnerability assessment of existing concrete building Tesis (grado de maestro en ingeniería civil). India: Instituto indio de ciencia y tecnología de ingeniería, shibpur, 2014, 15pp.
21. LAMB, John. Differential settlement analysis of building framesby digital computer methods. Tesis (grado de maestro de ingeniería arquitectónica), EE.UU, Universidad estatal de Oklahoma, 1968, 28pp.
22. LEON, Juan. Interacción estática suelo estructura análisis con el método de elementos finitos. Tesis (grado de maestría de ingeniería civil), Ecuador, Universidad estatal de Cuenca, 2017, 1pp.
23. LOPEZ, Oscar. Guía para la evaluación de edificaciones existentes con fines de adecuación sísmica. 1^{er} ed. Caracas: Serie Geópolis. 2014. 37pp.ISBN: 9789807644785.
24. MARIN, Fredy. Determinación de la vulnerabilidad sísmica de los pabellones 1 y 2 de la I.E. estatal Ramón Castilla y Marquesado del distrito de Jaén – Cajamarca. Tesis (grado de ingeniero civil), Jaén-Cajamarca-Perú, 2014, 13pp.
25. MARTINEZ, Sandra. Evaluación de la vulnerabilidad sísmica urbana basada en tipologías constructivas y disposición urbana de la edificación. Aplicación en la ciudad de Lorca, región de Murcia. Tesis (grado de doctorado en arquitectura), España, Universidad politécnica de Madrid, 2014, 24pp.
26. MEZGEEN, A. Seismic Performance Assessment and Strengthening of a Multi-Story RC Building through a Case Study of “Seaside Hotel”. Tesis (grado de maestro de ciencias en ingeniería civil), Gazimagusa, Norte de Chipre, Eastern Mediterranean University, 2014, 1pp.
27. MOHANA, H, KAVAN, M. Estudio comparativo de la losa plana y la estructura de la losa convencional utilizando ETABS para diferentes zonas de terremoto de la India. International Research Journal of Engineering and Technology [en línea] Junio 2015, Vol. 2 [Fecha de consulta 12 de mayo de 2019]. Disponible en <https://www.irjet.net/>
ISSN: 2395-0056
28. MOLINA, Julio. Análisis Estructural con elementos finitos. Tesis (grado de maestro en ciencias de la Ingeniería mecánica con especialidad en diseño).

- México: Universidad Autónoma de Nuevo León, facultad de ingeniería, 1992, 24pp.
29. MONTOYA, Luis. A Direct Performance Based Seismic Design Method for Irregular Structures Applications to Concrete Structures. Tesis (grado de doctor de filosofía en ingeniería civil), España, Universidad Politécnica de Cataluña, 2016, 3pp.
 30. NUEVO CHIMBOTE:” Villa María” sufriría inundación producto de un tsunami [en línea]. Radio RSD.31 de octubre del 2017. [Fecha de consulta: 03 de octubre de 2018]. Disponible en: <https://radiorsd.pe/noticias/nuevo-chimbote-villa-maria-sufriria-inundacion-producto-de-un-tsunami>
 31. PEREZ, Jazmín. Interacción suelo-estructura utilizando el método de elementos finitos. Tesis (grado de maestría en ingeniería). México, Universidad nacional autónoma de México, 2012, 1pp.
 32. PICON, A. Y RUIZ, L. Análisis del problema de interacción suelo-estructura para un pórtico de SD en suelos granulares. Tesis (grado de ingeniero civil). Lima: Pontificia universidad católica del Perú, 2019, 14pp.
 33. PRIETO, J. Y GARZON, C. Análisis numérico por el método de elementos finitos de una conexión de un perfil de alma llena embebido de un elemento de concreto. Tesis (grado de ingeniero civil). Bogotá-Colombia: Universidad católica de Colombia,2018, 37pp.
 34. RAJESWARI, D. Análisis de edificio simétrico multi tienda en zona ii. en terreno plano e inclinado hasta el fracaso utilizando Eabs. International Journal of Applied Research [en línea]. Mayo 2017, Vol. 3 [Fecha de consulta 12 de mayo de 2019]. Disponible en <http://www.allresearchjournal.com/archives/2017/vol3issue5/PartI/3-5-99-753.pdf>
ISSN: 2394- 5869
 35. REPORTE TÉCNICO-Chimbote 2014, Lima, 4(4), diciembre 2014. ISSN 2015-08078.
 36. RITTA, R., SUAREZ, L. Y PANDO, M. Determinación del periodo fundamental del suelo usando vibración ambiental y el cociente espectral horizontal/vertical. Asociación Argentina de mecánica computacional. Vol. (XXXI), pág. 1400. 13-16 de noviembre 2012.

37. SUSHMA, P. Affect of soil - foundation - structure interaction on seismic behaviour of pile supported frame buildings. Tesis (grado de doctor en filosofía en ingeniería civil). India, Instituto internacional de tecnología de la información – Hyderabad, 2013, 7pp.
38. VASQUEZ, Jimi. Evaluación y propuesta de solución ante la vulnerabilidad sísmica de viviendas de albañilería en los pueblos jóvenes Florida Baja y Florida Alta-Chimbote-2016. Tesis (grado de Ingeniero Civil). Chimbote: Universidad nacional del Santa, facultad de ingeniería, 2016, 88pp.
39. VELARDE, G. Análisis de Vulnerabilidad sísmica de viviendas de dos pisos de adobe existente en Lima. Tesis (grado de ingeniero civil). Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú, 2014, 14pp.
40. VIZCONDE, Adalberto. Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de un edificio existente: Clínica San Miguel de Piura. Tesis (grado de Ingeniero Civil). Piura: Universidad de Piura, facultad de ingeniería, 2004, 26pp.

ANEXOS

ANEXO N°1
MATRÍZ DE CONSISTENCIA

VARIABLE	FORMULACIÓN DEL PROBLEMA	OBJETIVOS	DIMENSIONES	INDICADORES	SUB INDICADORES	ESCALA DE MEDICIÓN
Vulnerabilidad sísmica	¿Cuál será el grado de vulnerabilidad sísmica del pabellón “B” de la Planta de filete de anchoa ubicado en el pueblo joven Villa María?	<p>Objetivo General</p> <p>Determinar el grado de vulnerabilidad sísmica del Pabellón “B” de la Planta de filete de anchoa ubicado en el pueblo joven Villa María – Nuevo Chimbote – 2019.</p> <p>Objetivos Específicos</p> <p>1. Evaluar el comportamiento de la estructura ante la presencia de un evento sísmico de</p>	Índice de Vulnerabilidad (Benedetti Petri)	Organización del sistema resistente	Año de construcción	Nominal
					Asesoría técnica	
				Calidad del sistema resistente	Año de construcción	
					Calidad de materiales y del proceso constructivo	
				Resistencia convencional	Coefficientes ‘ α_h ’	
				Posición del edificio y cimentación	Suelo intermedio o flexible	
					Suelo intermedio o flexible con sales y humedad	
					Sin asesoría técnica	
				Diafragmas horizontales	Calidad de diafragmas	
					Elementos resistentes verticales	
				Configuración en planta	$\beta_1=a/L$ - $\beta_2=b/L$	
				Configuración en elevación	Valor y relación de alturas	
Distancia máxima entre los muros	Año de construcción					
	Asesoría técnica					
Tipo de cubierta	Resistencia sísmica de la cubierta					
Elementos no estructurales	Calidad de mampostería					
Estado de conservación	Bueno					

diseño normativo empleando el software Etabs incluyendo el análisis suelo estructura.			Ligeramente dañado	
			Mal estado de conservación	
2.Determinar el índice de Vulnerabilidad de la estructura mediante la comparación del método Benedetti Petrini y la escala Macro sísmica Europea.	Escala Macrosísmica Europea EMS-98	Grado 1	Sin daños a daños leve	
		Grado 2	Daños moderados	
		Grado 3	Daños sustanciales a severos	
		Grado 4	Daños muy severos	
		Grado 5	Destrucción	
	Análisis estático lineal	Peligro sísmico	Factor de zona	Nominal
			Perfil de suelo	
			Parámetro de sitio	
		Caracterización del edificio	Factor uso	
			Sistema estructural	
			Factor de irregularidad	
		Análisis estructural	Fuerza cortante basal	
			Periodos de Vibración	
	Fuerza de centro de masas			
	Validación de la estructura	Fuerzas sísmicas verticales		
Desplazamiento lateral				
Análisis Dinámico lineal	Peligro sísmico	Distorsión admisible	Nominal	
		Factor zona		
		Perfil de suelo		
	Caracterización del edificio	Parámetro de sitio		
		Factor uso		
		Sistema estructural		
	Análisis estructural	Factor irregularidad		
Modo de vibración				
		Espectro de pseudo aceleración		

					Modo de vibración
					Fuerzas sísmicas verticales
				Validación de la estructura	Distorsión admisible
					Desplazamiento lineal
				Interacción Suelo-Estructura	Rigidez del suelo (K)
					Capacidad Portante

MATRIZ DE CONSISTENCIA

TÍTULO:

“Vulnerabilidad Sísmica del Pabellón “B” de la planta de filete de Anchoa, ubicado en el Pueblo Joven Villa María - Nuevo Chimbote - 2019”

LÍNEA DE INVESTIGACIÓN:

Diseño sísmico y estructural

DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA:

Los problema que consisten generalmente en la planta del pueblo joven Villa María son el mal estado estructural e higiénico en el que se encontraban sus pabellones A y B debido a los desechos que se acumulaban frecuentemente por la producción de conservas , y el otro problema que generalmente se considera también es el tipo de terreno que posee la zona del pueblo joven Villa María, puesto que está ubicada cerca al mar adquiriendo un terreno cuyo nivel freático está a un par de metros de la superficie del nivel de terreno natural, formando parte increíblemente también del cinturón de fuego que abarca toda la costa del litoral peruano, considerando esto se resalta un serio problema en cuanto a la ubicación de esta planta debido a los constantes desplazamientos de placas que generan movimientos sísmicos de alto grado lo cual podría conllevar a que la planta presente serios daños estructurales y haiga mucha pérdida económica. Por estas y varias razones más los dueños de la planta requirieron la ejecución de la obra de remodelación y ampliación de la planta de filete de anchoa en el pueblo joven Villa María.

GUÍA DE RECOLECCIÓN DE DATOS		
La presente guía tiene como fin recoger los datos encontrados en campo, documentos y expediente técnico		
Estructura	El pabellón “B” de la fábrica de filete de Anchoa	
Ubicación de la planta de filete de anchoa	País	Perú
	Región	Ancash
	Provincia	Santa
	Distrito	Chimbote


En los siguientes ítems tienen el fin de recolectar la información de N.T.E.030 establecidas para en el expediente técnico.

1) La Norma Técnica E.030 Sismo Resistente utilizada para el diseño:	
Respuesta	Se utilizó la N.T.E.030 del año 2018
2) Ubicación de la planta de filete de anchoa en el mapa de Zona Sísmica en la Norma Técnica E.030:	
Respuesta	El pabellón “B” se ubica en la Zona Sísmica 4
3) Factor de Suelo, periodos TP y TL de la planta de acuerdo a la Norma Técnica E.030:	
Los perfiles del suelo se consideran acorde a lo impuesto en la Norma Técnica E.030 Sismo Resistente, donde se ven ordenadas de acuerdo al promedio velocidad con la que cuentan las ondas de corte en su propagación u opcionalmente para los suelos granulares, el promedio ponderado de los 60 conseguidos gracias a pruebas de penetración estándar (SPT) o por la media del ponderado de la resistencia al corte en condición no drenada para los suelos cohesivos. Los perfiles de los suelos son cinco:	
Respuesta	El pabellón “B” tiene un Factor de Suelo "S3", al tener un suelo blando. Por tanto los periodos TP y TL tendrán valores de 1.00 y 1.60 respectivamente según lo establecido en la N.T.E. 030.

4) Factor de Uso de la planta de acuerdo a la Norma Técnica E.030:	
Las edificaciones se encuentran asignadas acorde a lo indicado en la Norma Técnica E.030.	
Categoría A (Edificaciones esenciales): Tenemos las de categoría A1, siendo estos las estructuras del Sector Salud, estructuras nuevas, tendrán mínimamente 1,5 de factor de uso. La categoría A2 son estructuras indispensables cuyo funcionamiento no deberá suspenderse luego de ocurrido un grave sismo tales como son las estructuras de salud, puerto, aeropuerto, municipalidades, etc. Teniendo un factor de uso 1,5.	
Categoría B (Edificaciones Importantes): Son las estructuras que conglomeran un alto número de personas como los cines, los teatros, los estadios, coliseos, etc. Tiene un factor de uso de 1,3.	
Categoría C (Edificaciones Comunes): Son las estructuras típicas como lo son casas, las oficinas, los hoteles, los restaurantes, etc. Tiene un factor de uso de 1,0.	
Categoría D (Edificaciones Temporales): Son las edificaciones momentáneas para los depósitos, las casetas u otras parecidas. Estas edificaciones deberán dar la resistencia y rigidez necesarias para acciones laterales o el criterio del proyectista.	
Respuesta	El pabellón “B” tiene un Factor de Uso "U3", y esta dentro de la categoría de estructuras importantes.
5) Factor de Sistema Estructural en la planta de filete de anchoa de acuerdo a la Norma Técnica E.030:	
El factor de sistema estructural se realiza mediante las regularidades y/o irregularidades presentadas en la estructura, las cuales se encuentran establecidas en la N.T.E. 030.	
Respuesta	El pabellón “B” tiene un Factor de Uso "U3", al entrar dentro de la categoría de estructuras importantes, debido a que se consideraran las Irregularidades en losa y planta con su valor más crítico de 1.
6) Factor de Ampliación Sísmica del polideportivo de acuerdo a la Norma Técnica E.030:	
Respuesta	Se obtiene el periodo fundamental de vibración mediante la altura del El pabellón “B” de 13.55 (hasta tercer nivel) metros y el coeficiente Ct establecido en la norma técnica, obteniendo así un periodo "T" menor al periodo Tp, por tanto el Factor de ampliación sísmica será igual a $C = 2.50$.

ANEXO N° 2

**FICHA DE EVALUACIÓN DE LA
VULNERABILIDAD SÍSMICA**

 EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DEL PABELLÓN D FICHA DE EVALUACIÓN PARA ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO (BENEDETTI - PETRINI)		
Ubicación del Edificio: _____		Fecha: _____
PARÁMETROS	CLASE	ELEMENTOS DE INSPECCIÓN
1	ORGANIZACIÓN DEL SISTEMA RESISTENTE	Completar y Marcar según la inspección: Año de Construcción: <input type="text"/> Asesoría Técnica: <input type="checkbox"/> SI <input type="checkbox"/> NO
2	CALIDAD DEL SISTEMA RESISTENTE	Marcar según lo observado: Estado de Materiales: <input type="text"/> Bueno <input type="text"/> Malo Proceso Constructivo: <input type="text"/> Bueno <input type="text"/> Malo
3	RESISTENCIA CONVECCIONAL	Especificar Según lo Observado en la Estructura: Número de Pisos (N): _____ Ax: Área de Muros en X (m ²): _____ Ay: Área de Muros en Y (m ²): _____ Área de Columnas (m ²): _____ Altura Promedio de Entrepiso (m): _____ Área de Cubierta (m ²): _____ Y(Ton/m ²): _____
4	POSICIÓN DEL EDIFICIO Y CIMENTACIÓN	Marcar Según lo Observado: Pendiente Pronunciada <input type="checkbox"/> SI <input type="checkbox"/> NO Presencia de Sales <input type="checkbox"/> SI <input type="checkbox"/> NO Presencia de Filtraciones <input type="checkbox"/> SI <input type="checkbox"/> NO
5	DIAFRAGMAS HORIZONTALES	Marcar Según lo Observado: Discontinuidades Abruptas <input type="checkbox"/> SI <input type="checkbox"/> NO Buena Conexión Diafragma - elemento vertical. <input type="checkbox"/> SI <input type="checkbox"/> NO Deflexión del Diafragma <input type="checkbox"/> SI <input type="checkbox"/> NO
6	CONFIGURACIÓN EN PLANTA	Especificar los Siguietes Parámetros: a: _____ b: _____ L: _____ Xcg: _____ Ycg: _____ Xmin: _____ Xmax: _____ Ymin: _____ Ymax: _____ IR: _____
7	CONFIGURACIÓN EN ELEVACIÓN	Especificar y marcar según lo observado: Aumento o reducción de masas o áreas: _____ RL: _____ Piso Blando: <input type="checkbox"/> SI <input type="checkbox"/> NO Irregularidad del S.R.: <input type="checkbox"/> SI <input type="checkbox"/> NO Columna corta: <input type="checkbox"/> SI <input type="checkbox"/> NO
8	DISTANCIA MÁXIMA ENTRE COLUMNAS	Especificar: L (espaciamiento de columnas en metros): _____ S (Espesor de la columna maestra en metros): _____ Factor L/S: _____ o verificar en el parámetro 1 si cuenta con Asesoría técnica y su año de const.
9	TIPO DE CUBIERTA	Marcar Según lo observado: Cubierta estable <input type="checkbox"/> SI <input type="checkbox"/> NO Conexión cubierta-elemento vertical adecuada <input type="checkbox"/> SI <input type="checkbox"/> NO Cubierta plana <input type="checkbox"/> SI <input type="checkbox"/> NO Material liviano <input type="checkbox"/> SI <input type="checkbox"/> NO
10	ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES	Calificar con B(Buena), R(Regular) , M(Malo) según conexión al S.R.: Corniza y parapetos <input type="text"/> Tanques de Agua prefabricados <input type="text"/> Balcones y Volados <input type="text"/> Pequeños elementos <input type="text"/> Sin Elementos Vinculados <input type="text"/>
11	ESTADO DE CONSERVACIÓN	Estructuras de Concreto armado en: Buen Estado <input type="text"/> Ligeramente Dañado <input type="text"/> Mal Estado de Conservación <input type="text"/>

ANEXO N° 3

MÉTODO BENEDETTI

PETRINI

CALIFICACIÓN DE PARÁMETROS

PARÁMETRO 1 – ORGANIZACIÓN DEL SISTEMA RESISTENTE

Consideramos:

A: Año de construcción mayor a 1997 y asesoría técnica.

B: Año de construcción menor a 1997 y asesoría técnica.

C: Sin asesoría técnica.

Descripción: Según la recolección de datos que se realizó con acto presencial durante el proceso de construcción se tiene por conocimiento que el año de elaboración del pabellón B fue el 2018.



Fuente Propia

La calificación del pabellón B para este parámetro es “A” ya que se consideró las recomendaciones de la norma E- 030 y podemos observar que los elementos estructurales se encuentran bien ligados y el año es mayor

PARÁMETRO 2 – CALIDAD DEL SISTEMA RESISTENTE

Se consideró:

A: Año de construcción mayor a 1997, buenos materiales y proceso constructivo adecuado.

B: Año de construcción menor a 1997, buenos materiales y proceso constructivo adecuado.

C: Materiales y proceso constructivo deficiente.

Descripción: Según la recolección de datos que se recaudó de manera presencial durante el proceso de la obra se tiene la siguiente información:

¿El Proceso constructivo se hizo en base a un reglamento?

Rpta: Se cumplió con el expediente técnico.

La siguiente consulta que nos planteamos fue por los materiales: ¿Los materiales y el proceso constructivo fue el adecuado?

Rpta: Si se puede decir que fue un buen material debido a que en el campo no se presentaron problemas con respecto a la mala calidad de material y se cumplió con las especificaciones técnicas para el proyecto específico, indicadas en los planos y en el cuaderno de obra.



Fuente: Propia



Fuente: Propia

La calificación del parámetro 2 para el pabellón B es “A” ya que conto con buenos materiales y el proceso constructivo fue el adecuado y al igual que el parámetro 1 está en función al año de construcción.

PARÀMETRO 3 – RESISTENCIA CONVENCIONAL

Consideramos:

A: $\alpha h \geq 1.2$

B: $0.60 \leq \alpha h < 1.2$

C: $\alpha h < 0.6$

Teniendo en cuenta la resistencia convencional del sistema en si estaría dada por las columnas del sistema aporricado dándole la resistencia adecuada.

Para el cálculo se ha realizado la fórmula de resistencia a la cortante de las columnas de concreto armado:

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d$$

Donde:

$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$

b= Base de la columna

d= Peralte de la columna

Tenemos la siguiente Tabla:

Resistencia convencional dada por las columnas

SECCION TIPICA	COLUMNAS	h	b	d	Vm (Columnas)
C-1	1	13.30	0.80	0.40	2.089
C-2	2	9.55	0.40	0.80	2.089
C-1	3	13.30	0.80	0.40	2.089
C-2	4	9.55	0.40	0.80	2.089
C-1	5	13.30	0.80	0.40	2.089
C-2	6	9.55	0.40	0.80	2.089
C-1	7	13.30	0.80	0.40	2.089
C-2	8	9.55	0.40	0.80	2.089
C-1	9	13.30	0.80	0.40	2.089
C-2	10	9.55	0.40	0.80	2.089
C-1	11	13.30	0.80	0.40	2.089
C-2	12	9.55	0.40	0.80	2.089
C-1	13	13.30	0.80	0.40	2.089
C-2	14	9.55	0.40	0.80	2.089
C-1	15	13.30	0.80	0.40	2.089
C-2	16	9.55	0.40	0.80	2.089
C-1	17	13.30	0.80	0.40	2.089
C-2	18	9.55	0.40	0.80	2.089
C-1	19	13.30	0.80	0.40	2.089
C-2	20	3.75	0.40	0.60	1.567
C-1	21	13.30	0.80	0.40	2.089
C-2	22	3.75	0.40	0.60	1.567
C-1	23	13.30	0.80	0.40	2.089
C-2	24	3.75	0.40	0.60	1.567

C-1	25	13.30	0.80	0.40	2.089
C-2	26	3.75	0.40	0.60	1.567
C-1	27	13.30	0.80	0.40	2.089
C-2	28	3.75	0.40	0.60	1.567
C-1	29	13.30	0.80	0.40	2.089
C-2	30	3.75	0.40	0.60	1.567
C-1	31	13.30	0.80	0.40	2.089
C-2	32	3.75	0.40	0.60	1.567
C-1	33	13.30	0.80	0.40	2.089
C-2	34	3.75	0.40	0.60	1.567
C-1	35	13.30	0.80	0.40	2.089
C-2	36	3.75	0.40	0.60	1.567
C-3	37	13.30	0.25	0.60	0.979
C-3	38	13.30	0.25	0.60	0.979
C-3	39	13.30	0.25	0.60	0.979
C-3	40	13.30	0.25	0.60	0.979
C-3	41	13.30	0.25	0.60	0.979
C-3	42	13.30	0.25	0.60	0.979
C-3	43	13.30	0.25	0.60	0.979
C-3	44	13.30	0.25	0.60	0.979
C-4	45	13.30	0.15	0.25	0.245
C-4	46	13.30	0.15	0.25	0.245
C-4	47	13.30	0.15	0.25	0.245
C-4	48	13.30	0.15	0.25	0.245
C-4	49	13.30	0.15	0.25	0.245
C-4	50	13.30	0.15	0.25	0.245
C-4	51	13.30	0.15	0.25	0.245
C-4	52	13.30	0.15	0.25	0.245
C-4	53	13.30	0.15	0.25	0.245
C-4	54	13.30	0.15	0.25	0.245
C-4	55	13.30	0.15	0.25	0.245
C-4	56	13.30	0.15	0.25	0.245
C-4	57	13.30	0.15	0.25	0.245
C-4	58	13.30	0.15	0.25	0.245
C-4	59	13.30	0.15	0.25	0.245
C-4	60	13.30	0.15	0.25	0.245
C-4	61	13.30	0.15	0.25	0.245
C-4	62	13.30	0.15	0.25	0.245
C-4	63	13.30	0.15	0.25	0.245
C-4	64	13.30	0.15	0.25	0.245
C-4	65	13.30	0.15	0.25	0.245
C-4	66	13.30	0.15	0.25	0.245
C-4	67	13.30	0.15	0.25	0.245
C-4	68	13.30	0.15	0.25	0.245
C-4	69	13.30	0.15	0.25	0.245

C-4	70	13.30	0.15	0.25	0.245
C-4	71	13.30	0.15	0.25	0.245
C-4	72	13.30	0.15	0.25	0.245
C-4	73	13.30	0.15	0.25	0.245
C-4	74	13.30	0.15	0.25	0.245
C-4	75	13.30	0.15	0.25	0.245
C-4	76	13.30	0.15	0.25	0.245
C-4	77	13.30	0.15	0.25	0.245
C-4	78	13.30	0.15	0.25	0.245
C-4	79	13.30	0.15	0.25	0.245
C-4	80	13.30	0.15	0.25	0.245
C-4	81	13.30	0.15	0.25	0.245
C-5	82	13.30	0.25	0.25	0.408
C-5	83	13.30	0.25	0.25	0.408
C-5	84	13.30	0.25	0.25	0.408
C-5	85	13.30	0.25	0.25	0.408
C-5	86	13.30	0.25	0.25	0.408
C-5	87	13.30	0.25	0.25	0.408
C-5	88	13.30	0.25	0.25	0.408
C-5	89	13.30	0.25	0.25	0.408
C-5	90	13.30	0.25	0.25	0.408
C-5	91	13.30	0.25	0.25	0.408
C-5	92	13.30	0.25	0.25	0.408
C-5	93	13.30	0.25	0.25	0.408
C-5	94	13.30	0.25	0.25	0.408
C-5	95	13.30	0.25	0.25	0.408
C-5	96	13.30	0.25	0.25	0.408
C-5	97	13.30	0.25	0.25	0.408
C-5	98	13.30	0.25	0.25	0.408
					94.335

	PESO ESPECIFICO DEL CONCRETO		2.40	TN/M3
	ALTURA		13.30	M
	CORTANTE DE RESISTENCIA		3011.17	TN

Cortante Resistente: $\phi V_c \times h \times Y_{concreto}$

Ro	6		z	0.45
la	1		u	3
lp	1		c	2.5
R	6		s	1.1

Peso de la Edificación: 3520.206 ton.

Cortante basal: $V = \frac{ZUCS}{R} \times P$

$V = 2178.127463$

Entonces el valor: $\alpha_h =$

CORTANTE RESISTENTE / CORTANTE BASAL

$3011.17/2178.127463 = 1.382$

El valor de α_h es mayor a 1.2 por lo que la estructura califica como “B” en este parámetro.

PARÀMETRO 4 – POSICIÓN DEL EDIFICIO Y CIMENTACIÓN

Consideramos:

A: Edificación cimentada sobre suelo intermedio o flexible, según la norma de diseño sismoresistente E-030.

B: Edificación cimentada sobre suelo intermedio o flexible, según la norma de diseño sismoresistente E-030. Presencia de sales y humedad.

C: Edificación cimentada sin proyecto aprobado ni asesoría técnica y presencia de sales, humedad y pendiente pronunciada.



Fuente Propia

La calificación del parámetro 4 para el pabellón B es “B”, ya que la edificación se encuentra en un suelo S3 y sin pendiente pronunciada

PARÀMETRO 5 – DIAFRAGMAS HORIZONTALES

Consideramos:

A: Edificio con diafragmas, de cualquier naturaleza que satisfacen las condiciones:

1. Ausencia de planos a desnivel, y placas de concreto
2. La deformabilidad del diafragma es despreciable. 86 3. La conexión entre el diafragma y los muros es eficaz.
3. La conexión entre el diafragma y los muros es eficaz.

B: Edificio que no cumple con una de las condiciones de la clase A

C: Edificio cuyos diafragmas no cumplen con dos de las condiciones de la clase A.



Fuente: Propia



Fuente: Propia

La calificación del parámetro 5 para el pabellón B es “A”, ya que verificamos de que hay ausencias de planos a desnivel y observamos que la deformabilidad del diafragma rígido es despreciable y además la conexión del diafragma rígido con el sistema resistente es eficaz.

PARÀMETRO 6 – CONFIGURACION EN PLANTA

A: Si $IR \leq 0.25$

B: Si $0.25 < IR \leq 0.75$

C: Si $IR > 0.75$

Mediante las formulas:

$$x_g = \frac{\sum_{i=1}^n A_i \cdot x_i}{\sum_{i=1}^n A_i}$$

$$y_g = \frac{\sum_{i=1}^n A_i \cdot y_i}{\sum_{i=1}^n A_i}$$

Se obtuvo la siguiente tabla de resultados:

Ambiente	AREA (m2)	Xi (m)	Yi(m)	A.Xi (m3)	B.Yi(m3)
1	622.67	5.30	5.60	3300.12	3486.92
2	622.67	5.30	5.60	3300.12	3486.92
3	622.67	5.30	5.60	3300.12	3486.92
4	622.67	5.30	5.60	3300.12	3486.92
5	622.67	5.30	5.60	3300.12	3486.92
6	622.67	5.30	5.50	3300.12	3424.66
7	622.67	4.80	5.50	2988.79	3424.66
8	622.67	4.80	5.50	2988.79	3424.66
9	622.67	4.80	5.50	2988.79	3424.66
10	622.67	4.80	5.50	2988.79	3424.66
11	622.67	4.90	5.50	3051.06	3424.66
12	622.67	5.40	5.50	3362.39	3424.66
13	622.67	5.40	5.50	3362.39	3424.66
14	622.67	5.40	5.50	3362.39	3424.66
15	622.67	5.40	5.50	3362.39	3424.66
16	622.67	5.40	5.50	3362.39	3424.66
17	622.67	5.40	5.50	3362.39	3424.66
18	622.67	5.40	5.60	3362.39	3486.92
19	622.67	5.40	5.60	3362.39	3486.92
20	622.67	5.40	5.60	3362.39	3486.92

21	622.67	5.50	5.60	3424.66	3486.92
22	622.67	5.50	5.60	3424.66	3486.92
23	622.67	5.50	5.60	3424.66	3486.92
24	622.67	5.50	5.60	3424.66	3486.92
25	622.67	5.50	5.60	3424.66	3486.92
26	622.67	5.50	5.50	3424.66	3424.66
27	622.67	5.50	5.50	3424.66	3424.66
28	622.67	5.40	5.50	3362.39	3424.66
29	622.67	5.40	5.50	3362.39	3424.66
30	622.67	5.40	5.50	3362.39	3424.66
31	622.67	5.40	5.50	3362.39	3424.66
32	622.67	5.40	5.50	3362.39	3424.66
33	622.67	5.40	5.60	3362.39	3486.92
34	622.67	5.40	5.60	3362.39	3486.92
35	622.67	5.40	5.60	3362.39	3486.92
36	622.67	5.50	5.60	3424.66	3486.92
37	622.67	5.50	5.60	3424.66	3486.92
38	622.67	5.50	5.60	3424.66	3486.92
39	622.67	5.00	5.60	3113.33	3486.92
40	622.67	5.50	5.60	3424.66	3486.92
41	622.67	5.80	5.20	3611.46	3237.86
42	622.67	5.50	5.60	3424.66	3486.92
TOTAL	26151.93	224.50	232.90	139788.29	145018.68

Xg	5.3452
Yg	5.5452

$$x_m = \frac{(Px_{\min} + Px_{\max})}{2}$$

$$y_m = \frac{(Py_{\min} + Py_{\max})}{2}$$

Xmin	5.00
Xmax	5.80
Xm	5.23

Ymin	5.20
Ymax	5.60
Ym	5.50

Irx	0.288
Iry	0.226

$$IR_x = \frac{|x_g - x_w|}{\frac{1}{2}|x_{\max} - x_{\min}|}$$

$$IR_y = \frac{|y_g - y_w|}{\frac{1}{2}|y_{\max} - y_{\min}|}$$

$$IR = \max(IR_x, IR_y)$$

Obtenemos IR 0.288, por lo tanto, el pabellón B califica como “B” en el parámetro 6.

PARÀMETRO 7 – CONFIGURACION EN ELEVACION

Consideramos:

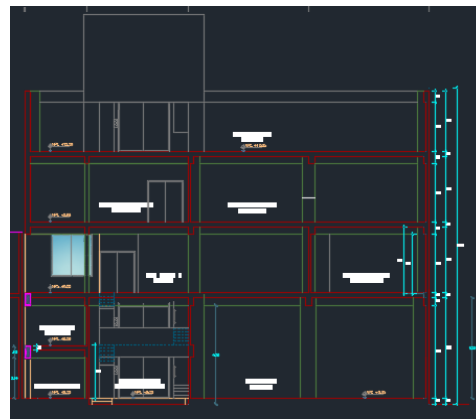
A: Si $RL > 0.66$

B: Si $0.33 < RL \leq 0.66$

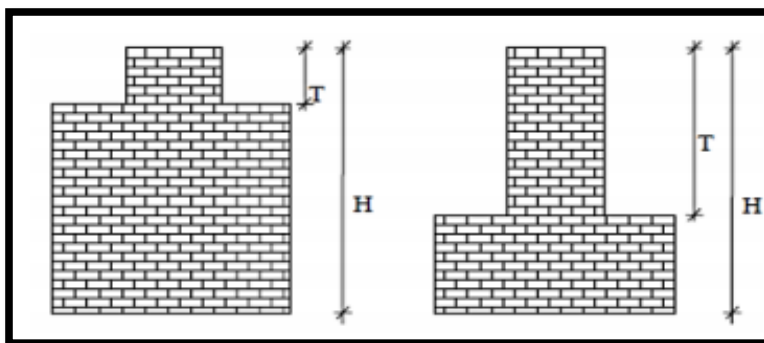
C: Si $RL \leq 0.33$ Presenta irregularidades en el sistema resistente vertical



Fuente: Propia



Fuente: Plano de elevacion



Fuente: Ulises Mena H. (Tesis UPC – España)

$$RL = H-T/H$$

$$T = 4.05 \text{ m.}$$

$$H = 20.63 \text{ m.}$$

$$T/H = 0,80 \quad \Rightarrow \quad RL > 0.66$$

La calificación del parámetro 7 para el pabellón B es “A”, ya que la resta entre la altura máxima y mínima entre la máxima de la estructura nos da como resultado 0.80, siendo mayor a 0.66.

PARÀMETRO 8 – SEPARACION MAXIMA ENTRE COLUMNAS

Consideramos:

A: Año de construcción mayor a 1997 y asesoría técnica

B: Año de construcción menor a 1997 y asesoría técnica

C: Sin asesoría técnica



Fuente: Propia



Fuente: Propia

La calificación del parámetro 8 para el pabellón B es “A” ya que para determinarlo se tuvo en cuenta si se contó con asesoría técnica y el año de construcción de la edificación

PARÀMETRO 9 – TIPO DE CUBIERTA

Consideramos:

A: Cubierta estable debidamente amarrada a las vigas con conexiones adecuadas y de material liviano. Edificación con cubierta plana

B: Cubierta inestable de material liviano en buenas condiciones

C: Cubierta inestable en malas condiciones y con desnivel



Fuente: Propia



Fuente: Propia

La calificación del parámetro 9 para el pabellón B es “A” ya que la estructura cuenta con una cubierta de losa aligerada y estas debidamente amarrada a las vigas

PARÀMETRO 10 – ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES

Consideramos:

A: Que cumplan con la clase A y B de mampostería

Mampostería

a: Edificación que no contenga elementos no estructurales mal conectados al sistema resistente.

b: Edificación con balcones y parapetos bien conectados al sistema resistente.

B: Edificio con parapetos mal conectados al sistema resistente.

C: Edificio que presenta tanques de agua o cualquier otro tipo de elementos en el techo mal conectados a la estructura. Parapetos u otros elementos de peso significativo, mal contruidos que se pueden desplomar en caso de un evento sísmico. Edificio con balcones contruidos posteriormente a la estructura principal y conectada a esta de modo deficiente.



Fuente: Propia



Fuente: Propia



Fuente: Propia

La calificación del parámetro 10 para el pabellón B es “A”, debido a que elementos no estructurales como el parapeto y balcones están bien anclados al sistema estructural que viene desde la platea y va siendo empotrada con los aceros de la loza aligerada.

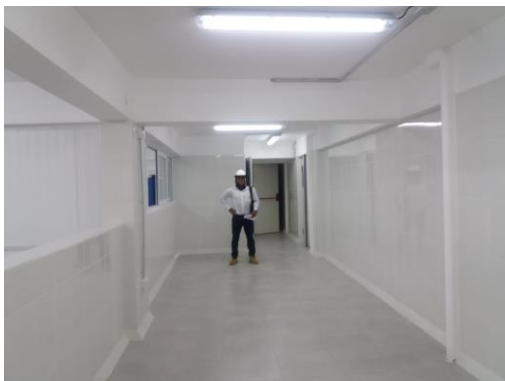
PARÀMETRO 11– ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES

Consideración:

A: Bueno

B: Ligeramente dañado

C: Mal estado de conservación



Fuente: Propia



Fuente: Propia

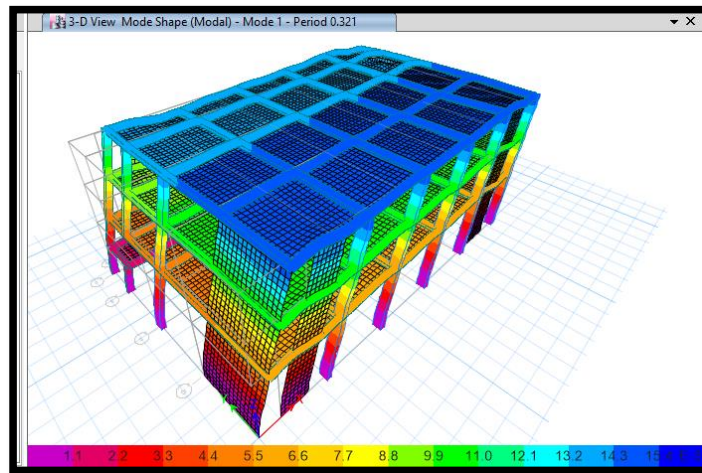
Este parámetro es netamente cualitativo y de criterio mediante método visual, en nuestro caso hemos optado por una calificación A, ya que la estructura está recién estrenada y en funcionamiento. (Se realizó visita técnica, ver anexo de panel fotográfico)

ANEXO N° 4
SOFTWARE ETABS

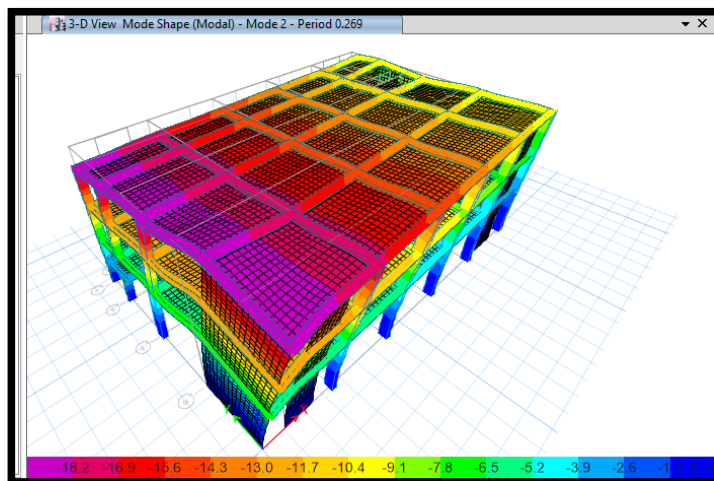
Teniendo un periodo proporcionado por el software dentro de lo establecido, considerando los 3 primeros modos de vibración.

SumUx 96.37% de PPMM, SumUy 97.2% de PPMM siendo mayor al 90% y SumRz 95.45% de PPMM

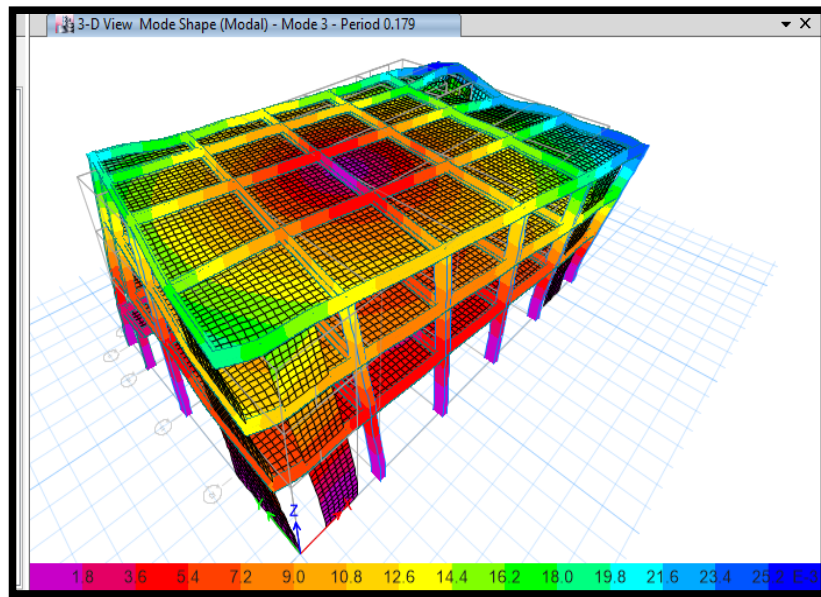
Modo 01: Traslacional en X de 0.321seg., con 82.71% de PPMM y 0.77% participa en rotación RZ.



Modo 02: Traslacional en Y de 0.269seg., con 76.62% de PPMM y 5.56% participa en rotación RZ.



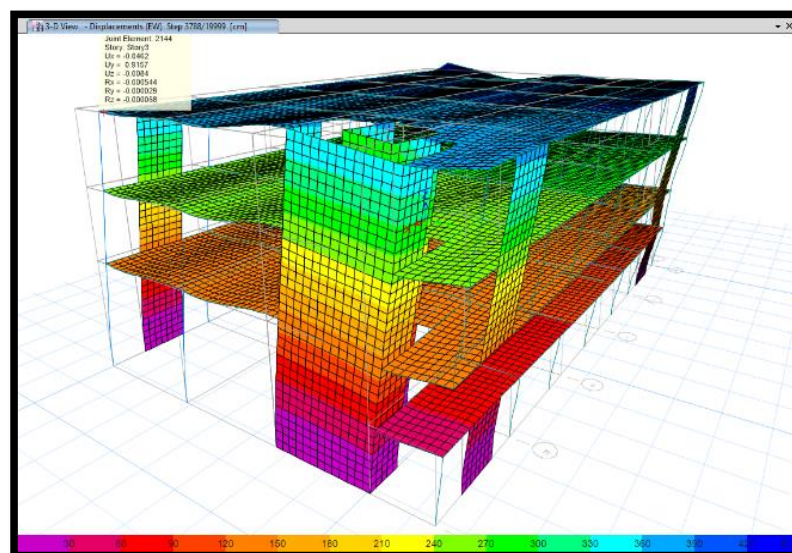
Modo 03: Rotacional en Z de 0.179seg., con 73.87% participa en rotación RZ.



Fuente: Software Computacional

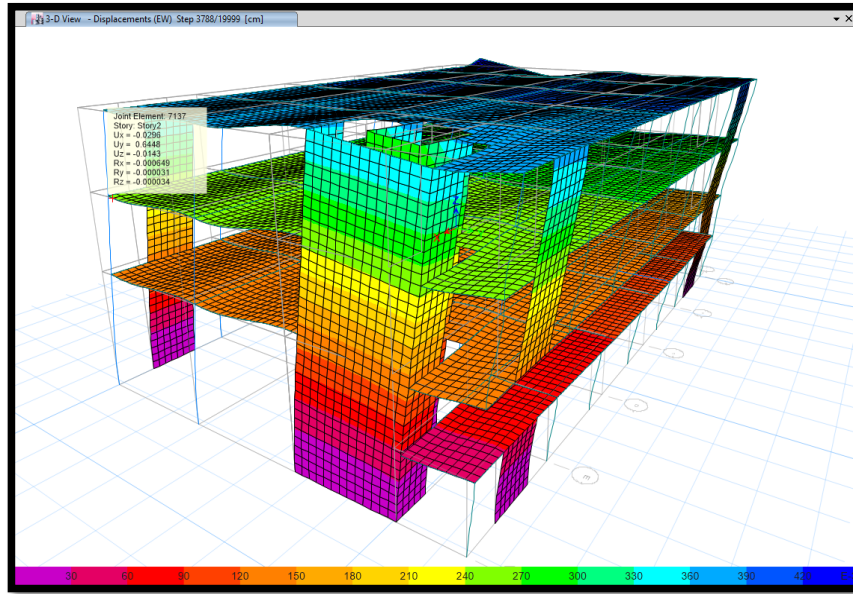
DESPLAZAMIENTOS ABSOLUTOS (CM) DE CADA ENTREPISO PARA LA SOLICITACIÓN DEL SISMO DE ICA ,2007 PISCO EW – DIRECCIÓN Y-Y

Translación Absoluta $U_y=0.0358\text{cm}$ EN EL ENTREPISO 3, en el tiempo de 37.88seg.
Donde ocurre la máxima aceleración de 0.32g



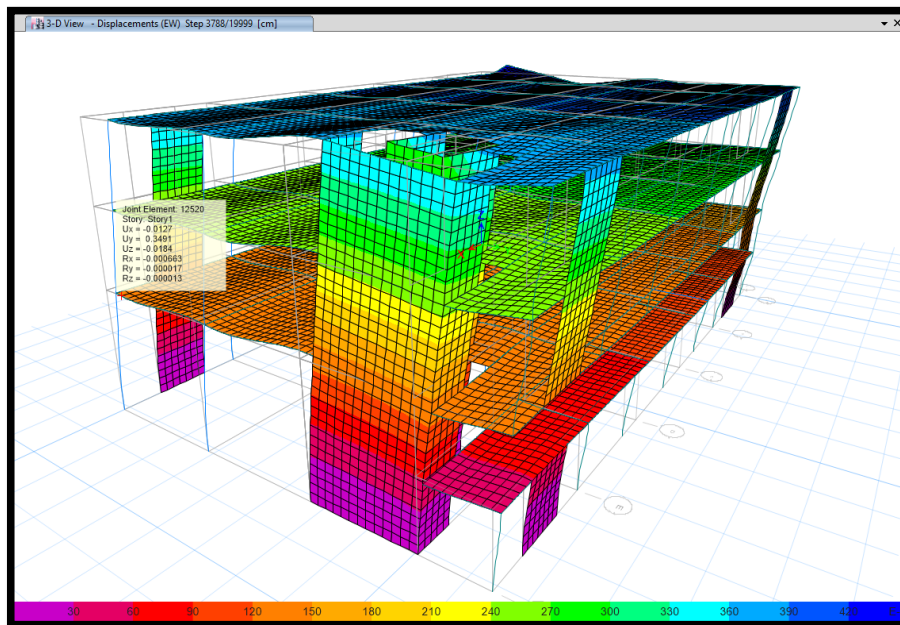
Fuente: Software Computacional

Translación Absoluta $U_y=0.0074\text{cm}$ EN EL ENTREPISO 2, en el tiempo de 37.88seg.
Donde ocurre la máxima aceleración de 0.32g



Fuente: Software Computacional

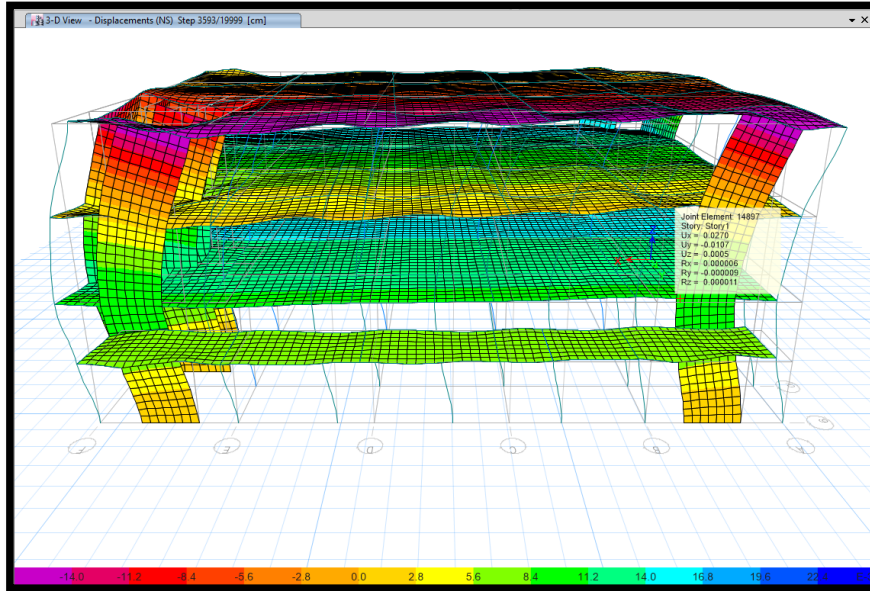
Translación Absoluta $U_y=0.027\text{cm}$ EN EL ENTREPISO 1, en el tiempo de 37.88seg.
Donde ocurre la máxima aceleración de 0.32g



Fuente: Software Computacional

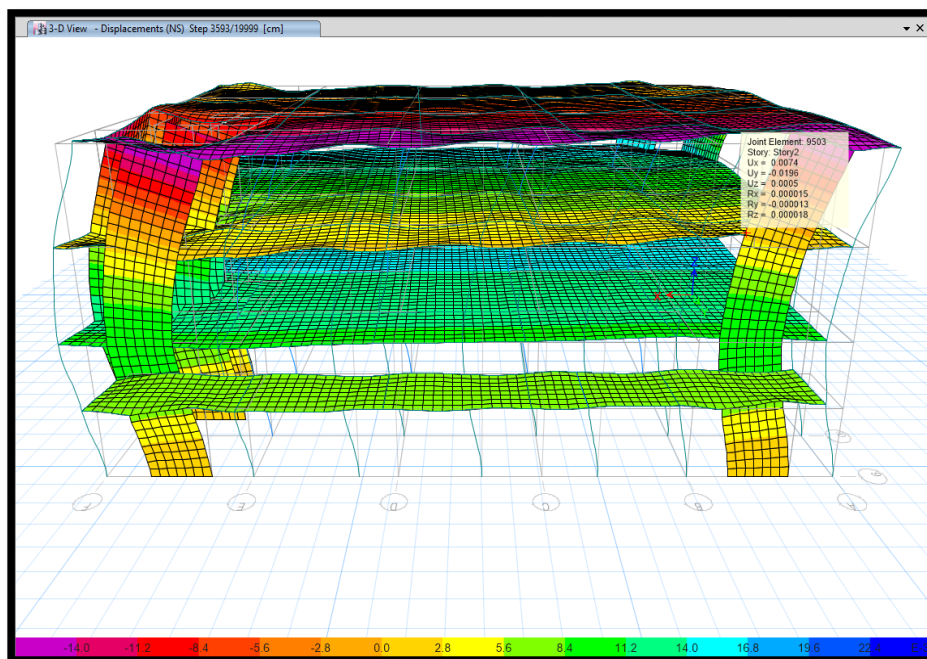
DESPLAZAMIENTOS ABSOLUTOS (CM) DE CADA ENTREPISO PARA LA SOLICITACIÓN DEL SISMO DE ICA ,2007 PISCO N-S- DIRECCIÓN X-X

Translación Absoluta $U_x=0.027\text{cm}$ EN EL ENTREPISO 1, en el tiempo de 35.93seg.
Donde ocurre la máxima aceleración de 0.2797g



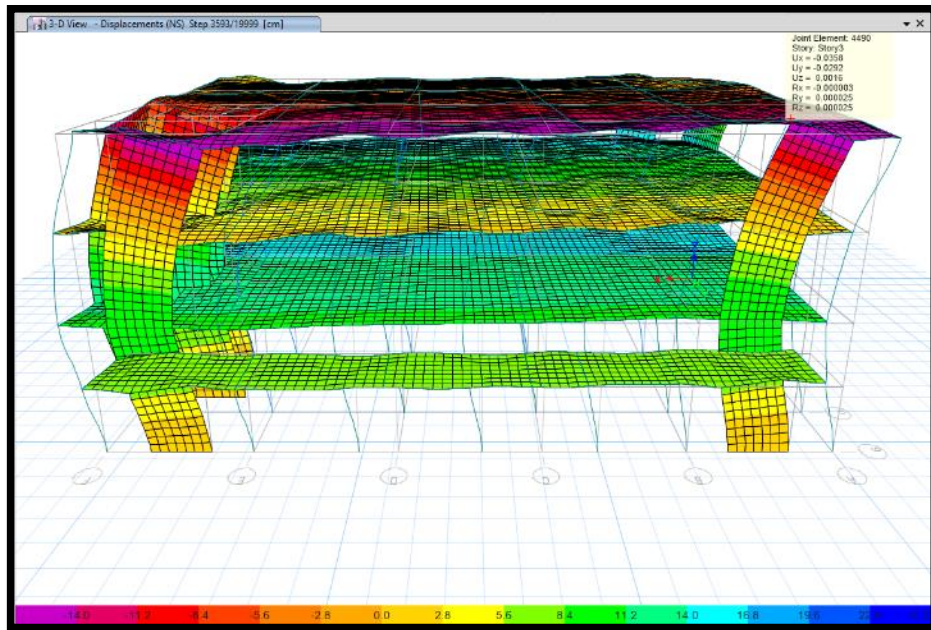
Fuente: Software Computacional

Translación Absoluta $U_x=0.0074\text{cm}$ EN EL ENTREPISO 2, en el tiempo de 35.93seg.
Donde ocurre la máxima aceleración de 0.2797g



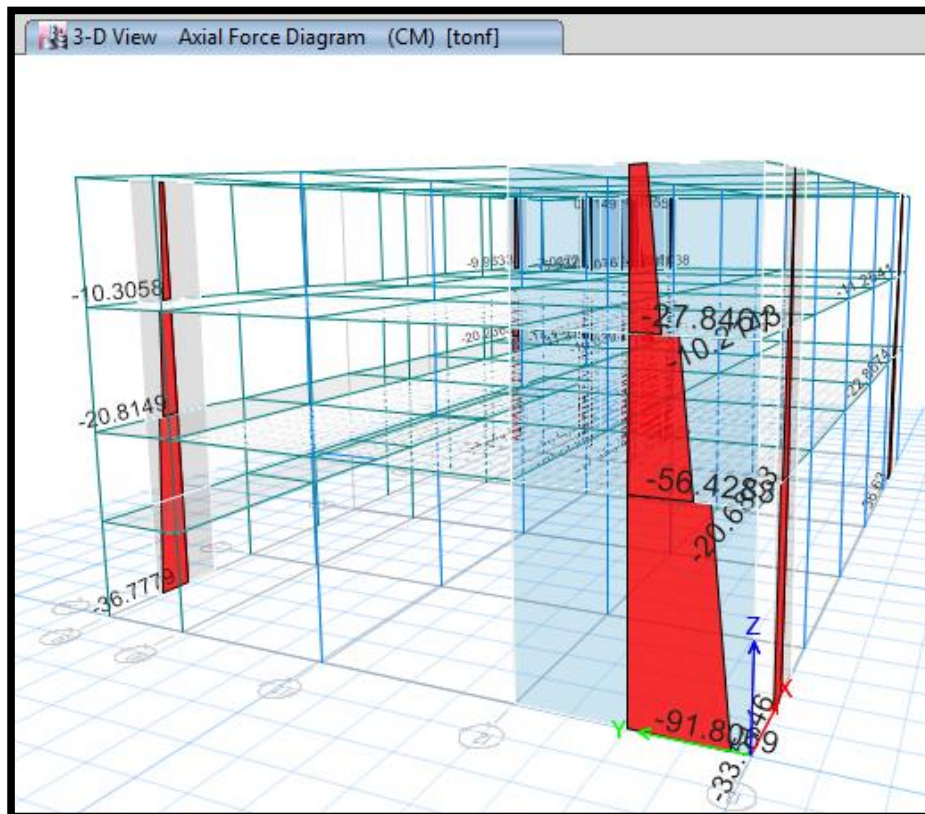
Fuente: Software Computacional

Translación Absoluta $U_x=0.0358\text{cm}$ EN EL ENTREPISO 3, en el tiempo de 35.93seg.
Donde ocurre la máxima aceleración de 0.2797



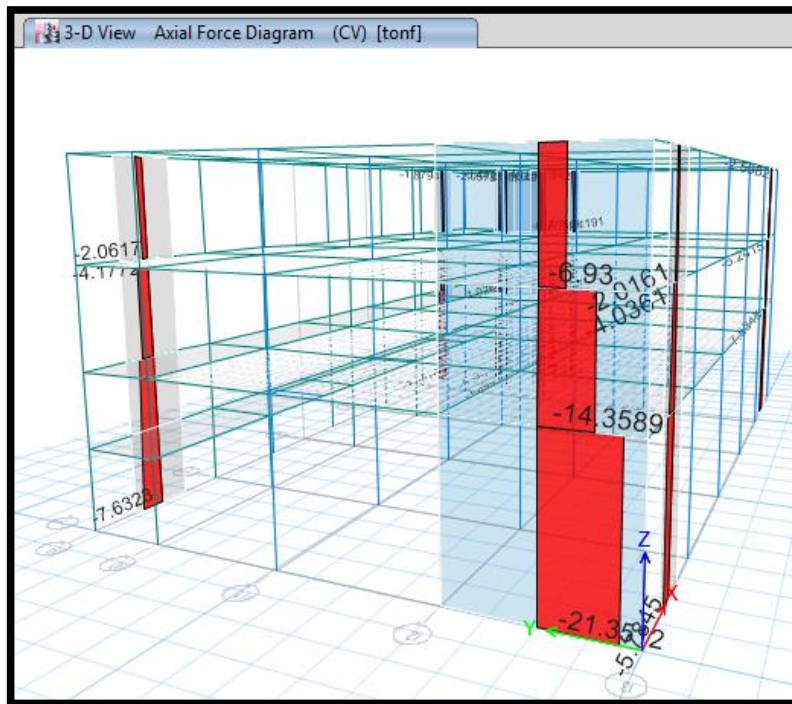
Fuente: Software Computacional

Fuerza Axial, diagrama global, para condiciones de Cargas permanentes, modelamiento considerando en la construcción con vigas encima de muros de corte en cada entrepiso.



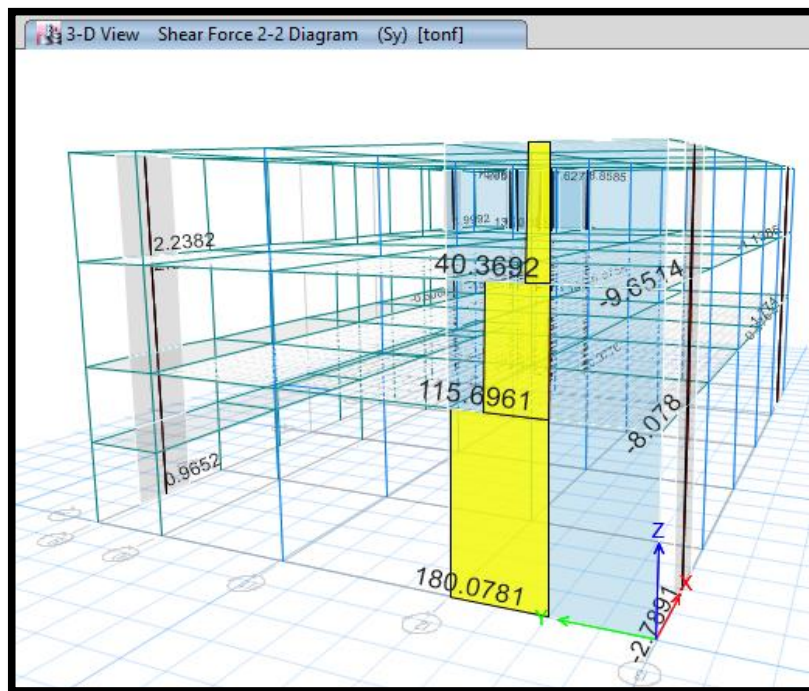
Fuente: Software Computacional

Fuerza Axial, diagrama global, para condiciones de Cargas Vivas, modelamiento considerando en la construcción con vigas encima de muros de corte en cada entrepiso.



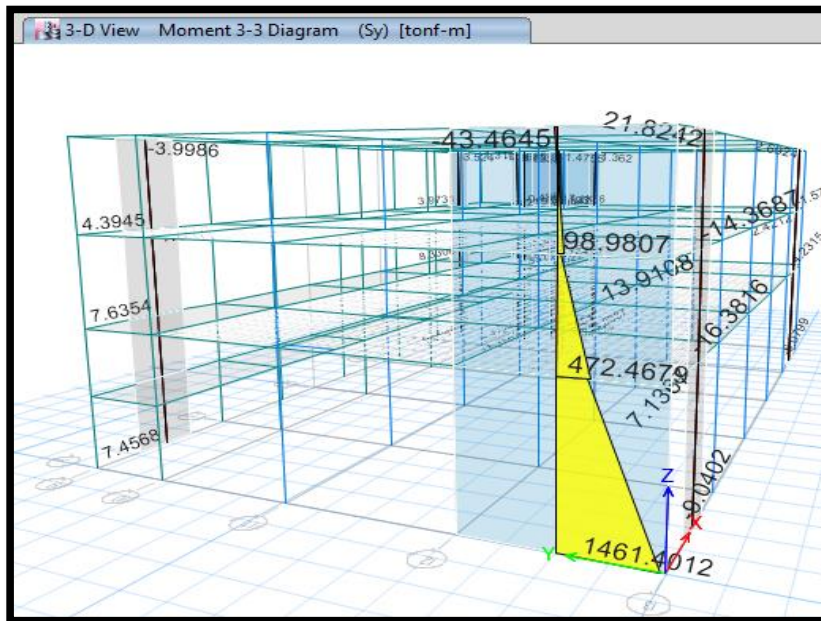
Fuente: Software Computacional

Fuerza Cortante, Dirección Y-Y (EW), diagrama global, para condiciones de Cargas Sísmica de diseño normativo, modelamiento considerando en la construcción con vigas encima de muros de corte en cada entrepiso.



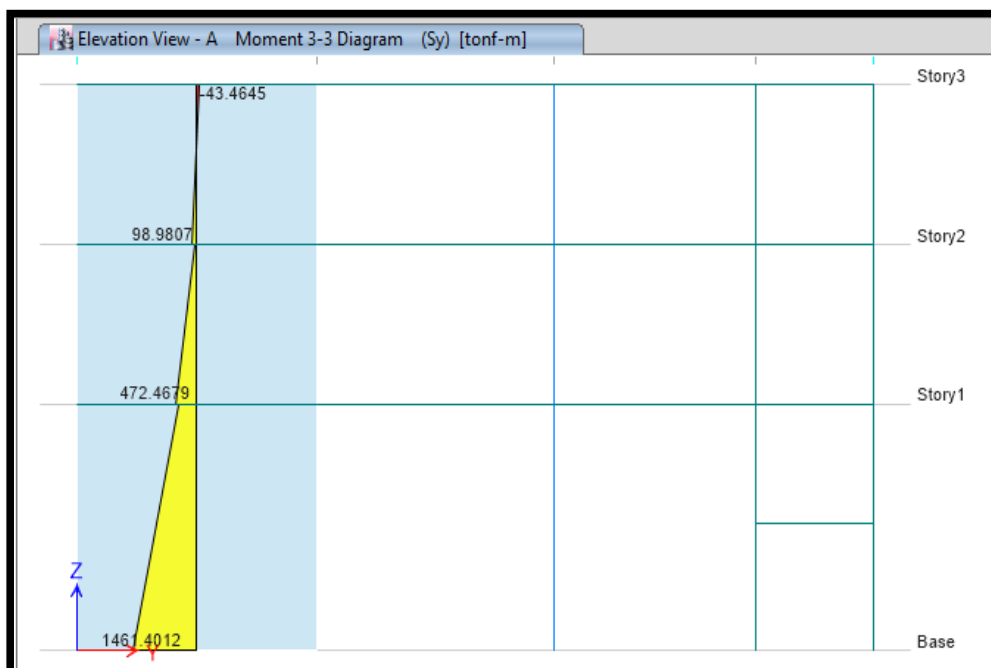
Fuente: Software Computacional

Fuerza Momento, Dirección Y-Y (E-W), diagrama global, para condiciones de Cargas Sísmica de diseño normativo, modelamiento considerando en la construcción con vigas encima de muros de corte en cada entrepiso.



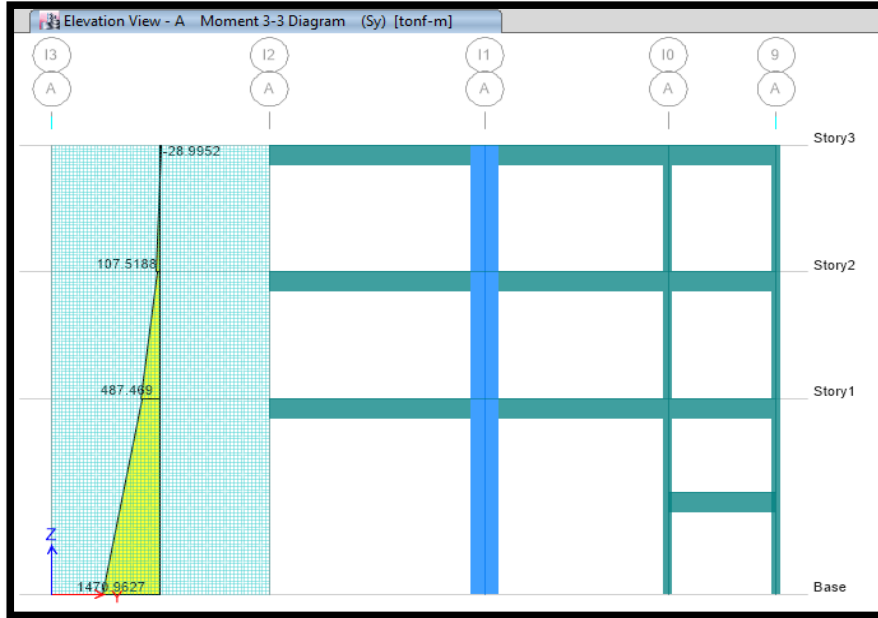
Fuente: Software Computacional

Fuerza Momento, Dirección Y-Y (E-W), Diagrama Local, para condiciones de Cargas Sísmica de diseño normativo, modelamiento considerando en la construcción con vigas encima de muros de corte en cada entrepiso.



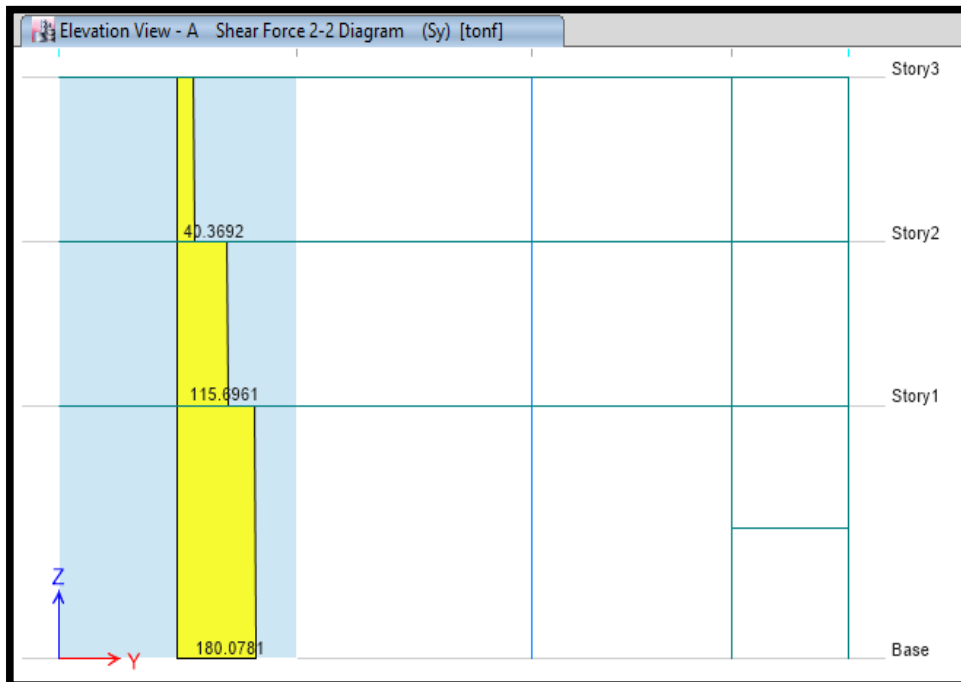
Fuente: Software Computacional

Fuerza Momento, Dirección Y-Y (E-W), Diagrama Local, para condiciones de Cargas Sísmica de diseño normativo, modelamiento considerando sin vigas encima de muros de corte en cada entrepiso.



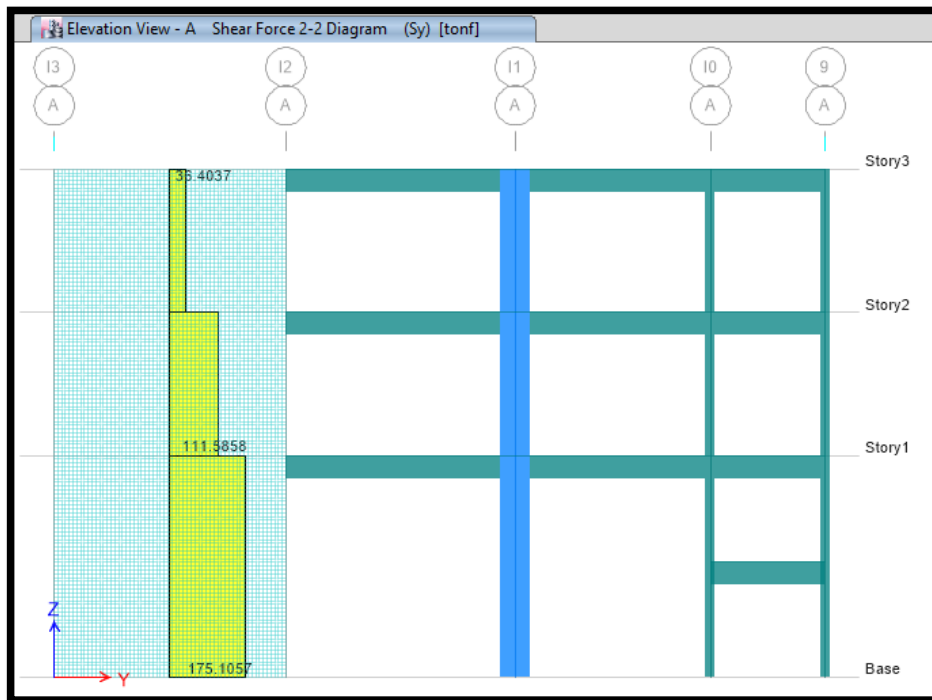
Fuente: Software Computacional

Fuerza Cortante, Dirección Y-Y (E-W), Diagrama Local, para condiciones de Cargas Sísmica de diseño normativo, modelamiento considerando en la construcción con vigas encima de muros de corte en cada entrepiso.



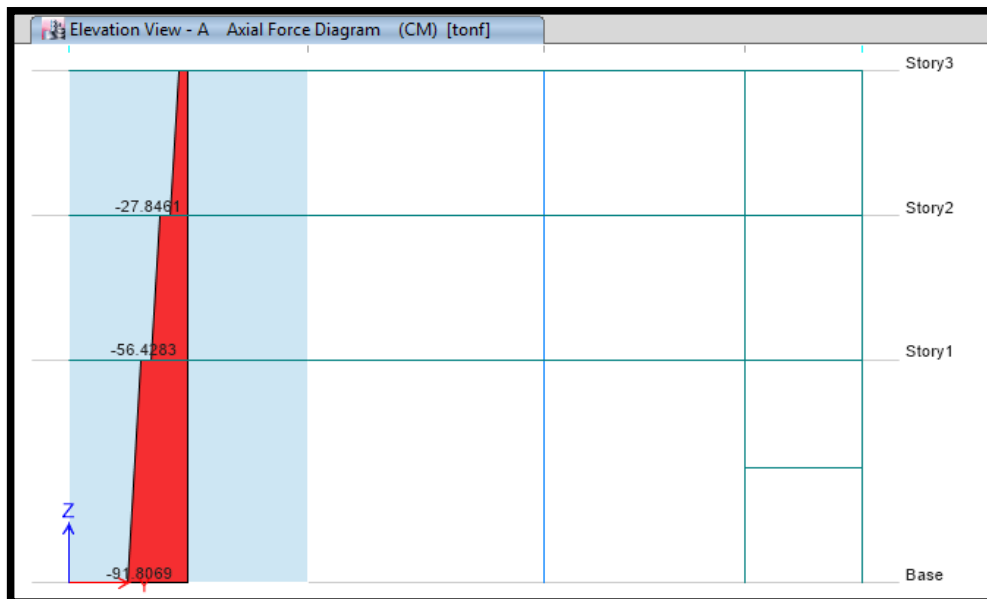
Fuente: Software Computacional

Fuerza Cortante, Dirección Y-Y (E-W), Diagrama Local, para condiciones de Cargas Sísmica de diseño normativo, modelamiento considerando sin vigas encima de muros de corte en cada entrepiso.



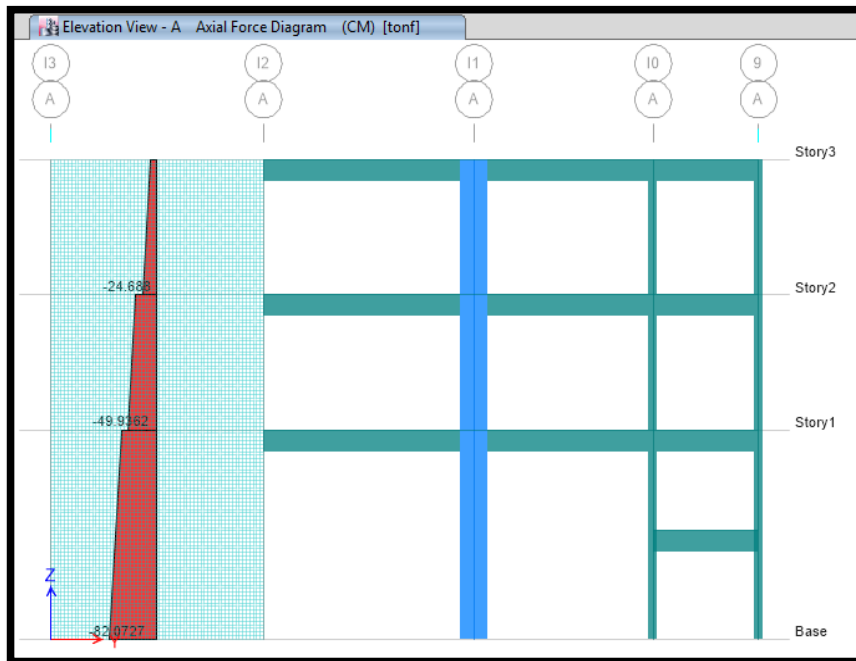
Fuente: Software Computacional

Fuerza Axial Permanente, Diagrama Local, para condiciones de Cargas Sísmica de diseño normativo, modelamiento considerando en la construcción con vigas encima de muros de corte en cada entrepiso.



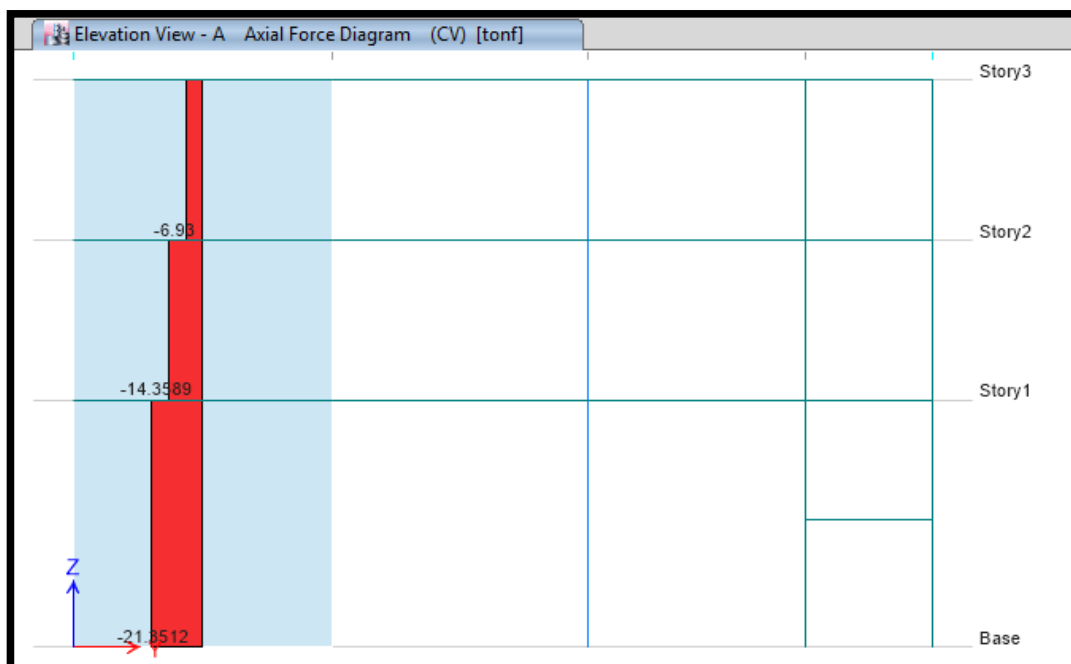
Fuente: Software Computacional

Fuerza Axial Permanente, Diagrama Local, para condiciones de Cargas Sísmica de diseño normativo, modelamiento considerando sin vigas encima de muros de corte en cada entrepiso.



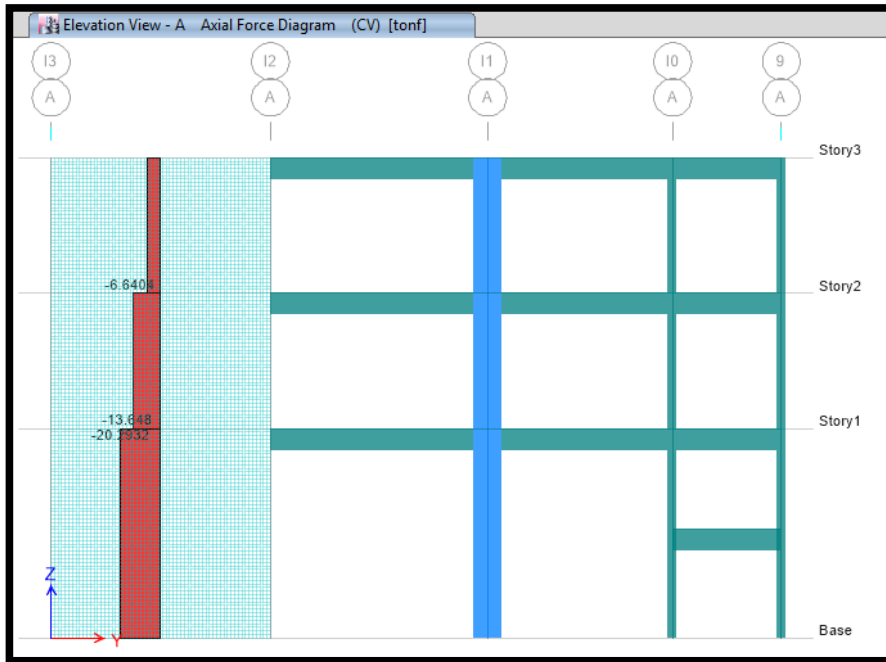
Fuente: Software Computacional

Fuerza Axial Viva, Diagrama Local, para condiciones de Cargas Sísmica de diseño normativo, modelamiento considerando en la construcción con vigas encima de muros de corte en cada entrepiso.



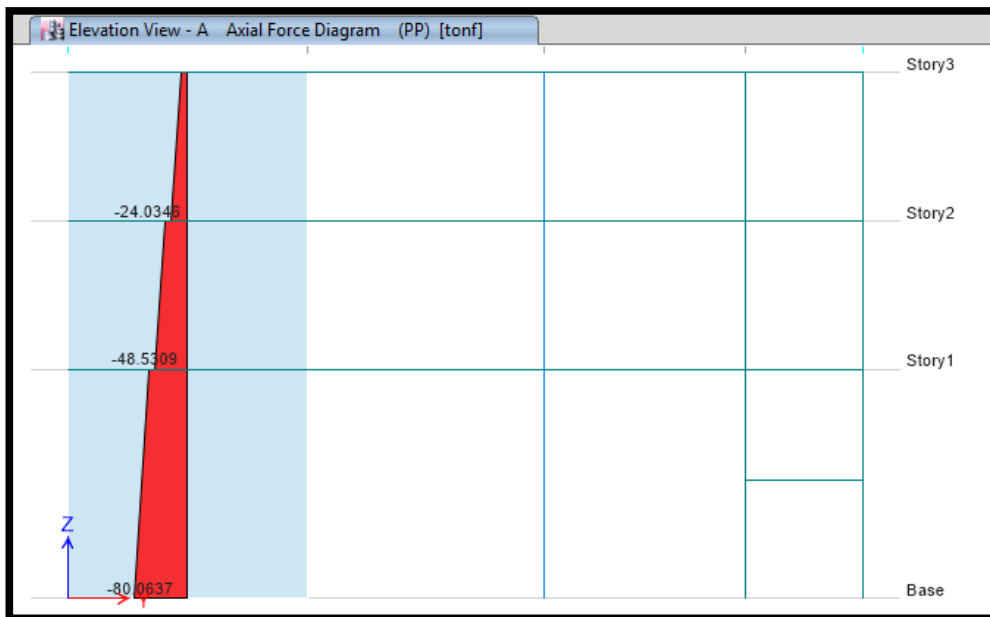
Fuente: Software Computacional

Fuerza Axial Viva, Diagrama Local, para condiciones de Cargas Sísmica de diseño normativo, modelamiento considerando sin vigas encima de muros de corte en cada entrepiso.



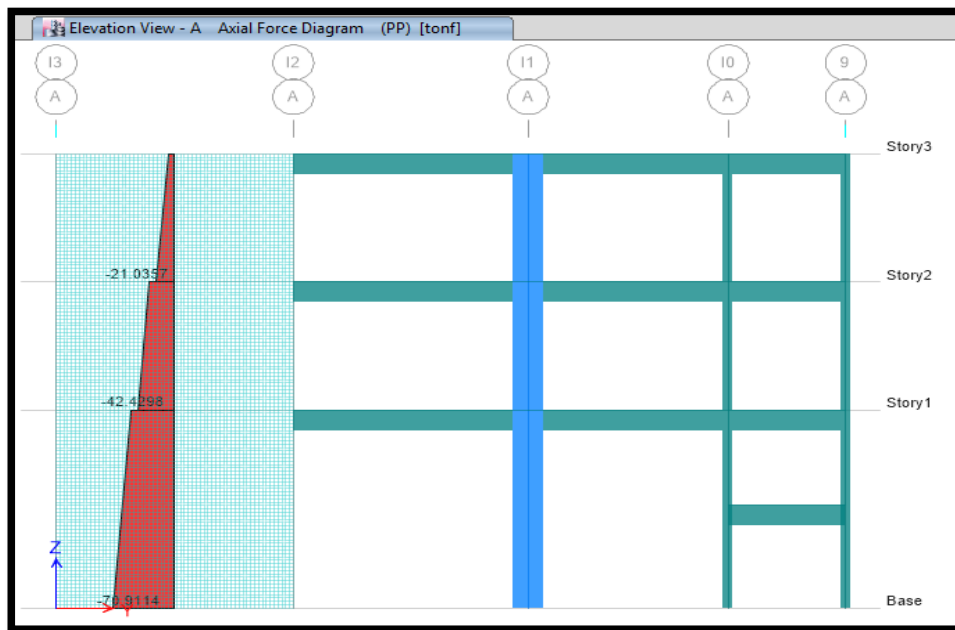
Fuente: Software Computacional

Fuerza Axial Peso Propio, Diagrama Local, para condiciones de Cargas Sísmica de diseño normativo, modelamiento considerando en la construcción con vigas encima de muros de corte en cada entrepiso.



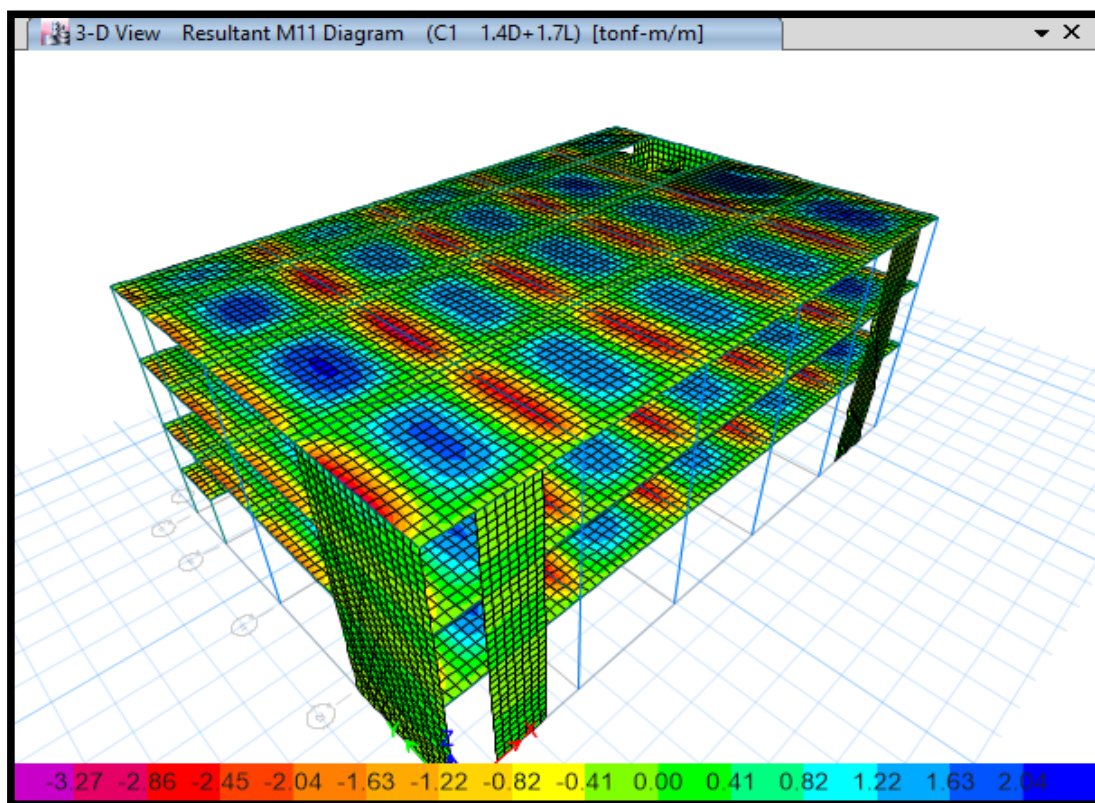
Fuente: Software Computacional

Fuerza Axial Peso Propio, Diagrama Local, para condiciones de Cargas Sísmica de diseño normativo, modelamiento considerando sin vigas encima de muros de corte en cada entrespiso.



Fuente: Software Computacional

Diagrama Global de Momentos en Viguetas dirección de viguetas X-X (N-S)



Fuente: Software Computacional

Calculando el Acero de Refuerzo, usando la metodología de Elementos Finitos en

M11(-)=	2450 Kgf-m/m	M11(+)=	1630.00 Kgf-m/m
Mu(-)=	980 Kgf-m	Mu(+)=	652 Kgf-m
$K_u = \frac{Mu}{\phi(f'c)bd^2}$		$K_u = \frac{Mu}{\phi(f'c)bd^2}$	
Ku =	0.16931	Ku =	0.11264
w =	0.21553	w =	0.13609
$\rho =$	0.01078	$\rho =$	0.00680
As =	1.89 cm2	As =	1.19 cm2
As =	2.00 cm2	As =	1.29 cm2
As =	#5	As =	#4

Fuente: Software Computacional

ANEXO N° 5

PANEL FOTOGRAFICO

Foto N° 1: Vaceado de columnas y placas del segundo nivel del pabellón “B”



Fuente: Propia

Foto N° 2: Encontrado de losa del segundo nivel del pabellón “B”



Fuente: Propia

Foto N° 3: Segundo nivel del pabellón “B” de la planta de filete de Anchoa



Fuente: Propia

Foto N° 4: Proceso de curado de la losa del segundo Nivel del pabellón “B”



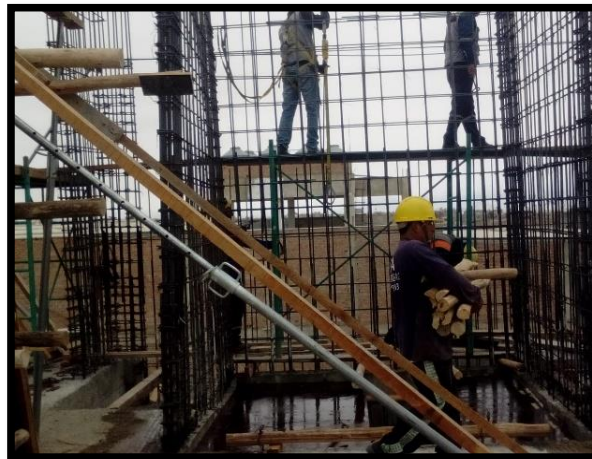
Fuente: Propia

Foto N° 5: estructura de confinamiento para divisiones en el segundo nivel



Fuente: Propia

Foto N° 6: acero para placas y columnas del tercer nivel del pabellón “B”



Fuente: Propia

Foto N° 7: Encofrado de columnas y placas para el tercer nivel del Pabellón “B”



Fuente: Propia

Foto N° 8: Vaceado de placas y columnas del tercer nivel del pabellón “B”



Fuente: Propia

Foto N° 9: Resanado con cal y cemento en columnas aporricadas del tercer nivel



Fuente: Propia

Foto N° 10: Encofrado de escalera de segundo para tercer nivel del pabellón “B”



Fuente: Propia

Foto N° 11: Encofrado de vigas del tercer nivel del pabellón “B”



Fuente: Propia

Foto N° 12: Encofrado de losa del tercer nivel del pabellón “B”



Fuente: Propia

Foto N° 13: Colocación de acero para losa maciza del tercer nivel del pabellón “B”



Fuente: Propia

Foto N° 14: Curado de la losa maciza del tercer nivel del pabellón “B”



Fuente: Propia

Foto N° 15: Estructura de confinamiento en el tercer nivel del pabellón “B”



Fuente: Propia

Foto N° 16: Compactación de afirmado en el primer nivel “Pabellón B”



Fuente: Propia

Foto N° 17: Trazo y replanteo para zanjas de canaletas “Pabellón B”



Fuente: Propia

Foto N° 18: Excavación de zanjas para canaletas “Pabellón B”



Fuente: Propia

Foto N° 19: Vaciado de falso piso E= 2” en el primer nivel “Pabellón B”



Fuente: Propia

Foto N° 20: Encofrado y habilitación de acero en placas y columnas del cuarto nivel “Pabellón B”



Fuente: Propia

Foto N° 21: Vaciado de concreto $F'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ en placa del cuarto nivel del “Pabellón B”



Fuente: Propia

Foto N° 22: Desencofrado de la estructura que sostendrá la cisterna de agua que abastecerá a la fábrica



Fuente: Propia

Foto N° 23: Habilitación de acero para ménsulas y canaletas del “Pabellón B”



Fuente: Propia

Foto N° 24: Encofrado de vigas, ménsulas y canaletas del “Pabellón B”



Fuente: Propia

Foto N° 25: Habilitación de acero de refuerzo en vigas del cuarto nivel “Pabellón B”



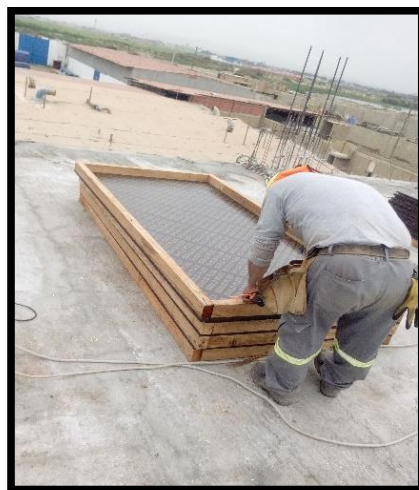
Fuente: Propia

Foto N° 26: Se aprecia los estribos para vigas de estructura aporticada “Pabellón B”



Fuente: Propia

Foto N° 27: Elaboración de paneles para encofrado de losa maciza “Pabellón B”



Fuente: Propia

Foto N° 28: Conformación del sistema dual en el “Pabellón B” confinado y aporticado



Fuente: Propia

Foto N° 29: Vaciado de concreto $F'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ en columnas del cuarto nivel del “Pabellón B”



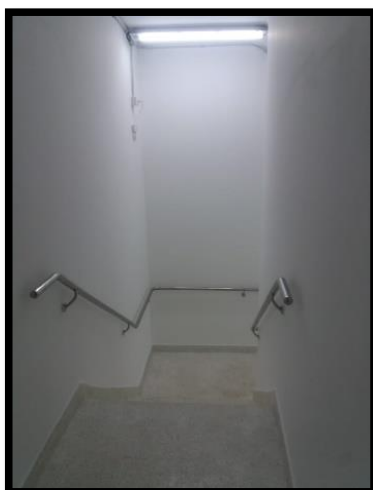
Fuente: Propia

Foto N° 30: Curado de columnas del cuarto nivel “Pabellón B”



Fuente: Propia

Foto N° 31: Escalera con acabado en el pabellón “B”



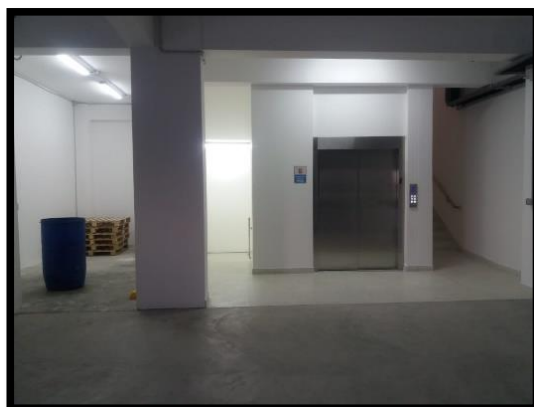
Fuente: Propia

Foto N° 32: Ambientes internos del primer nivel del Pabellón “B”



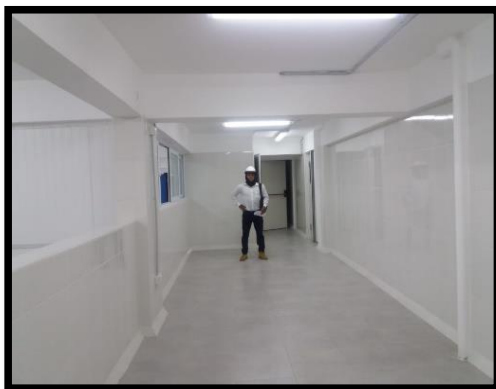
Fuente: Propia

Foto N° 33: Ambientes internos del tercer nivel del pabellón “B”, parte del ascensor



Fuente: Propia

Foto N° 34: Interiores con acabado del segundo nivel del pabellón “B”



Fuente: Propia

Foto N° 35: Parte lateral derecha del pablen “B” vista desde el techo del pabellón “A”



Fuente: Propia

Foto N° 36: Fachada del pabellón “B”



Fuente: Propia

Foto N° 37: Vista de la parte frontal y lateral izquierda del pabellón “B”



Fuente: Propia

ANEXO N° 6
NORMA TÉCNICA E.030

- a. Evitar pérdida de vidas humanas.
- b. Asegurar la continuidad de los servicios básicos.
- c. Minimizar los daños a la propiedad.

Se reconoce que dar protección completa frente a todos los sismos no es técnica ni económicamente factible para la mayoría de las estructuras. En concordancia con tal filosofía se establecen en la presente Norma los siguientes principios:

- a. La estructura no debería colapsar ni causar daños graves a las personas, aunque podría presentar daños importantes, debido a movimientos sísmicos calificados como severos para el lugar del proyecto.
- b. La estructura debería soportar movimientos del suelo calificados como moderados para el lugar del proyecto, pudiendo experimentar daños reparables dentro de límites aceptables.
- c. Para las edificaciones esenciales, definidas en la Tabla N° 5, se tendrán consideraciones especiales orientadas a lograr que permanezcan en condiciones operativas luego de un sismo severo.

1.4 Concepto Estructural Sismoresistente

Debe tomarse en cuenta la importancia de los siguientes aspectos:

- Simetría, tanto en la distribución de masas como de rigideces.
- Peso mínimo, especialmente en los pisos altos.
- Selección y uso adecuado de los materiales de construcción.
- Resistencia adecuada frente a las cargas laterales.
- Continuidad estructural, tanto en planta como en elevación.
- Ductilidad, entendida como la capacidad de deformación de la estructura más allá del rango elástico.
- Deformación lateral limitada.
- Inclusión de líneas sucesivas de resistencia (redundancia estructural).
- Consideración de las condiciones locales.
- Buena práctica constructiva y supervisión estructural rigurosa.

1.6 Consideraciones Generales

Toda edificación y cada una de sus partes serán diseñadas y construidas para resistir las sollicitaciones sísmicas prescritas en esta Norma, siguiendo las especificaciones de las normas pertinentes a los materiales empleados.

No es necesario considerar simultáneamente los efectos de sismo y viento.

Deberá considerarse el posible efecto de los tabiques, parapetos y otros elementos adosados en el comportamiento sísmico de la estructura. El análisis, el detallado del refuerzo y anclaje deberá hacerse acorde con esta consideración.

En concordancia con los principios de diseño sismoresistente del numeral 1.3, se acepta que las edificaciones tengan incursiones inelásticas frente a sollicitaciones sísmicas severas. Por tanto, las fuerzas sísmicas de diseño son una fracción de la sollicitación sísmica máxima elástica.

1.8 Presentación del Proyecto

Los planos, memoria descriptiva y especificaciones técnicas del proyecto estructural, deberán estar firmados por el Ingeniero Civil colegiado responsable del diseño, quien será el único autorizado para aprobar cualquier modificación a los mismos.

Los planos del proyecto estructural deberán incluir la siguiente información:

- a. Sistema estructural sismoresistente.
- b. Período fundamental de vibración en ambas direcciones principales.
- c. Parámetros para definir la fuerza sísmica o el espectro de diseño.
- d. Fuerza cortante en la base empleada para el diseño, en ambas direcciones.

- e. Desplazamiento máximo del último nivel y el máximo desplazamiento relativo de entrepiso.
- f. La ubicación de las estaciones acelerométricas, si éstas se requieren conforme al Capítulo 9.

CAPÍTULO 2. PELIGRO SÍSMICO

2.1 Zonificación

El territorio nacional se considera dividido en cuatro zonas, como se muestra en la Figura N° 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 en la información neotectónica. El Anexo N° 1 contiene el listado de las provincias y distritos que corresponden a cada zona.



FIGURA N° 1

A cada zona se asigna un factor Z según se indica en la Tabla N° 1. Este factor se interpreta como la aceleración máxima horizontal en suelo rígido con una probabilidad de 10 % de ser excedida en 50 años. El factor Z se expresa como una fracción de la aceleración de la gravedad.

ZONA	Z
4	0,45
3	0,35
2	0,25
1	0,10

2.2 Microzonificación Sísmica y Estudios de Sitio

2.2.1 Microzonificación Sísmica

Son estudios multidisciplinarios que investigan los efectos de sismos y fenómenos asociados como licuación

de suelos, deslizamientos, tsunamis y otros, sobre el área de interés. Los estudios suministran información sobre la posible modificación de las acciones sísmicas por causa de las condiciones locales y otros fenómenos naturales, así como las limitaciones y exigencias que como consecuencia de los estudios se considere para el diseño, construcción de edificaciones y otras obras.

Para los siguientes casos podrán ser considerados los resultados de los estudios de microzonificación correspondientes:

- Áreas de expansión de ciudades.
- Reconstrucción de áreas urbanas destruidas por sismos y fenómenos asociados.

2.2.2 Estudios de Sitio

Son estudios similares a los de microzonificación, aunque no necesariamente en toda su extensión. Estos estudios están limitados al lugar del proyecto y suministran información sobre la posible modificación de las acciones sísmicas y otros fenómenos naturales por las condiciones locales. Su objetivo principal es determinar los parámetros de diseño.

Los estudios de sitio deberán realizarse, entre otros casos, en grandes complejos industriales, industria de explosivos, productos químicos inflamables y contaminantes.

No se considerarán parámetros de diseño inferiores a los indicados en esta Norma.

2.3 Condiciones Geotécnicas

2.3.1 Perfiles de Suelo

Para los efectos de esta Norma, los perfiles de suelo se clasifican tomando en cuenta la velocidad promedio de propagación de las ondas de corte (\bar{V}_c), o alternativamente, para suelos granulares, el promedio ponderado de los N_{60} obtenidos mediante un ensayo de penetración estándar (SPT), o el promedio ponderado de la resistencia al corte en condición no drenada (S_u) para suelos cohesivos. Estas propiedades deben determinarse para los 30 m superiores del perfil de suelo medidos desde el nivel del fondo de cimentación, como se indica en el numeral 2.3.2.

Para los suelos predominantemente granulares, se calcula N_{60} considerando solamente los espesores de cada uno de los estratos granulares. Para los suelos predominantemente cohesivos, la resistencia al corte en condición no drenada S_u se calcula como el promedio ponderado de los valores correspondientes a cada estrato cohesivo.

Este método también es aplicable si se encuentran suelos heterogéneos (cohesivos y granulares). En tal caso, si a partir de N_{60} para los estratos con suelos granulares y de S_u para los estratos con suelos cohesivos se obtienen clasificaciones de sitio distintas, se toma la que corresponde al tipo de perfil más flexible.

Los tipos de perfiles de suelos son cinco:

a. Perfil Tipo S_1 : Roca Dura

A este tipo corresponden las rocas sanas con velocidad de propagación de ondas de corte V_c mayor que 1500 m/s. Las mediciones deberán corresponder al sitio del proyecto o a perfiles de la misma roca en la misma formación con igual o mayor interperismo o fracturas. Cuando se conoce que la roca dura es continua hasta una profundidad de 30 m, las mediciones de la velocidad de las ondas de corte superficiales pueden ser usadas para estimar el valor de \bar{V}_c .

b. Perfil Tipo S_2 : Roca o Suelos Muy Rígidos

A este tipo corresponden las rocas con diferentes grados de fracturación, de macizos homogéneos y los suelos muy rígidos con velocidades de propagación de onda de corte \bar{V}_c entre 500 m/s y 1500 m/s, incluyéndose los casos en los que se cimienta sobre:

- Roca fracturada, con una resistencia a la compresión no confinada q_u mayor o igual que 500 kPa (5 kg/cm²).
- Arena muy densa o grava arenosa densa, con N_{60} mayor que 50.

- Arcilla muy compacta (de espesor menor que 20 m), con una resistencia al corte en condición no drenada S_u mayor que 100 kPa (1 kg/cm²) y con un incremento gradual de las propiedades mecánicas con la profundidad.

c. Perfil Tipo S_3 : Suelos Intermedios

A este tipo corresponden los suelos medianamente rígidos, con velocidades de propagación de onda de corte \bar{V}_c entre 180 m/s y 500 m/s, incluyéndose los casos en los que se cimienta sobre:

- Arena densa, gruesa a media, o grava arenosa medianamente densa, con valores del SPT N_{60} entre 15 y 50.

- Suelo cohesivo compacto, con una resistencia al corte en condiciones no drenada S_u entre 50 kPa (0,5 kg/cm²) y 100 kPa (1 kg/cm²) y con un incremento gradual de las propiedades mecánicas con la profundidad.

d. Perfil Tipo S_4 : Suelos Blandos

Corresponden a este tipo los suelos flexibles con velocidades de propagación de onda de corte \bar{V}_c menor o igual a 180 m/s, incluyéndose los casos en los que se cimienta sobre:

- Arena media a fina, o grava arenosa, con valores del SPT N_{60} menor que 15.

- Suelo cohesivo blando, con una resistencia al corte en condición no drenada S_u entre 25 kPa (0,25 kg/cm²) y 50 kPa (0,5 kg/cm²) y con un incremento gradual de las propiedades mecánicas con la profundidad.

- Cualquier perfil que no correspondan al tipo S_3 y que tenga más de 3 m de suelo con las siguientes características: índice de plasticidad P_i mayor que 20, contenido de humedad w mayor que 40%, resistencia al corte en condición no drenada S_u menor que 25 kPa.

e. Perfil Tipo S_5 : Condiciones Excepcionales

A este tipo corresponden los suelos excepcionalmente flexibles y los sitios donde las condiciones geológicas y/o topográficas son particularmente desfavorables, en los cuales se requiere efectuar un estudio específico para el sitio. Sólo será necesario considerar un perfil tipo S_5 cuando el Estudio de Mecánica de Suelos (EMS) así lo determine.

La Tabla N° 2 resume valores típicos para los distintos tipos de perfiles de suelo:

Perfil	\bar{V}_c	N_{60}	S_u
S_1	> 1500 m/s	-	-
S_2	500 m/s a 1500 m/s	> 50	> 100 kPa
S_3	180 m/s a 500 m/s	15 a 50	50 kPa a 100 kPa
S_4	< 180 m/s	< 15	25 kPa a 50 kPa
S_5	Clasificación basada en el EMS		

2.3.2 Definición de los Perfiles de Suelo

Las expresiones de este numeral se aplicarán a los 30 m superiores del perfil de suelo, medidos desde el nivel del fondo de cimentación. El subíndice i se refiere a uno cualquiera de los n estratos con distintas características, m se refiere al número de estratos con suelos granulares y k al número de estratos con suelos cohesivos.

a. Velocidad Promedio de las Ondas de Corte, \bar{V}_c

La velocidad promedio de propagación de las ondas de corte se determinará con la siguiente fórmula:

$$\bar{V}_c = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \left(\frac{d_i}{V_{ci}} \right)}$$

donde d_i es el espesor de cada uno de los n estratos y V_{si} es la correspondiente velocidad de ondas de corte (m/s).

b. Promedio Ponderado del Ensayo Estándar de Penetración, \bar{N}_{60}

El valor \bar{N}_{60} se calculará considerando solamente los estratos con suelos granulares en los 30 m superiores del perfil:

$$\bar{N}_{60} = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \left(\frac{d_i}{N_{60i}} \right)}$$

Donde d_i es el espesor de cada uno de los m estratos con suelo granular y N_{60i} es el correspondiente valor corregido del SPT.

c. Promedio Ponderado de la Resistencia al Corte en Condición no Drenada, \bar{s}_u

El valor \bar{s}_u se calculará considerando solamente los estratos con suelos cohesivos en los 30 m superiores del perfil:

$$\bar{s}_u = \frac{\sum_{i=1}^k d_i}{\sum_{i=1}^k \left(\frac{d_i}{s_{ui}} \right)}$$

Donde d_i es el espesor de cada uno de los k estratos con suelo cohesivo y s_{ui} es la correspondiente resistencia al corte en condición no drenada (kPa).

Consideraciones Adicionales:

En los casos en los que no sea obligatorio realizar un Estudio de Mecánica de Suelos (EMS) o cuando no se disponga de las propiedades del suelo hasta la profundidad de 30 m, se permite que el profesional responsable estime valores adecuados sobre la base de las condiciones geotécnicas conocidas.

En el caso de estructuras con cimentaciones profundas a base de pilotes, el perfil de suelo será el que corresponda a los estratos en los 30 m por debajo del extremo superior de los pilotes.

2.4 Parámetros de Sitio (S , T_p y T_L)

Deberá considerarse el tipo de perfil que mejor describa las condiciones locales, utilizándose los correspondientes valores del factor de amplificación del suelo S y de los periodos T_p y T_L dados en las Tablas Nº 3 y Nº 4.

SUELO ZONA	S_0	S_1	S_2	S_3
Z_{p1}	0,80	1,00	1,05	1,10
Z_{p2}	0,80	1,00	1,15	1,20
Z_{p3}	0,80	1,00	1,20	1,40
Z_1	0,80	1,00	1,60	2,00

	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

2.6 Factor de Amplificación Sísmica (C)

De acuerdo a las características de sitio, se define el factor de amplificación sísmica (C) por las siguientes expresiones:

$$T < T_p \quad C = 2,5$$

$$T_p < T < T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p}{T} \right)$$

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

T es el periodo de acuerdo al numeral 4.5.4, concordado con el numeral 4.6.1.

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

CAPÍTULO 3 CATEGORÍA, SISTEMA ESTRUCTURAL Y REGULARIDAD DE LAS EDIFICACIONES

3.1 Categoría de las Edificaciones y Factor de Uso (U)

Cada estructura debe ser clasificada de acuerdo con las categorías indicadas en la Tabla Nº 5. El factor de uso o importancia (U), definido en la Tabla Nº 5 se usará según la clasificación que se haga. Para edificios con aislamiento sísmico en la base se podrá considerar $U = 1$.

CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR U
A	A1: Establecimientos de salud del Sector Salud (públicos y privados) del segundo y tercer nivel, según lo normado por el Ministerio de Salud.	Ver nota 1
	A2: Edificaciones esenciales cuya función no debería interrumpirse inmediatamente después de que ocurre un sismo severo tales como: <ul style="list-style-type: none"> - Establecimientos de salud no comprendidos en la categoría A1. - Puertos, aerpuertos, 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. Todos aquellos edificios que pueden servir de refugio después de un desastre, tales como instituciones educativas, institutos superiores tecnológicos y universidades. Se incluyen edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, tales como grandes hornos, fábricas y depósito de materiales inflamables o tóxicos. Edificios que almacenen archivos e información esencial del Estado.	1,5

CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR U
B	Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas tales como cines, teatros, estadios, coliseos, centros comerciales, terminales de pasajeros, establecimientos penitenciarios, o que guarden patrimonio valioso como museos y bibliotecas. También se considerarán depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento.	1,3
C	Edificaciones comunes tales como: viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes.	1,0
D	Construcciones provisionales para depósitos, casetas y otras similares.	Ver nota 2

Nota 1: 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.

Nota 2: En estas edificaciones deberá proveerse resistencia y rigidez adecuadas para acciones laterales, a criterio del proyectista.

3.2 Sistemas Estructurales

3.2.1 Estructuras de Concreto Armado

Todos los elementos de concreto armado que conforman el sistema estructural sísmorresistente deberán cumplir con lo previsto en el Capítulo 21 "Disposiciones especiales para el diseño sísmico" de la Norma Técnica E.060 Concreto Armado del RNE.

Pórticos. Por lo menos el 80 % de la fuerza cortante en la base actúa sobre las columnas de los pórticos. En caso se tengan muros estructurales, éstos deberán diseñarse para resistir una fracción de la acción sísmica total de acuerdo con su rigidez.

Muros Estructurales. Sistema en el que la resistencia sísmica está dada predominantemente por muros estructurales sobre los que actúa por lo menos el 70 % de la fuerza cortante en la base.

Dual. Las acciones sísmicas son resistidas por una combinación de pórticos y muros estructurales. La fuerza cortante que toman los muros está entre 20 % y 70 % del cortante en la base del edificio. Los pórticos deberán ser diseñados para resistir por lo menos 30 % de la fuerza cortante en la base.

Edificaciones de Muros de Ductilidad Limitada (EMDL). Edificaciones que se caracterizan por tener un sistema estructural donde la resistencia sísmica y de cargas de gravedad está dada por muros de concreto armado de espesores reducidos, en los que se prescinde de extremos confinados y el refuerzo vertical se dispone en una sola capa.

Con este sistema se puede construir como máximo ocho pisos.

3.2.2 Estructuras de Acero

Los Sistemas que se indican a continuación forman parte del Sistema Estructural Resistente a Sismos.

Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)
Estos pórticos deberán proveer una significativa capacidad de deformación inelástica a través de la fluencia por flexión de las vigas y limitada fluencia en las zonas de panel de las columnas. Las columnas deberán ser diseñadas para tener una resistencia mayor que las vigas cuando estas incurran en la zona de endurecimiento por deformación.

Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)
Estos pórticos deberán proveer una limitada capacidad de deformación inelástica en sus elementos y conexiones.

Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)
Estos pórticos deberán proveer una mínima capacidad de deformación inelástica en sus elementos y conexiones.

Pórticos Especiales Conoéntricamente Amostrados (SCBF)
Estos pórticos deberán proveer una significativa capacidad de deformación inelástica a través de la resistencia post-pandeo en los amostres en compresión y fluencia en los amostres en tracción.

Pórticos Ordinarios Conoéntricamente Amostrados (OCBF)
Estos pórticos deberán proveer una limitada capacidad de deformación inelástica en sus elementos y conexiones.

Pórticos Exoéntricamente Amostrados (EBF)
Estos pórticos deberán proveer una significativa capacidad de deformación inelástica principalmente por fluencia en flexión o corte en la zona entre amostres.

3.2.3 Estructuras de Albañilería

Edificaciones cuyos elementos sísmorresistentes son muros a base de unidades de albañilería de arcilla o concreto. Para efectos de esta Norma no se hace diferencia entre estructuras de albañilería confinada o armada.

3.2.4 Estructuras de Madera

Se consideran en este grupo las edificaciones cuyos elementos resistentes son principalmente a base de madera. Se incluyen sistemas entramados y estructuras amostradas tipo poste y viga.

3.2.6 Estructuras de Tierra

Son edificaciones cuyos muros son hechos con unidades de albañilería de tierra o tierra apisonada in situ.

3.3 Categoría y Sistemas Estructurales

De acuerdo a la categoría de una edificación y la zona donde se ubique, ésta deberá proyectarse empleando el sistema estructural que se indica en la Tabla N° 6 y respetando las restricciones a la Irregularidad de la Tabla N° 10.

Categoría de la Edificación	Zona	Sistema Estructural
A1	4 y 3	Aislamiento Sísmico con cualquier sistema estructural.
	2 y 1	Estructuras de acero tipo SCBF, OCBF y EBF. Estructuras de concreto: Sistema Dual, Muro de Concreto Armado, Albañilería Armada o Confinada.
A2 (*)	4, 3 y 2	Estructuras de acero tipo SCBF, OCBF y EBF. Estructuras de concreto: Sistema Dual, Muros de Concreto Armado, Albañilería Armada o Confinada.
	1	Cualquier sistema.

Categoría de la Edificación	Zona	Sistema Estructural
B	4, 3 y 2	Estructuras de acero tipo SMF, IMF, SCBF, OCBF y EBF. Estructuras de concreto: Pórticos, Sistema Dual, Muros de Concreto Armado, Albalilería Armada o Confinada. Estructuras de madera
	1	Cualquier sistema.
C	4, 3, 2 y 1	Cualquier sistema.

(*) Para pequeñas construcciones rurales, como escuelas y postas médicas, se podrá usar materiales tradicionales siguiendo las recomendaciones de las normas correspondientes a dichos materiales.

3.4 Sistemas Estructurales y Coeficiente Básico de Reducción de las Fuerzas Sísmicas (R_b)

Los sistemas estructurales se clasificarán según los materiales usados y el sistema de estructuración sísmoresistente en cada dirección de análisis, tal como se indica en la Tabla N° 7.

Cuando en la dirección de análisis, la edificación presente más de un sistema estructural, se tomará el menor coeficiente R_b que corresponda.

Sistema Estructural	Coficiente Básico de Reducción R _b (*)
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 Anticostreídos (SCBF)	8
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Anticostreídos (OCBF)	6
Pórticos Excéntricamente Anticostreídos (EBF)	6
Concreto Armado:	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
Albalilería Armada o Confinada.	3
Madera (Por esfuerzos admisibles)	7

(*) Estos coeficientes se aplicarán únicamente a estructuras en las que los elementos verticales y horizontales permitan la disipación de la energía manteniendo la estabilidad de la estructura. No se aplican a estructuras tipo péndulo invertido.

Para construcciones de tierra debe remitirse a la Norma E.080 "Adobe" del RNE. Este tipo de construcciones no se recomienda en suelos S₁, ni se permite en suelos S₂.

3.5 Regularidad Estructural

Las estructuras deben ser clasificadas como regulares o irregulares para los fines siguientes:

- Cumplir las restricciones de la Tabla N° 10.
- Establecer los procedimientos de análisis.
- Determinar el coeficiente R de reducción de fuerzas sísmicas.

Estructuras Regulares son las que en su configuración resistente a cargas laterales, no presentan las irregularidades indicadas en las Tablas N° 8 y N° 9.

En estos casos, el factor I_x o I_y será igual a 1,0.

Estructuras Irregulares son aquellas que presentan una o más de las irregularidades indicadas en las Tablas N° 8 y N° 9.

3.8 Factores de Irregularidad (I_x, I_y)

El factor I_x se determinará como el menor de los valores de la Tabla N° 8 correspondiente a las irregularidades estructurales existentes en altura en las dos direcciones de análisis. El factor I_y se determinará como el menor de los valores de la Tabla N° 9 correspondiente a las irregularidades estructurales existentes en planta en las dos direcciones de análisis.

Si al aplicar las Tablas N° 8 y 9 se obtuvieran valores distintos de los factores I_x o I_y para las dos direcciones de análisis, se deberá tomar para cada factor el menor valor entre los obtenidos para las dos direcciones.

Tabla N° 8 IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA	Factor de Irregularidad I _x
Irregularidad de Rigidez – Piso Blando Existe irregularidad de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la distorsión de entrepiso (derive) es mayor que 1,4 veces el correspondiente valor en el entrepiso inmediato superior, o es mayor que 1,25 veces el promedio de las distorsiones de entrepiso en los tres niveles superiores adyacentes. La distorsión de entrepiso se calculará como el promedio de las distorsiones en los extremos del entrepiso.	0,75
Irregularidades de Resistencia – Piso Débil Existe irregularidad de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 80 % de la resistencia del entrepiso inmediato superior.	
Irregularidad Extrema de Rigidez (Ver Tabla N° 10) Se considera que existe irregularidad extrema en la rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la distorsión de entrepiso (derive) es mayor que 1,8 veces el correspondiente valor del entrepiso inmediato superior, o es mayor que 1,4 veces el promedio de las distorsiones de entrepiso en los tres niveles superiores adyacentes. La distorsión de entrepiso se calculará como el promedio de las distorsiones en los extremos del entrepiso.	0,50
Irregularidad Extrema de Resistencia (Ver Tabla N° 10) Existe irregularidad extrema de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 85 % de la resistencia del entrepiso inmediato superior.	
Irregularidad de Masa o Peso Se tiene irregularidad de masa (o peso) cuando el peso de un piso, determinado según el numeral 4.3, es mayor que 1,5 veces el peso de un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.	0,90
Irregularidad Geométrica Vertical La configuración es irregular cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor que 1,3 veces la correspondiente dimensión en un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.	0,90
Discontinuidad en los Sistemas Resistentes Se califica a la estructura como irregular cuando en cualquier elemento que resista más de 10 % de la fuerza cortante se tiene un desalineamiento vertical, tanto por un cambio de orientación, como por un desplazamiento del eje de magnitud mayor que 25 % de la correspondiente dimensión del elemento.	0,80

Tabla N° 8 IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA	Factor de Irregularidad I_a
Discontinuidad extrema de los Sistemas Resistentes (Ver Tabla N° 10) Existe discontinuidad extrema cuando la fuerza cortante que resisten los elementos discontinuos según se describen en el ítem anterior, supere el 25 % de la fuerza cortante total.	0,00
Tabla N° 8 IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA	Factor de Irregularidad I_p
Irregularidad Torsional Existe irregularidad torsional cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, calculado incluyendo excentricidad accidental (A_{acc}), es mayor que 1,2 veces el desplazamiento relativo del centro de masas del mismo entrepiso para la misma condición de carga (A_{acc}). Este criterio sólo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50 % del desplazamiento permisible indicado en la Tabla N° 11.	0,75
Irregularidad Torsional Extrema (Ver Tabla N° 10) Existe irregularidad torsional extrema cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, calculado incluyendo excentricidad accidental (A_{acc}), es mayor que 1,5 veces el desplazamiento relativo del centro de masas del mismo entrepiso para la misma condición de carga (A_{acc}). Este criterio sólo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50 % del desplazamiento permisible indicado en la Tabla N° 11.	0,00
Esquinas Entrantes La estructura se califica como irregular cuando tiene esquinas entrantes cuyas dimensiones en ambas direcciones son mayores que 20 % de la correspondiente dimensión total en planta.	0,00
Discontinuidad del Diafragma La estructura se califica como irregular cuando los diafragmas tienen discontinuidades abruptas o variaciones importantes en rigidez, incluyendo aberturas mayores que 50 % del área bruta del diafragma. También existe irregularidad cuando, en cualquiera de los pisos y para cualquiera de las direcciones de análisis, se tiene alguna sección transversal del diafragma con un área neta resistente menor que 25 % del área de la sección transversal total de la misma dirección calculada con las dimensiones totales de la planta.	0,05
Sistemas no Paralelos Se considera que existe irregularidad cuando en cualquiera de las direcciones de análisis los elementos resistentes a fuerzas laterales no son paralelos. No se aplica si los ejes de los pórticos o muros forman ángulos menores que 30° ni cuando los elementos no paralelos resisten menos que 10 % de la fuerza cortante del piso.	0,00

3.7 Restricciones a la Irregularidad

3.7.1 Categoría de la Edificación e Irregularidad

De acuerdo a la categoría de una edificación y la zona donde se ubique, ésta deberá proyectarse respetando las restricciones a la Irregularidad de la Tabla N° 10.

Tabla N° 10 CATEGORÍA Y REGULARIDAD DE LAS EDIFICACIONES		
Categoría de la Edificación	Zona	Restricciones
A1 y A2	4, 3 y 2	No se permiten irregularidades
	1	No se permiten irregularidades externas
B	4, 3 y 2	No se permiten irregularidades externas
	1	Sin restricciones
C	4 y 3	No se permiten irregularidades externas
	2	No se permiten irregularidades externas excepto en edificios de hasta 2 pisos u 8 m de altura total
	1	Sin restricciones

3.7.2 Sistemas de Transferencia

Los sistemas de transferencia son estructuras de losas y vigas que transmiten las fuerzas y momentos desde elementos verticales discontinuos hacia otros del piso inferior.

En las zonas sísmicas 4, 3 y 2 no se permiten estructuras con sistema de transferencia en los que más del 25 % de las cargas de gravedad o de las cargas sísmicas en cualquier nivel sean soportadas por elementos verticales que no son continuos hasta la cimentación. Esta disposición no se aplica para el último entrepiso de las edificaciones.

3.8 Coeficiente de Reducción de las Fuerzas Sísmicas, R

El coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas se determinará como el producto del coeficiente R_o determinado a partir de la Tabla N° 7 y de los factores I_a , I_p obtenidos de las Tablas N° 8 y N° 9.

$$R = R_o \cdot I_a \cdot I_p$$

3.8 Sistemas de Aislamiento Sísmico y Sistemas de Disipación de Energía

Se permite la utilización de sistemas de aislamiento sísmico o de sistemas de disipación de energía en la edificación, siempre y cuando se cumplan las disposiciones de esta Norma (mínima fuerza cortante en la base, distorsión de entrepiso máxima permisible), y en la medida que sean aplicables los requisitos del documento siguiente:

"Minimum Design Loads for Building and Other Structures", ASCE/SEI 7-10, Structural Engineering Institute of the American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, USA, 2010.

La instalación de sistemas de aislamiento sísmico o de sistemas de disipación de energía deberá someterse a una supervisión técnica especializada a cargo de un ingeniero civil.

CAPÍTULO 4 ANÁLISIS ESTRUCTURAL

4.1 Consideraciones Generales para el Análisis

Para estructuras regulares, el análisis podrá hacerse considerando que el total de la fuerza sísmica actúa independientemente en dos direcciones ortogonales predominantes. Para estructuras irregulares deberá suponerse que la acción sísmica ocurre en la dirección que resulte más desfavorable para el diseño.

Las solicitaciones sísmicas verticales se considerarán en el diseño de los elementos verticales, en elementos horizontales de gran luz, en elementos post o pre tensados y en los voladizos o salientes de un edificio. Se considera que la fuerza sísmica vertical actúa en los elementos simultáneamente con la fuerza sísmica horizontal y en el sentido más desfavorable para el análisis.

4.2 Modelos para el Análisis

El modelo para el análisis deberá considerar una distribución espacial de masas y rigideces que sean adecuadas para calcular los aspectos más significativos del comportamiento dinámico de la estructura.

Para propósito de esta Norma las estructuras de concreto armado y albañilería podrán ser analizadas considerando las inercias de las secciones brutas, ignorando la fisuración y el refuerzo.

Para edificios en los que se pueda razonablemente suponer que los sistemas de piso funcionan como diafragmas rígidos, se podrá usar un modelo con masas concentradas y tres grados de libertad por diafragma, asociados a dos componentes ortogonales de traslación horizontal y una rotación. En tal caso, las deformaciones de los elementos deberán compatibilizarse mediante la condición de diafragma rígido y la distribución en planta de las fuerzas horizontales deberá hacerse en función a las rigideces de los elementos resistentes.

Deberá verificarse que los diafragmas tengan la rigidez y resistencia, suficientes para asegurar la distribución antes mencionada, en caso contrario, deberá tomarse en cuenta su flexibilidad para la distribución de las fuerzas sísmicas.

El modelo estructural deberá incluir la tabiquería que no esté debidamente aislada.

Para los pisos que no constituyan diafragmas rígidos, los elementos resistentes serán diseñados para las fuerzas horizontales que directamente les corresponde.

En los edificios cuyos elementos estructurales predominantes sean muros, se deberá considerar un modelo que tome en cuenta la interacción entre muros en direcciones perpendiculares (muros en H, muros en T y muros en L).

4.3 Estimación del Peso (P)

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

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

4.4 Procedimientos de Análisis Sísmico

Deberá utilizarse uno de los procedimientos siguientes:

- Análisis estático o de fuerzas estáticas equivalentes (numeral 4.5).
- Análisis dinámico modal espectral (numeral 4.6).

El análisis se hará considerando un modelo de comportamiento lineal y elástico con las solicitaciones sísmicas reducidas.

El procedimiento de análisis dinámico tiempo - historia, descrito en el numeral 4.7, podrá usarse con fines de verificación, pero en ningún caso será exigido como sustituto de los procedimientos indicados en los numerales 4.5 y 4.6.

4.5 Análisis Estático o de Fuerzas Estáticas Equivalentes

4.5.1 Generalidades

Este método representa las solicitaciones sísmicas mediante un conjunto de fuerzas actuando en el centro de masas de cada nivel de la edificación.

Podrán analizarse mediante este procedimiento todas las estructuras regulares o irregulares ubicadas en la zona sísmica 1, las estructuras clasificadas como regulares según el numeral 3.5 de no más de 30 m de altura y las estructuras de muros portantes de concreto armado y albañilería armada o confinada de no más de 15 m de altura, aun cuando sean irregulares.

4.5.2 Fuerza Cortante en la Base

La fuerza cortante total en la base de la estructura, correspondiente a la dirección considerada, se determinará por la siguiente expresión:

$$V = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{k} \cdot P$$

El valor de C/R no deberá considerarse menor que:

$$\frac{C}{R} \geq 0,125$$

4.5.3 Distribución de la Fuerza Sísmica en Altura

Las fuerzas sísmicas horizontales en cualquier nivel i , correspondientes a la dirección considerada, se calcularán mediante:

$$F_i = \alpha_i \cdot V$$

$$\alpha_i = \frac{P_i(h_i)^k}{\sum_{j=1}^n P_j(h_j)^k}$$

Donde n es el número de pisos del edificio, k es un exponente relacionado con el periodo fundamental de vibración de la estructura (T), en la dirección considerada, que se calcula de acuerdo a:

- Para T menor o igual a 0,5 segundos: $k = 1,0$.
- Para T mayor que 0,5 segundos: $k = (0,75 + 0,5 T) \leq 2,0$.

4.5.4 Periodo Fundamental de Vibración

El periodo fundamental de vibración para cada dirección se estimará con la siguiente expresión:

$$T = \frac{h_n}{C_T}$$

Donde:

$C_T = 35$ Para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean únicamente:

- Pórticos de concreto armado sin muros de corte.
- Pórticos dúctiles de acero con uniones resistentes a momentos, sin arriostramiento.

$C_T = 45$ Para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean:

- Pórticos de concreto armado con muros en las cajas de ascensores y escaleras.
- Pórticos de acero arriostrados.

$C_T = 60$ Para edificios de albañilería y para todos los edificios de concreto armado dual, de muros estructurales, y muros de ductilidad limitada.

Alternativamente podrá usarse la siguiente expresión:

$$T = 2\pi \cdot \frac{\left(\sum_{i=1}^n P_i \cdot d_i^4 \right)}{\left(g \cdot \sum_{i=1}^n I_i \cdot d_i \right)}$$

Donde:

- f_i es la fuerza lateral en el nivel i correspondiente a una distribución en altura semejante a la del primer modo en la dirección de análisis.

- d_i es el desplazamiento lateral del centro de masa del nivel i en traslación pura (restringiendo los giros en planta) debido a las fuerzas f_i . Los desplazamientos se calcularán suponiendo comportamiento lineal elástico de la estructura y para el caso de estructuras de concreto armado y de albañilería, considerando las secciones sin fisurar.

Cuando el análisis no considere la rigidez de los elementos no estructurales, el período fundamental T deberá tomarse como 0,85 del valor obtenido con la fórmula precedente.

4.6.6 Excentricidad Accidental

Para estructuras con diafragmas rígidos, se supondrá que la fuerza en cada nivel (F) actúa en el centro de masas del nivel respectivo y debe considerarse además de la excentricidad propia de la estructura el efecto de excentricidades accidentales (en cada dirección de análisis) como se indica a continuación:

a) En el centro de masas de cada nivel, además de la fuerza lateral estática actuante, se aplicará un momento torsor accidental (M_a) que se calcula como:

$$M_a = \pm F_i \cdot e_i$$

Para cada dirección de análisis, la excentricidad accidental en cada nivel (e_i), se considerará como 0,05 veces la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la dirección de análisis.

b) Se puede suponer que las condiciones más desfavorables se obtienen considerando las excentricidades accidentales con el mismo signo en todos los niveles. Se considerarán únicamente los incrementos de las fuerzas horizontales no así las disminuciones.

4.6.8 Fuerzas Sísmicas Verticales

La fuerza sísmica vertical se considerará como una fracción del peso igual a $2/3 Z \cdot U \cdot S$.

En elementos horizontales de grandes luces, incluyendo volados, se requerirá un análisis dinámico con los espectros definidos en el numeral 4.6.2.

4.8 Análisis Dinámico Modal Espectral

Cualquier estructura puede ser diseñada usando los resultados de los análisis dinámicos por combinación modal espectral según lo especificado en este numeral.

4.8.1 Modos de Vibración

Los modos de vibración podrán determinarse por un procedimiento de análisis que considere apropiadamente las características de rigidez y la distribución de las masas.

En cada dirección se considerarán aquellos modos de vibración cuya suma de masas efectivas sea por lo menos el 90 % de la masa total, pero deberá tomarse en cuenta por lo menos los tres primeros modos predominantes en la dirección de análisis.

4.8.2 Aceleración Espectral

Para cada una de las direcciones horizontales analizadas se utilizará un espectro inelástico de pseudo-aceleraciones definido por:

$$S_a = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot g$$

Para el análisis en la dirección vertical podrá usarse un espectro con valores iguales a los $2/3$ del espectro empleado para las direcciones horizontales.

4.8.3 Criterios de Combinación

Mediante los criterios de combinación que se indican, se podrá obtener la respuesta máxima elástica esperada (r) tanto para las fuerzas internas en los elementos componentes de la estructura, como para los parámetros globales del edificio como fuerza cortante en la base, cortantes de entrepiso, momentos de vórtice, desplazamientos totales y relativos de entrepiso.

La respuesta máxima elástica esperada (r) correspondiente al efecto conjunto de los diferentes modos de vibración empleados (r_j) podrá determinarse

usando la combinación cuadrática completa de los valores calculados para cada modo.

$$r = \sqrt{\sum \sum r_j \rho_{ij} r_j}$$

Donde r representa las respuestas modales, desplazamientos o fuerzas. Los coeficientes de correlación están dados por:

$$\rho_{ij} = \frac{8\beta^2(1+\lambda)\lambda^{3/2}}{(1-\lambda^2)^2 + 4\beta^2\lambda(1+\lambda)^2} \quad \lambda = \frac{\omega_i}{\omega_j}$$

β , fracción del amortiguamiento crítico, que se puede suponer constante para todos los modos igual a 0,05
 ω_i, ω_j son las frecuencias angulares de los modos i, j

Alternativamente, la respuesta máxima podrá estimarse mediante la siguiente expresión.

$$r = 0,25 \cdot \sum_{j=1}^n r_j + 0,75 \cdot \sqrt{\sum_{j=1}^n r_j^2}$$

4.8.4 Fuerza Cortante Mínima

Para cada una de las direcciones consideradas en el análisis, la fuerza cortante en el primer entrepiso del edificio no podrá ser menor que el 80 % del valor calculado según el numeral 4.5 para estructuras regulares, ni menor que el 90 % para estructuras irregulares.

Si fuera necesario incrementar el cortante para cumplir los mínimos señalados, se deberán escalar proporcionalmente todos los otros resultados obtenidos, excepto los desplazamientos.

4.8.6 Excentricidad Accidental (Efectos de Torsión)

La incertidumbre en la localización de los centros de masa en cada nivel, se considerará mediante una excentricidad accidental perpendicular a la dirección del sismo (igual a 0,05 veces la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la dirección de análisis. En cada caso deberá considerarse el signo más desfavorable.

4.7 Análisis Dinámico Tiempo - Historia

El análisis dinámico tiempo - historia podrá emplearse como un procedimiento complementario a los especificados en los numerales 4.5 y 4.6.

En este tipo de análisis deberá utilizarse un modelo matemático de la estructura que considere directamente el comportamiento histérico de los elementos, determinándose la respuesta frente a un conjunto de aceleraciones del terreno mediante integración directa de las ecuaciones de equilibrio.

4.7.1 Registros de Aceleración

Para el análisis se usarán como mínimo tres conjuntos de registros de aceleraciones del terreno, cada uno de los cuales incluirá dos componentes en direcciones ortogonales.

Cada conjunto de registros de aceleraciones del terreno constará en un par de componentes de aceleración horizontal, elegidas y escaladas de eventos individuales. Las historias de aceleración serán obtenidas de eventos cuyas magnitudes, distancia a las fallas, y mecanismos de fuente sean consistentes con el máximo sismo considerado. Cuando no se cuente con el número requerido de registros apropiados, se podrán usar registros simulados para alcanzar el número total requerido.

Para cada par de componentes horizontales de movimiento del suelo, se construirá un espectro de pseudo aceleraciones tomando la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS) de los valores espectrales calculados para cada componente por separado, con 5 % de amortiguamiento. Ambas componentes se escalarán por un mismo factor, de modo que en el rango de períodos entre $0,2 T$ y $1,5 T$ (siendo T el período fundamental),

el promedio de los valores espectrales SRSS obtenidos para los distintos juegos de registros no sea menor que la ordenada correspondiente del espectro de diseño, calculada según el numeral 4.5.2 con $R = 1$.

Para la generación de registros simulados deberán considerarse los valores de C , definidos en el numeral 2.5, excepto para la zona de períodos muy cortos ($T < 0,2 T_p$) en la que se considerará:

$$T < 0,2 T_p \quad C = 1 + 7,5 \cdot \left(\frac{T}{T_p} \right)$$

4.7.2 Modelo para el Análisis

El modelo matemático deberá representar correctamente la distribución espacial de masas en la estructura.

El comportamiento de los elementos será modelado de modo consistente con resultados de ensayos de laboratorio y tomará en cuenta la fluencia, la degradación de resistencia, la degradación de rigidez, el estrechamiento de los lazos histérisicos, y todos los aspectos relevantes del comportamiento estructural indicado por los ensayos.

La resistencia de los elementos será obtenida en base a los valores esperados sobre resistencia del material, endurecimiento por deformación y degradación de resistencia por la carga cíclica.

Se permite suponer propiedades lineales para aquellos elementos en los que el análisis demuestre que permanecen en el rango elástico de respuesta.

Se admite considerar un amortiguamiento viscoso equivalente con un valor máximo del 5 % del amortiguamiento crítico, además de la disipación resultante del comportamiento histérisico de los elementos.

Se puede suponer que la estructura está empotrada en la base, o alternativamente considerar la flexibilidad del sistema de cimentación si fuera pertinente.

4.7.3 Tratamiento de Resultados

En caso se utilicen por lo menos siete juegos de registros del movimiento del suelo, las fuerzas de diseño, las deformaciones en los elementos y las distorsiones de entrepiso se evaluarán a partir de los promedios de los correspondientes resultados máximos obtenidos en los distintos análisis. Si se utilizarán menos de siete juegos de registros, las fuerzas de diseño, las deformaciones y las distorsiones de entrepiso serán evaluadas a partir de los máximos valores obtenidos de todos los análisis.

Las distorsiones máximas de entrepiso no deberán exceder de 1,25 veces de los valores indicados en la Tabla N° 11.

Las deformaciones en los elementos no excederán de 2/3 de aquellas para las que perderían la capacidad portante para cargas verticales o para las que se tendría una pérdida de resistencia en exceso a 30 %.

Para verificar la resistencia de los elementos se dividirán los resultados del análisis entre $R = 2$, empleándose las normas aplicables a cada material.

CAPÍTULO 6 REQUISITOS DE RIGIDEZ, RESISTENCIA Y DUCTILIDAD

6.1 Determinación de Desplazamientos Laterales

Para estructuras regulares, los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por 0,75 R los resultados obtenidos del análisis lineal y elástico con las solicitaciones sísmicas reducidas. Para estructuras irregulares, los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por R los resultados obtenidos del análisis lineal elástico.

Para el cálculo de los desplazamientos laterales no se considerarán los valores mínimos de C/R indicados en el numeral 4.5.2 ni el cortante mínimo en la base especificado en el numeral 4.5.4.

6.2 Desplazamientos Laterales Relativos Admisibles

El máximo desplazamiento relativo de entrepiso, calculado según el numeral 5.1, no deberá exceder la

fracción de la altura de entrepiso (distorsión) que se indica en la Tabla N° 11.

Material Predominante	(Δ_s / h_w)
Concreto Armado	0,007
Acero	0,010
Albañilería	0,005
Madera	0,010
Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0,005

Nota: Los límites de la distorsión (deriva) para estructuras de uso industrial serán establecidos por el proyectista, pero en ningún caso excederán el doble de los valores de esta Tabla.

5.3 Separación entre Edifícios (s)

Toda estructura debe estar separada de las estructuras vecinas, desde el nivel del terreno natural, una distancia mínima s para evitar el contacto durante un movimiento sísmico.

Esta distancia no será menor que los 2/3 de la suma de los desplazamientos máximos de los edificios adyacentes ni menor que:

$$s = 0,005 h \geq 0,03 \text{ m}$$

Donde h es la altura medida desde el nivel del terreno natural hasta el nivel considerado para evaluar s .

El edificio se retirará de los límites de propiedad adyacentes a otros lotes edificables, o con edificaciones, distancias no menores de 2/3 del desplazamiento máximo calculado según el numeral 5.1 ni menores que $s/2$ si la edificación existente cuenta con una junta sísmica reglamentaria.

En caso de que no exista la junta sísmica reglamentaria, el edificio deberá separarse de la edificación existente el valor de $s/2$ que le corresponde más el valor $s/2$ de la estructura vecina.

5.4 Redundancia

Cuando sobre un solo elemento de la estructura, muro o pórtico, actúa una fuerza de 30 % o más del total de la fuerza cortante horizontal en cualquier entrepiso, dicho elemento deberá diseñarse para el 125 % de dicha fuerza.

5.6 Verificación de Resistencia Última

En caso se realice un análisis de la resistencia última se podrá utilizar las especificaciones del AS/CS/SEI 41 SEISMIC REHABILITATION OF EXISTING BUILDINGS. Esta disposición no constituye una exigencia de la presente Norma.

CAPÍTULO 8 ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES, APÉNDICES Y EQUIPOS

8.1 Generalidades

Se consideran como elementos no estructurales aquellos que, estando conectados o no al sistema resistente a fuerzas horizontales, aportan masa al sistema pero su aporte a la rigidez no es significativo.

Para los elementos no estructurales que estén unidos al sistema estructural sísmorresistente y deban acompañar la deformación de la estructura deberá asegurarse que en caso de falla no causen daños.

Dentro de los elementos no estructurales que deben tener adecuada resistencia y rigidez para acciones sísmicas se incluyen:

- Cercos, tabiques, parapetos, paneles prefabricados.
- Elementos arquitectónicos y decorativos entre ellos cielos rasos, enchapes.

ANEXO N° 7

ESTUDIO DE MECÁNICA DE

SUELOS



GEOCYP S.R.L.

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS - CONCRETO Y ASFALTO - CIMENTACIONES
PAVIMENTACIONES - CONSULTORIA Y SUPERVISIONES DE OBRAS CIVILES

INFORME TECNICO ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS (CON FINES DE CIMENTACION)



SOLICITA:

**A.P. PESCA SOCIEDAD COMERCIAL DE RESPONSABILIDAD
LIMITADA**

PROYECTO:

“REMODELACION AMPLIACION PLANTA DE FILETE DE ANCHOA”

UBICACIÓN:

DISTRITO : NUEVO CHIMBOTE

PROVINCIA : DEL SANTA

DEPARTAMENTO : ANCASH



GEOCYP S.R.L.

**Celso Manrique Cornelio
INGENIERO CIVIL
REG. CONSUCODE C29330**

MAYO DEL 2018



GEOCYP S.R.L.

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS - CONCRETO Y ASFALTO - CIMENTACIONES
PAVIMENTACIONES - CONSULTORIA Y SUPERVISIONES DE OBRAS CIVILES

INDICE

- 1.0 GENERALIDADES
 - 1.1 Ubicación y descripción del área de estudio
- 2.0 ASPECTOS GEOLOGICOS
 - 2.1 Clima
 - 2.2 Aspecto Sísmico
- 3.0 INVESTIGACIONES DE CAMPO
 - 3.1 Ubicación de calicatas
 - 3.2 Muestreo y registro de excavaciones
 - 3.3 Ensayos de laboratorio
 - 3.4 Clasificación de suelos
 - 3.5 Perfil Estratigráfico
- 4.0 ANALISIS Y DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE
 - 4.1 Profundidad y Tipo de cimentación
 - 4.2 Análisis de capacidad de carga
- 5.0 ANALISIS QUIMICO
- 6.0 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES





GEOCYP S.R.L.

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS - CONCRETO Y ASFALTO - CIMENTACIONES
PAVIMENTACIONES - CONSULTORIA Y SUPERVISIONES DE OBRAS CIVILES

ANEXOS

ANEXO I

- Registros de Excavaciones

ANEXO II

- Resultados de los ensayos de Laboratorio

ANEXO III

- Material fotográfico



GEOCYP S.R.L.
Celso Manrique Cornelio
INGENIERO CIVIL
REG. CONSUCODE C29330



GEOCYP S.R.L.

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS - CONCRETO Y ASFALTO - CIMENTACIONES
PAVIMENTACIONES - CONSULTORIA Y SUPERVISIONES DE OBRAS CIVILES

1. GENERALIDADES:

1.1. Ubicación y descripción del área de estudio:

El proyecto denominado "Remodelación Ampliación Planta de Filete de Anchoa", ubicado en la Av. Brasil, P.J. Villamaria.

Distrito : Nuevo Chimbote

Provincia : Del Santa

Departamento : Ancash

El terreno en estudio tiene una superficie plana, con construcciones antiguas de concreto armado, presentando dicha zona en estudio un área aproximada de 600 m² y proyectada para una edificación de cinco niveles, de estructura convencional de concreto armado con tabiquería de ladrillos.

2. ASPECTOS GEOLÓGICOS:

2.1. Clima:

El clima de la zona en estudio es templado.

Presentan temperaturas que descienden hasta 15° C y temperatura máxima de 30° C.

2.2. Aspectos sísmico:

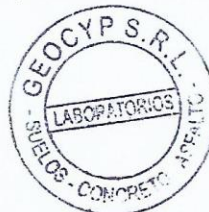
El territorio peruano, para un mejor estudio sísmico se ha dividido en zonas, las cuales presentan diferentes características de acuerdo a la mayor o menor presencia de sismos. Según el mapa de zonificación sísmica del Perú y de acuerdo a las Normas Sismo -Resistentes del Reglamento Nacional de Edificaciones E.030-2003, el área en estudio se encuentra ubicado en la zona 4, Tipo S₃ con un periodo de diseño de 1.0 seg., suelo flexible, zona de alta sismicidad.

3. INVESTIGACIÓN DE CAMPO:

3.1. Ubicación de las calicatas:

Se hizo un reconocimiento de toda el área del terreno y se procedió a ubicar la calicata convenientemente en la zona donde se ha previsto la cimentación de la futura edificación, las cual se excavó a cielo abierto con profundidad suficiente de acuerdo a los términos de referencia. El tipo de excavación nos ha permitido visualizar y analizar directamente los diferentes estratos encontrados, así como también sus principales características físicas y mecánicas (granulometría, color, humedad, plasticidad, compactación, etc.).

Las calicatas C-1 se hizo hasta una profundidad de 3.00 m. y se encontró a 1.30 m. de profundidad el nivel freático.



GEOCYP S.R.L.

Celso Manrique Cornelio
INGENIERO CIVIL
REG. CONSUCODE C29300



GEOCYP S.R.L.

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS - CONCRETO Y ASFALTO - CIMENTACIONES
PAVIMENTACIONES - CONSULTORIA Y SUPERVISIONES DE OBRAS CIVILES

3.2. Muestreo y Registros de Excavaciones:

3.2.1. Muestreo alterado:

Se tomaron muestras alteradas de cada estrato de las calicatas efectuadas, seleccionándose las muestras representativas para ser ensayadas en el laboratorio con fines de identificación y clasificación.

3.2.2. Registro de Excavación:

Se elaboró un registro de excavación, indicando las principales características de cada uno de los estratos encontrados, tales como humedad, compacidad, consistencia, N. F., densidad del suelo, etc.

3.3. Ensayos de Laboratorio:

Los ensayos fueron realizados siguiendo las normas establecidas por la ASTM:

Análisis granulométrico por tamizado (ASTM D-422)
Peso específico (ASTM D-854)
Contenido de humedad (ASTM D-2216)
Limite líquido (ASTM D-423)
Limite plástico (ASTM D-424)
Densidad in situ (ASTM D-1556)
Corte Directo (ASTM D-3080)

3.4. Clasificación de suelos:

Las muestras ensayadas se han clasificado usando el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS).

3.5. Perfil Estratigráfico:

En base a los trabajos de campo y ensayos de laboratorio se deduce lo siguiente:

Presenta una capa inicial de 0.90 m. de espesor de material de relleno de arena limosa, con la presencia de pajillas, gravillas, cascajos de ladrillos, bolsas plásticas, papeles y retazos de tela, seguidamente presenta hasta la profundidad de estudio arena fina, mal graduada, color gris de compacidad semi suelto y de húmedo a saturado.

4. ANÁLISIS Y DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO:



GEOCYP S.R.L.
Celso Manrique Cornello
INGENIERO CIVIL
REG. CONSUCODE C29330



GEOCYP S.R.L.

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS - CONCRETO Y ASFALTO - CIMENTACIONES
PAVIMENTACIONES - CONSULTORIA Y SUPERVISIONES DE OBRAS CIVILES

4.1. Profundidad y Tipo de Cimentación:

Analizando los perfiles estratigráficos, los resultados de los ensayos de laboratorio, campo y las condiciones del proyecto, se concluye que la edificación de cinco niveles a construir de estructura convencional de concreto armado con tabiquería de ladrillos deberá llevar una platea de cimentación, a una profundidad de 0.70 m. con respecto al nivel natural del terreno.

4.2. Análisis de capacidad de carga:

Aplicamos la ecuación general de capacidad de carga de terzaghy:

$$q_{ult} = c N_c S_c + q_0 N_q + 0.5 B \gamma N_\gamma S_\gamma \quad \dots\dots\dots(1)$$

Donde:

- ϕ : Ángulo de fricción
- S_c, S_γ : Factores de forma
- N_c, N_q, N_γ : Factores de carga
- Q_0 : Presión de sobrecarga ($q_0 = D_f \gamma$)
- D_f : Profundidad de cimentación
- B : Ancho de cimentación
- γ : Peso unitario del suelo
- C : Componente cohesiva del suelo

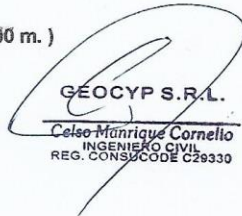
Presentándose para el tipo de suelo los siguientes datos:

- S_c = 1.30
- S_γ = 0.80
- γ = 1.593 Tn/m³
- ϕ = 29.00 ° (De prueba Corte Directo)
- N_c = 17.69
- N_q = 7.44
- N_γ = 4.90
- C = 0.00 Tn/m²
- B = 1.80 m.
- D_f = 1.00 m.

Considerando un factor de seguridad F.S. = 3 (Reglamentó Nacional de Construcciones), se considera el siguiente valor de presión admisible para el diseño final de la cimentación de la estructura a ejecutar:

Aplicando la ecuación (1), se obtiene:

$q_{adm} = 0.582 \text{ Kg/cm}^2$





GEOCYP S.R.L.

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS - CONCRETO Y ASFALTO - CIMENTACIONES
PAVIMENTACIONES - CONSULTORIA Y SUPERVISIONES DE OBRAS CIVILES

5. ANALISIS QUIMICO:

Del Análisis Químico efectuado con una muestra representativa de la Calicata C-1, se obtiene los siguientes resultados:

CUADRO DE ANALISIS QUIMICO

Calicata	Cloruros	Sulfatos
	%	%
C - 2	0.1176	0.0730

Del reporte obtenido los valores superan los permisibles y por la cercanía al mar se recomienda utilizar Cemento Portland Tipo 5 en la preparación del concreto de la losa de cimentación y veredas.

6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES:

- El Estudio Técnico de Mecánica de Suelos con Fines de Cimentación corresponde al proyecto "Remodelación Ampliación Planta de Filete de Anchoa". Dicho proyecto se ubica en la Av. Brasil, P.J. Villamaria, Distrito de Nuevo Chimbote, Provincia del Santa y Departamento de Ancash.
- La investigación geotécnica corresponde a trabajos de campo, ensayos de laboratorio y análisis cuyos resultados se han presentado en el presente informe.
- La topografía del terreno es plana.
- La zona en estudio presenta una capa inicial de 0.90 m. de espesor de material de relleno de arena limosa, con la presencia de pajillas, gravillas, cascajos de ladrillos, bolsas plásticas, papeles y retazos de tela, seguidamente presenta hasta la profundidad de estudio arena fina, mal graduada, color gris de compactación semi suelto y de húmedo a saturado.
- Se recomienda platea de cimentación y la profundidad de cimentación no será menor de 0.70 m. del nivel de terreno natural.
- Debido a la baja capacidad de soporte del suelo, se recomienda realizar un mejoramiento de suelo a fin de incrementar la capacidad de soporte, para el cual se tiene que cortar hasta una profundidad de 1.70 m. del nivel de terreno natural, luego colocar una capa de 0.50 m de material Over T.M. 8" debidamente compactado, seguidamente se colocará una capa de 0.20 m. de material granular, no plástico (A-1-b), debidamente compactado al 95% del ensayo proctor modificado, finalmente se colocará un sub cimiento de 0.30 m. de espesor, de mezcla de concreto 1:10, sobre el cual estará apoyada la platea de cimentación.



GEOCYP S.R.L.

Celso Manrique Cornelio
INGENIERO CIVIL
REG. CONSUCODE C29330




GEOCYP S.R.L.

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS - CONCRETO Y ASFALTO - CIMENTACIONES
PAVIMENTACIONES - CONSULTORIA Y SUPERVISIONES DE OBRAS CIVILES

- De acuerdo al análisis químico efectuado al material sobre el cual se cimentará, se empleará cemento tipo 5 para la elaboración de concreto de la losa de cimentación y veredas.
- La zona en estudio se encuentra en la zona 4 del nuevo mapa de Zonificación Sísmica del Perú, por lo que es importante considerar la acción del sismo para la cimentación de cualquier estructura a construir.
- Los resultados de este estudio se aplican exclusivamente al área del proyecto "Remodelación Ampliación Planta de Filete de Anchoa", de la Av. Brasil, P.J. Villamaria, Distrito de Nuevo Chimbote, Provincia del Santa y Departamento de Ancash, este estudio no se puede aplicar para otros sectores o para otros fines.




GEOCYP/S.R.L.
Celso Marique Cornelio
INGENIERO CIVIL
REG. CONSUCODE C29330



GEOCYP S.R.L.

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS - CONCRETO Y ASFALTO - CIMENTACIONES
PAVIMENTACIONES - CONSULTORIA Y SUPERVISIONES DE OBRAS CIVILES

ANEXO I

Registros de Excavaciones




GEOCYP S.R.L.
Celso Manrique Cornelio
INGENIERO CIVIL
REG. CONSUCODE C29330



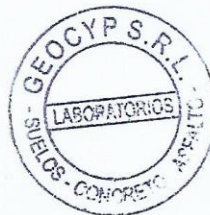
GEOCYP S.R.L.

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS - CONCRETO Y ASFALTO - CIMENTACIONES
PAVIMENTACIONES - CONSULTORIA Y SUPERVISIONES DE OBRAS CIVILES

REGISTRO DE EXCAVACIÓN

SOLICITA	A.P. PESCA SOCIEDAD COMERCIAL DE RESPONSABILIDAD LIMITADA		
OBRA	REMODELACION AMPLIACION PLANTA DE FILETE DE ANCHOA		
LUGAR	NUEVO CHIMBOTE - PROVINCIA DEL SANTA - ANCASH	NIVEL FREÁTICO (m.)	1.30
FECHA	MAYO DEL 2018	MÉTODO DE EXCAVACIÓN	Cielo abierto
CALICATA	C - 1	TAMAÑO DE EXCAVACIÓN	1.00 x 1.00 x 3.00

MUESTRA		PROFUNDIDAD			CARACTERISTICAS
Simbolo	Grafico	En Mts.	Muestra	Densidad	
R		0.90	M - 1		De -0.00 a -0.90 m. Material de relleno de arena limosa, con presencia de pajillas, gravillas , cascajos de ladrillos, bolsas plasticas, papeles y retazos de telas.
SP		3.00	M - 2		De -0.90 a -3.00 m. Arena fina, de color gris, mal graduada de compacidad semi suelto y de humedo a saturado.



GEOCYP S.R.L.

Celso Manrique Cornelio
INGENIERO CIVIL
REG. CONSUCODE C29330

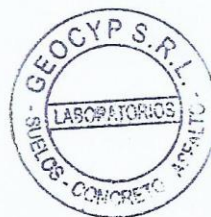


GEOCYP S.R.L.

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS - CONCRETO Y ASFALTO - CIMENTACIONES
PAVIMENTACIONES - CONSULTORIA Y SUPERVISIONES DE OBRAS CIVILES

ANEXO II

Resultados de los Ensayos de Laboratorio



GEOCYP S.R.L.
Celso Marique Cornelio
INGENIERO CIVIL
REG. CONSUCODE 029330



GEOCYP S.R.L.

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS - CONCRETO Y ASFALTO - CIMENTACIONES
PAVIMENTACIONES - CONSULTORIA Y SUPERVISIONES DE OBRAS CIVILES

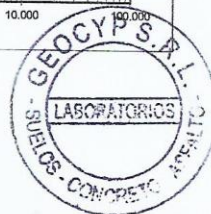
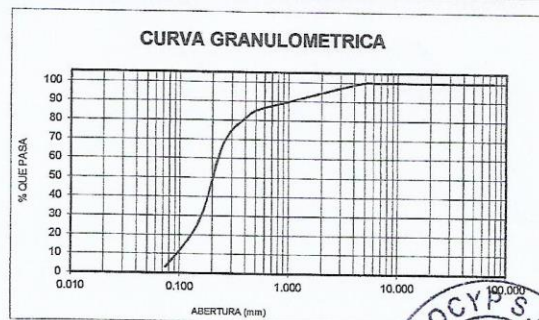
ANALISIS DE SUELOS

SOLICITA : A.P. PESCA SOCIEDAD COMERCIAL DE RESPONSABILIDAD LIMITADA
 PROYECTO : REMODELACION AMPLIACION PLANTA DE FILETE DE ANCHOA
 LUGAR : NUEVO CHIMBOTE - PROVINCIA DEL SANTA - ANCASH
 FECHA : MAYO. 2018 CALICATA : C - 1 ESTRATO : M - 1 PROF. (m) : 0.90 - 3.00

PESO SECO INICIAL	236.1
PESO SECO LAVADO	228.50
PESO PERDIDO POR LAVADO	7.60

TAMIZ		PESO RETEN. (gr)	% RETENIDO PARCIAL	% RETENIDO ACUMULADO	% QUE PASA
Nº	ABERT. (mm.)				
3"	76.200	0.00	0.00	0.00	100.00
2 1/2"	63.500	0.00	0.00	0.00	100.00
2"	50.800	0.00	0.00	0.00	100.00
1 1/2"	38.100	0.00	0.00	0.00	100.00
1"	25.400	0.00	0.00	0.00	100.00
3/4"	19.100	0.00	0.00	0.00	100.00
1/2"	12.700	0.00	0.00	0.00	100.00
3/8"	9.520	0.00	0.00	0.00	100.00
1/4"	6.350	0.00	0.00	0.00	100.00
Nº 4	4.760	0.00	0.00	0.00	100.00
Nº 10	2.000	12.70	5.38	5.38	94.62
Nº 20	0.840	13.80	5.84	11.22	88.78
Nº 30	0.590	5.30	2.24	13.47	86.53
Nº 40	0.420	9.90	4.19	17.66	82.34
Nº 60	0.250	35.00	14.82	32.49	67.51
Nº 100	0.149	96.00	40.66	73.15	26.85
Nº 200	0.074	55.80	23.63	96.78	3.22
PLATO		7.60	3.22	100.00	0.00
TOTAL		236.10	100.00		

LIMITE LIQUIDO (%) : N P
 LIMITE PLASTICO (%) : N P
 INDICE DE PLASTICIDAD (%) : N P
 HUMEDAD NATURAL (%) : 6.54
 PESO ESPECIFICO (gr/cm3) : 2.724
 CLASIFICACION SUCS : S P



GEOCYP S.R.L.
 Celso Menrique Cornelio
 INGENIERO CIVIL
 REG. CONSUCODE C29330



GEOCYP S.R.L.

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS - CONCRETO Y ASFALTO - CIMENTACIONES
PAVIMENTACIONES - CONSULTORIA Y SUPERVISIONES DE OBRAS CIVILES

INFORME

Solicitante : A.P. PÉSCA SOCIEDAD COMERCIAL DE RESPONSABILIDAD LIMITADA
Proyecto : REMODELACION AMPLIACION PLANTA DE FILETE DE ANCHOA
Lugar : NUEVO CHIMBOTE - PROVINCIA DEL SANTA - ANCASH
Fecha : MAYO DEL 2018

REPORTE DE ENSAYOS DE LABORATORIO

ENSAYO DE CORTE DIRECTO ASTM D3080

ESTADO : Remoldeado (material < Tamiz N° 4)
Calicata : C-1
Muestra : M-1
Prof.(m) : 0.90 - 3.00

Especimen N°	I	II	III
Diametro del anillo (cm)	6.36	6.36	6.36
Altura Inicial de muestra (cm)	2.16	2.16	2.16
Densidad húmeda inicial (gr/cm ³)	1.527	1.527	1.527
Densidad seca inicial (gr/cm ³)	1.459	1.459	1.459
Cont. de humedad inicial (%)	4.7	4.7	4.7
Altura de la muestra antes de aplicar el esfuerzo de corte (cm)	2.1092	2.0914	2.0609
Altura final de muestra (cm)	2.0787	2.0533	2.0254
Densidad húmeda final (gr/cm ³)	1.840	1.849	1.854
Densidad seca final (gr/cm ³)	1.516	1.534	1.556
Cont. de humedad final (%)	21.4	20.5	19.2
Esfuerzo normal (kg/cm ²)	0.5	1.0	1.5
Esfuerzo de corte maximo (kg/cm ²)	0.2795	0.5536	0.8336
Angulo de friccion interna :	29.0 °		
Cohesion (Kg/cm ²) :	0.00		



GEOCYP S.R.L.
César Monique Cornelio
INGENIERO CIVIL
REG. CONSUCODE 029330



ENSAYO DE CORTE DIRECTO ASTM D3080

ESTADO : Remoldeado (material < Tamiz N° 4)
CALICATA : C-1
MUESTRA : M-1

INFORME

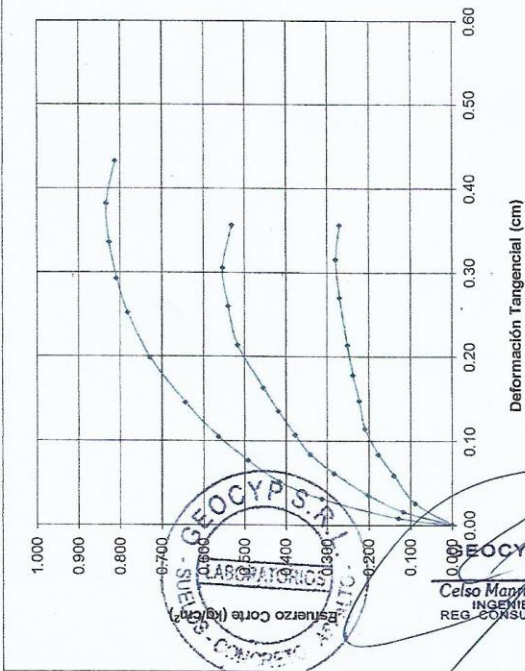
SOLICITANTE : A.P. PESCA SOCIEDAD COMERCIAL DE RESPONSABILIDAD LIMITADA
PROYECTO : REMODELACION AMPLIACION PLANTA DE FILETE DE ANCHOA

Prof.(m) 0.90 - 3.00

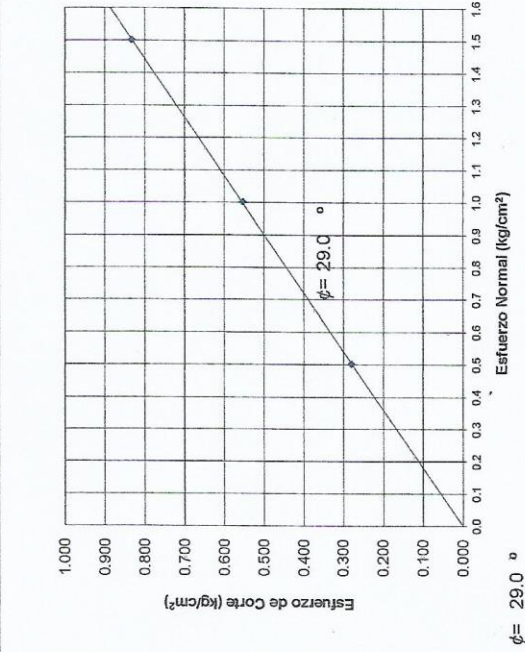
LUGAR

: NUEVO CHIMBOTE - PROVINCIA DEL SANTA - ANCASH

DEFORMACION TANGENCIAL vs. ESFUERZO DE CORTE



ESFUERZO NORMAL vs. ESFUERZO DE CORTE



$\phi = 29.0^\circ$
 $C = 0.00 \text{ kg/cm}^2$

GEOCYP S.R.L.
Celso Manrique Cornelio
 INGENIERO CIVIL
 REG. CONSUCOS 029330



GEOCYP S.R.L.

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS - CONCRETO Y ASFALTO - CIMENTACIONES
PAVIMENTACIONES - CONSULTORIA Y SUPERVISIONES DE OBRAS CIVILES

ANEXO III

MATERIAL FOTOGRAFICO

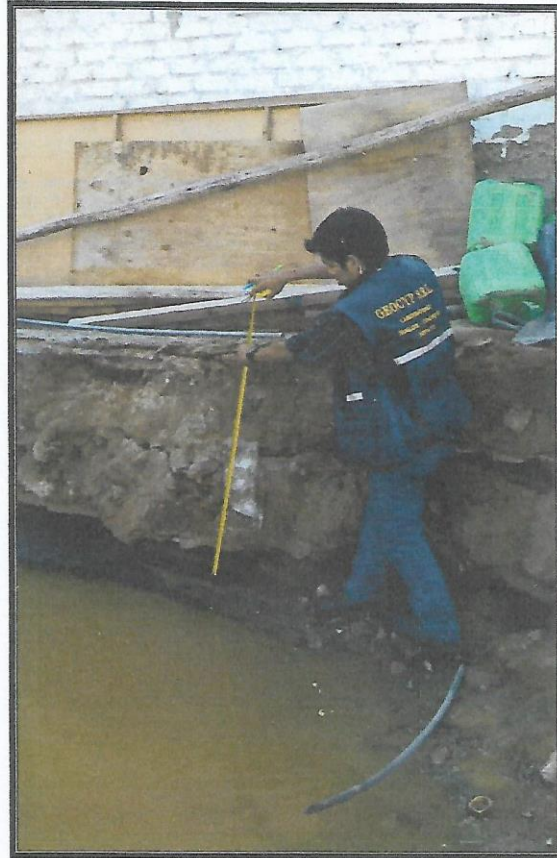



GEOCYP S.R.L.
Celso Montague Cornelio
INGENIERO CIVIL
REG. CONSUCODE C29330



GEOCYP S.R.L.

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS - CONCRETO Y ASFALTO - CIMENTACIONES
PAVIMENTACIONES - CONSULTORIA Y SUPERVISIONES DE OBRAS CIVILES



VISTA PANORAMICA DE LA CALICATA N° 1




GEOCYP S.R.L.
Celso Manrique Cornello
INGENIERO CIVIL
REG. CONSUCODE C29330



GEOCYP S.R.L.

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS - CONCRETO Y ASFALTO - CIMENTACIONES
PAVIMENTACIONES - CONSULTORIA Y SUPERVISIONES DE OBRAS CIVILES



VISTA DE LA ZONA DE ESTUDIO N° 1



VISTA DE LA ZONA DE ESTUDIO N° 2



GEOCYP S.R.L.
Celso Manrique Cornelio
INGENIERO CIVIL
REG. CONSUCODE C29330

SAN ISIDRO MZ. LL. LT. 15 CHIMBOTE - NEXTEL: 51*117*7883 CEL: 992512283 - celman50@hotmail.com

ANEXO N° 8

PROGRAMA ESPECTRUM E-030

2018 V 1.0

TABLA N° 1		ZONIFICACION SISMICA
Departamento	:	ANCASH.
Provincia	:	SANTA
Distrito	:	NUEVO CHIMBOTE
Region Geografica	:	COSTA
Zonif. Sismica	:	ZONA 4
Factor de Zona	:	Z = 0.45

TABLA N° 2 - 3 - 4		CONDICIONES LOCALES
Perfil de Suelo	:	S3
Descripcion del perfil de Suelo	:	Suelos Blandos: Arena Gruesa a Fina, o Grava Arenosa, Suelo Cohesivo Blando.
V Prom. Ond. de C. V_s	:	< 1800 m/s
Prom. Pond SPT N_{60}	:	< 15
Prom. Pond RCCND S_u	:	25 kPa - 50 kPa
Factor de Suelo	:	S = 1.10
Periodo TP	:	TP = 1.00 seg.
Periodo TL	:	TL = 1.60 seg.

TABLA N° 5		CATEGORIA DE LA EDIFICACION
Descripcion	:	EDIFICACIONES. IMPORTANTES
Tipo de Edificaci	:	ARCHIVOS ESPECIALES
Categoria	:	B
Factor de uso	:	U = 1.30
Observaciones	:	---

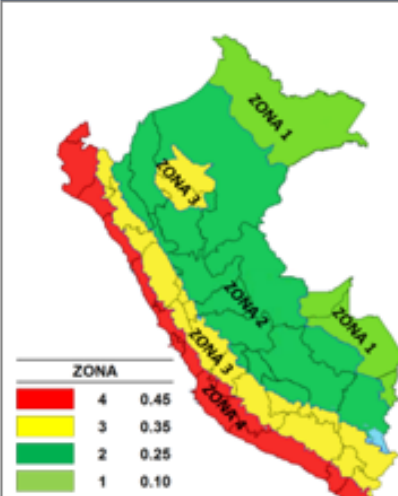
MAPA DE ZONIFICACIÓN SISMICA	FORMULAS
	Coef. de reduc. F. sismica
	$R = R_0 \cdot I_a \cdot I_p$
	Factor de ampli. Sismica H
	$T < T_p \quad , C = 2,5$ $T_p < T < T_L \quad , C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p}{T}\right)$ $T > T_L \quad , C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2}\right)$ <p>Donde: $C \leq 2,5$</p>
	Factor de ampli. Sismica V
	$T < 0,2 T_p \quad , C = 1 + 7,5 \cdot \left(\frac{T}{T_p}\right)$
	Aceleracion espectral
	$S_a = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot g$

TABLA N° 6 CATEGORIA Y SISTEMA ESTRUCTURAL	
Material	: CONCRETO.ARMADO
Sist. Estruct. Dominante	: Muros Estructurales
Verificacion	: Sist. Estructural Adecuado

TABLA N° 7 SISTEMA ESTRUCTURAL X - X	
Material	: CONCRETO.ARMADO
Sist. Estructural	: Muros Estructurales
Coef. De Reduccion	: Ro = 6.00

TABLA N° 7 SISTEMA ESTRUCTURAL Y - Y	
Material	: CONCRETO.ARMADO
Sist. Estructural	: Muros Estructurales
Coef. De Reduccion	: Ro = 6.00

TABLA N° 8 IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA		Ia Dir X-X	Ia Dir Y-Y
No Presenta Irregularidades	: AMBAS DIRECCIONES	1.00	1.00
Irregularidad de Rigidez – Piso Blando	: <input type="checkbox"/> DIR X-X <input type="checkbox"/> DIR Y-Y	-	-
Irregularidades de Resistencia – Piso Débil	: <input type="checkbox"/> DIR X-X <input type="checkbox"/> DIR Y-Y	-	-
Irregularidad Extrema de Rigidez	: <input type="checkbox"/> DIR X-X <input type="checkbox"/> DIR Y-Y	-	-
Irregularidad Extrema de Resistencia	: <input type="checkbox"/> DIR X-X <input type="checkbox"/> DIR Y-Y	-	-
Irregularidad de Masa o Peso	: <input type="checkbox"/> AMBAS DIRECCIONES	-	-
Irregularidad Geométrica Vertical	: <input type="checkbox"/> DIR X-X <input type="checkbox"/> DIR Y-Y	-	-
Discontinuidad en los Sistemas Resistentes	: <input type="checkbox"/> AMBAS DIRECCIONES	-	-
Discontinuidad extrema de los Sistemas Resistentes	: <input type="checkbox"/> AMBAS DIRECCIONES	-	-
FACTOR DE IRREGULARIDAD Ia :		1.00	1.00

TABLA N° 9 IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA		Ip Dir X-X	Ip Dir Y-Y
No Presenta Irregularidades	: AMBAS DIRECCIONES	1.00	1.00
Irregularidad Torsional	: <input type="checkbox"/> DIR X-X <input type="checkbox"/> DIR Y-Y	-	-
Irregularidad Torsional Extrema	: <input type="checkbox"/> DIR X-X <input type="checkbox"/> DIR Y-Y	-	-
Esquinas Entrantes	: <input type="checkbox"/> DIR X-X <input type="checkbox"/> DIR Y-Y	-	-
Discontinuidad del Diafragma	: <input type="checkbox"/> AMBAS DIRECCIONES	-	-
Sistemas no Paralelos	: <input type="checkbox"/> DIR X-X <input type="checkbox"/> DIR Y-Y	-	-
FACTOR DE IRREGULARIDAD Ip :		1.00	1.00

TABLA N° 10 CATEGORIA Y REGULARIDAD DE LA EDIFICACION	
Restricciones en la estructura	: No se permiten irregularidades extremas en Planta y Altura

ANEXO N° 9

EMS - 98

MINISTÈRE DE LA CULTURE, DE L'ENSEIGNEMENT
SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE

CONSEIL DE L'EUROPE

Cahiers
du Centre Européen
de Géodynamique
et de Séismologie

Volume 27



Escala Macrosísmica Europea 1998 European Macroseismic Scale 1998

editor
G. GRÜNTAL
edición española
F. Lorenzo Martín

Luxembourg 2009



Comisión Sismológica Europea

Subcomisión de Ingeniería Sísmica

Grupo de Trabajo sobre Escalas Macrosísmicas

Escala Macrosísmica Europea 1998

EMS – 98

Editor

G. Grünthal

Presidente del Grupo de Trabajo "Escalas Macrosísmicas" de la ESC
GFZ German Research Center for Geosciences, Potsdam, Alemania

Edición española

F. Lorenzo Martín

Editores Asociados:

R. M. W. Musson, British Geological Survey, Edimburgo, Gran Bretaña

J. Schwarz, Bauhaus Universität, Weimar, Alemania

M. Stucchi, Instituto di Ricerca sul Rischio Sismico, C.N.R. Milán, Italia

HAMBURGO 2008

PREFACIO A LA 1ª EDICIÓN

Es un honor y un gran placer introducir esta monografía dedicada a la nueva "Escala Macrosísmica Europea 1992", que se completó en la XXIII Asamblea General de la Comisión Sismológica Europea (ESC) en Praga en 1992.

Hay que mencionar que la ESC siempre ha brindado gran atención a la clasificación de intensidades de terremotos. En 1964, la escala MSK-64, así llamada en honor a sus creadores V. Medvedev, W. Sponheuer y V. Kárník, fue recomendada por la ESC y usada ampliamente durante casi treinta años en su forma básica. En 1981 se introdujo una versión modificada de la misma.

Ahora, después de más de cinco años de intenso trabajo, tenemos en nuestras manos una Escala Macrosísmica Europea mejorada, que incorpora todos los avances realizados en este campo. Esta nueva escala fue recomendada por la Asamblea General de la ESC en 1992 para uso general durante un período de prueba de 3 años. Esta es seguramente la forma más útil y correcta de introducir un estándar internacional por parte de la ESC.

Es importante mencionar que el uso de métodos informáticos en la evaluación de datos sísmicos ha conducido a una mejor definición de la escala. También hay que tener presente que la escala de intensidad puede mejorarse a través del debate continuo y de su uso en la práctica, pero que las nuevas ideas no deben cambiar sus principios básicos. La nueva escala que aquí se presenta es un buen ejemplo de cómo realizar esta difícil tarea.

Permítame expresar mi reconocimiento a los miembros del Grupo de Trabajo sobre "Escalas Macrosísmicas" de la ESC y a todos los colegas que contribuyeron a la presente versión. Es un excelente resultado de uno de esos proyectos internacionales a largo plazo, apoyados en primera instancia por la ESC. Quiero expresar mis agradecimientos en especial al editor y Coordinador del Grupo de Trabajo, Dr. G. Grünthal, Potsdam, así como a los otros editores, Dr. R. M. W. Musson, Edimburgo, Dr. J. Schwarz, Weimar y Dr. M. Stucchi, Milán, por su tremendo esfuerzo.

La ESC reconoce el apoyo brindado por el Consejo Europeo a través del Centre Européen de Géodynamique et de Séismologie en Luxemburgo, la compañía reaseguradora Swiss Reinsurance Co. en Zúrich y la compañía de seguros Bavarian Insurance Co. en Múnich por proporcionar sede para los talleres de trabajo. Nuestro agradecimiento lo extendo también al Consejo de "Cahiers" por la edición de este volumen.

Praga, 8 de Marzo de 1993.

Ludvik Waniak

Presidente de la ESC

PREFACIO A LA 2ª EDICIÓN

Han pasado ya cinco años desde que nuestro estimado colega Ludvik Waniek redactó el prefacio a la 1ª edición de la Escala Macrosísmica Europea. Ha pasado mucho en estos cinco años con respecto al desarrollo de la escala. El período recomendado de prueba de tres años incluyó el uso de la escala no solamente en el contexto Europeo sino en uno internacional, involucrando muchos de los terremotos más significativos del período: Maharashtra 1993, Northridge 1994 y Kobe 1995 por mencionar solamente tres.

En la 11ª Conferencia Mundial de Ingeniería de Terremotos en Acapulco en 1996 se presentó una sesión temática especial en torno a la escala, su ensayo y su desarrollo. Esto es un dato significativo, dado que la EMS es la primera escala diseñada para fomentar la cooperación entre ingenieros y sismólogos, en vez de ser usada solamente por los sismólogos. Más adelante en ese mismo año, la XXV Asamblea General de la ESC aprobó en Reykjavik una resolución recomendando la adopción de la nueva escala dentro de los países miembros de la ESC.

Esta nueva escala ha sido completada después de incorporar mediante mucho trabajo extra las lecciones aprendidas durante el período de prueba, y es con gran placer que la presento a la comunidad sismológica con la esperanza de que sea adoptada en toda Europa para futuras investigaciones macrosísmicas.

Me queda solamente agradecer por su excelente trabajo al Dr. Gottfried Grünthal, el responsable del Grupo de Trabajo de "Escala Macrosísmica" de la ESC, al consejo editorial y a todos los otros colegas que han contribuido a esta importante labor. También quisiera agradecer de nuevo al Consejo de Cahiers du Centre Européen de Géodynamique et de Séismologie por promover la publicación de este volumen.

Trieste, 6 de Abril de 1998.
Peter Suhadolc
Secretario General de la ESC

INTRODUCCION

Este volumen del Cahiers du Centre Européen de Géodynamique et de Séismologie tiene como propósito presentar una actualización de la 1ª edición de la Escala Macrosísmica Europea (EMS-92) por parte del Grupo de Trabajo sobre Escalas Macrosísmicas de la Comisión Sismológica Europea (ESC), edición publicada en el Volumen 7 del Cahier en el verano de 1993.

Esta nueva escala fue recomendada por la XXIII Asamblea General de la ESC en 1992 para ser usada en paralelo con otras escalas existentes durante un período de tres años, con el propósito de obtener experiencias bajo condiciones reales, especialmente en lo que respecta a los aspectos más experimentales de la escala: clases de vulnerabilidad y construcciones con técnicas de ingeniería. Las pruebas no se limitaron a Europa. Entre los terremotos principales considerados para actualizar la escala EMS-92 están: Roermond/Paises Bajos 1992; Kilarí/India 1993; Northridge/EEUU 1994; Kobe/Japón, 1995; Aegión/Grecia 1995; Cariaco/Venezuela 1997 e Italia Central 1997/98.

Mientras que los pasos en la creación de la primera versión de la EMS, editada en 1992, se resumieron en la Introducción a dicha versión, aquí se presentan los objetivos generales para introducir una nueva Escala Macrosísmica, en conexión con una visión general sobre las innovaciones principales introducidas en la EMS-98 con respecto a la versión de prueba EMS-92.

La base para el establecimiento de la EMS fue la escala MSK, la cual es en sí misma una actualización basada en las experiencias disponibles en los años sesenta, deducidas de la aplicación de la escala Mercalli-Cancani-Sieberg (MCS), la escala modificada de Mercalli (MM-31 y MM-56) y la escala de Medvedev, conocida también como escala GEOFIAN, que data de 1953. Medvedev propuso en 1976 y en 1978 pequeños cambios, casi indetectables, a la escala MSK-64. En ese tiempo se hizo evidente para muchos usuarios que la escala necesitaba varias mejoras, más claridad y ajustes para incorporar técnicas de construcción recientemente introducidas. Un Panel de Expertos Ad-Hoc llevó a cabo un análisis de los problemas que surgieron al aplicar la escala MSK-64 durante una reunión en Jena, en marzo de 1980 (publicado en *Gerlands Beitr. Geophys.*, 1981, donde se incorporaron la propuestas previas de S. V. Medvedev). Las recomendaciones de este grupo de expertos con respecto a los cambios fueron de naturaleza menor. Esta versión sirvió como plataforma inicial para las actividades del Grupo de Trabajo.

Una de las principales intenciones para la creación de esta nueva escala era la de no cambiar la consistencia interna de la misma. Esto ocasionaría evaluaciones de intensidades que serían distintas con respecto a la aplicación de escalas de 12 grados comúnmente empleadas, lo que implicaría una reclasificación de todas las evaluaciones de intensidades llevadas a cabo con anterioridad. Esto debía evitarse a toda costa. Resultaría en una completa confusión en todos los estudios sobre sismicidad y amenazas sísmicas que dependen ampliamente de datos macrosísmicos.

Otros aspectos generales considerados como fundamentales para la actualización fueron:

- que la escala fuera robusta, es decir que diferencias menores en los diagnósticos no deberían provocar diferencias considerables en la asignación de intensidad; además, la escala debería ser comprendida y usada como una solución de compromiso, dado que ninguna escala de intensidades puede aspirar a abarcar todos los posibles desacuerdos entre diagnósticos que surjan en la práctica;
- que dichos desacuerdos puedan también reflejar diferencias en las condiciones culturales en las regiones donde se usa la escala;
- la simplicidad en el uso de la escala;
- el rechazo de correcciones por condiciones de suelo o efectos geomorfológicos, porque las observaciones detalladas de tipo macrosísmico deberían ser precisamente herramientas para encontrar y elaborar tales efectos de amplificación;
- el entendimiento de los valores de la intensidad como representativos para cualquier pueblo, pequeña comunidad o una parte de una ciudad en vez de ser asignadas a un punto (para una vivienda etc.).

Tomando como base estos aspectos, los problemas específicos a resolver por el Grupo de Trabajo de Escalas Macrosísmicas fueron:

- la necesidad de incluir nuevos tipos de edificios, especialmente aquellos que incluyen diseños sismorresistentes;
- la necesidad de enfocar un problema percibido con relación a una ausencia de linealidad en la escala en la intersección entre los grados VI y VII (el cual, después de una discusión extensa durante la preparación de las escalas EMS-92 y EMS-98 se confirmó como ilusorio);
- la necesidad de mejorar la claridad de la redacción en la escala;
- la necesidad de decidir qué concesiones se deben permitir para incluir edificios muy altos para las evaluaciones de intensidad;
- si se deben incluir directrices para equiparar intensidades a parámetros físicos de movimientos fuertes del suelo, incluyendo sus representaciones espectrales;
- diseñar una escala que no solamente satisfaga las necesidades de sismólogos, sino también las de ingenieros civiles y otros posibles usuarios;
- diseñar una escala que pueda ser adecuada también para la evaluación de terremotos históricos;
- la necesidad de una revisión crítica del uso de efectos macrosísmicos visibles en el suelo (derrumbes, fisuras, etc.) y la exposición de estructuras subterráneas a movimientos.

El término "intensidad macrosísmica" se usa aquí totalmente en el sentido de una clasificación de la severidad del movimiento del suelo en función de los efectos observados en un área limitada.

Los miembros del Grupo de Trabajo son conscientes de que las escalas macrosísmicas de doce grados son en la práctica escalas de diez grados; debido a que la intensidad I implica que no se haya observado nada y las intensidades XI y XII son, aparte de su limitada importancia

práctica, difíciles de distinguir. Si se considera el escaso uso práctico de las intensidades II y XI, así como el hecho de que la intensidad XII define efectos máximos, que no se espera que ocurran en la realidad, el resultado es una escala de ocho grados. Pero, como se ha mencionado anteriormente, para evitar confusiones se ha mantenido el sistema clásico de numeración.

La consideración para la evaluación de intensidades de construcciones antisísmicas o construidas con técnicas de ingeniería provocó serios problemas, por los siguientes motivos:

- lo limitado de los conocimientos y la experiencia hasta la fecha en lo que respecta al sistema de los patrones de daños provocados por terremotos para esta categoría de edificios;
- la gran variedad de sistemas para clasificar edificios construidos con técnicas de ingeniería en los códigos sísmicos;
- los desacuerdos entre ingenieros y sismólogos sobre el uso de intensidades y otros temas de investigación relacionados (por ejemplo, cierta tendencia entre ingenieros a sobreestimar la importancia de datos instrumentales en relación con las intensidades, que conlleva el peligro de sobrecargar el concepto de intensidad);
- la frecuentemente imprecisa aproximación sismológica a la asignación de intensidad relacionada a los tipos de edificios previamente usados en las escalas MSK-64 y MSK-56; esto es, la no consideración general de la calidad del trabajo, la regularidad estructural, la resistencia de materiales, el estado de reparación, etc., así como la necesidad de considerar tales atributos como las condiciones de escala.

Ya para la escala EMS-92 se aceptó que solamente con los principios de diseño sismorresistente como base se pueden usar edificios construidos con técnicas de ingeniería para la asignación de intensidades. Un paso esencial para resolver estos problemas se consiguió mediante la introducción de la Tabla de Vulnerabilidad, que proporciona la posibilidad de tratar distintos tipos de edificios y la variedad en sus rangos de vulnerabilidad con un solo esquema. En versiones antiguas de la escala se definían los tipos de edificios de forma estricta únicamente en función del tipo de construcción. Esta Tabla de Vulnerabilidad, considerada como un elemento esencial de la EMS, incorpora edificios construidos con y sin técnicas de ingeniería en un solo marco. Estaba claro desde el inicio que la versión EMS-92, con los compromisos adoptados en ella, tenía que entenderse como una solución experimental o tentativa, ligada al compromiso de adquirir más información y experiencia sobre el tema para poder introducir las mejoras necesarias. A tal efecto se estipuló un período de tres años. Se solicitó a los usuarios de esta versión exponer sus comentarios al coordinador del Grupo de Trabajo sobre "Escalas Macrosísmicas" para obtener mejoras adicionales.

En la etapa final de los tres años previstos para el período de prueba de la EMS-92 y después de aplicaciones por todo el mundo, quedó claro que la importancia del criterio personal al asignar intensidades puede reducirse gracias a la nueva escala. Esto no significa que la asignación de intensidad con la nueva escala sea más fácil en cualquier caso – pero los usuarios se dan cuenta de los casos problemáticos de una forma más directa. La introducción de la Tabla de Vulnerabilidad ha sido ampliamente reconocida, así como la introducción de las nuevas

definiciones de grados de daño y especialmente la guía para el uso de la escala de intensidad y los distintos anexos. Los nuevos tipos de edificios o aquellos que no están considerados en la Tabla de Vulnerabilidad pueden ser incorporados de forma apropiada. Generalmente, los aspectos de ingeniería incorporados en la nueva escala han sido valorados por los ingenieros. Dichos aspectos fueron el tema central en sesiones de conferencias internacionales de ingeniería sísmica y en particular de una sesión temática especial sobre la EMS-92 en la Conferencia Mundial de Ingeniería Sísmica en Acapulco en 1996. Los nuevos elementos de la EMS incorporados mediante la Tabla de Vulnerabilidad y los grados de daño han facilitado el uso de la escala a agentes de seguros, planificadores y tomadores de decisión para obtener escenarios de daños y riesgos para intensidades específicas. Se ha criticado principalmente la reducción de la importancia de los efectos en los entornos naturales sobre la asignación de intensidades. La aplicación de la EMS-92 esclareció que solamente las partes tentativas, es decir, la consideración de los edificios construidos con técnicas de ingeniería, requerirían modificaciones significativas.

La XXV Asamblea General de la ESC en Reykjavik en 1996 aprobó una resolución recomendando la adopción de la nueva Escala Macrosísmica entre los países miembros de la Comisión Sismológica Europea, considerando que se tendría que hacer un esfuerzo adicional para superar varias inconsistencias en el uso de estructuras construidas con técnicas de ingeniería.

Mientras que se llevaban a cabo estudios sobre el patrón estructural de varios terremotos, por ejemplo Northridge / EEUU 1994, Kobe / Japón 1995 y Aegión / Grecia 1995, otros eventos causantes de daños como Dinar / Turquía 1996, Cariaco / Venezuela 1997 e Italia Central 1997/98 brindaron información y experiencia adicionales. Estos condujeron finalmente, aunque sin un acuerdo completo, a la modificación de la Tabla de Vulnerabilidad con respecto a las estructuras reforzadas (hormigón armado, HA), el nivel de diseño resistente a terremotos y su diferenciación con respecto a estructuras con muros de HA y estructuras con armazones de HA, así como la introducción de las estructuras de acero. La redacción de las clasificaciones de grados de daño se estructuró nuevamente de forma parcial. El daño a los edificios como parte de las definiciones de grados de intensidad se ha ordenado más claramente.

Los anexos antiguos de la EMS-92 se incorporaron a la nueva sección de la EMS-98 titulada Directrices y Material de Referencia. Los editores son conscientes de las diferencias, a veces grandes, en el carácter de varias de las sub-secciones. El antiguo Anexo B con relación a estructuras construidas con técnicas de ingeniería se ha modificado notablemente. Estos aspectos se tratan ahora dentro de la sub-sección de Vulnerabilidad y están mejor integrados en la escala en general. Algunas partes de la guía anterior han sido modificadas, complementadas y organizadas de nuevo. Casi todas las fotografías del antiguo Anexo A que ilustraban clasificaciones de vulnerabilidad y grados de daño han sido reemplazadas con otros ejemplos de Europa y Japón. Los comentarios están ahora restringidos a los tipos de estructuras y grados de daño, ya que ilustrar la vulnerabilidad requeriría de un conjunto de ejemplos separados. Los ejemplos previos (antiguo Anexo D) han sido ampliados con una presentación asignando

intensidad en base a materiales históricos. Las restricciones y argumentos sobre cómo se pueden incorporar a la práctica macrosísmica los efectos en los entornos naturales (antiguamente Anexo C) se han revisado a la luz de nuevas investigaciones. De acuerdo con un deseo expresado con frecuencia se ha creado una versión corta de la EMS-98 (sub-sección 8). Aunque se ha expresado claramente al inicio de esta versión corta que la misma no es adecuada para la asignación de intensidades, existe el riesgo de que sea usada equivocadamente de esta manera. Esta versión corta se ha incluido con propósitos educativos, por ejemplo para escuelas, medios de comunicación o bien para dar una breve explicación sobre el significado de los números en la escala ante una audiencia incapaz de asimilar la versión completa.

Está más allá de los objetivos de la introducción tratar todos los “pero” y los “y si” que inevitablemente surgieron durante los procesos de actualización, tanto para la EMS-92, como para la EMS-98. En cada etapa del trabajo fue necesario encontrar el equilibrio adecuado entre la consistencia deseada de la versión actualizada con la escala original y varias ideas obviamente excelentes para mejorar la escala que sobrepasaron las metas definidas para el Grupo de Trabajo. Algunos de estos puntos están mencionados en la sección de Directrices y Materiales de Referencia (por ejemplo el problema de la correlación de intensidades con parámetros de movimientos fuertes del suelo). Otros podrían ser el tema de actividades posteriores. Uno de ellos será sin duda alguna la introducción de procedimientos formales (o algoritmos) para la evaluación computarizada de la intensidad macrosísmica. Hay que hacer hincapié en que crear tales algoritmos no ha sido una de las metas del Grupo de Trabajo, si no solamente crear las bases para los mismos, es decir, presentar definiciones actualizadas, cualitativas, descriptivas y tan claras como fuera posible, sobre lo que deben significar las distintas intensidades.

El proceso completo de establecer primero la EMS-92 y finalmente la EMS-98 se desarrolló durante casi diez años – incluyendo varios períodos largos de inactividad, que fueron esenciales para obtener experiencias adicionales. La versión actual de la EMS debe representar la subsiguiente etapa final de estas actividades de actualización de la escala. Las prácticas macrosísmicas adicionales facilitarán la comprensión de los complejos aspectos relacionados con la asignación de intensidades. Las aplicaciones o necesidades futuras servirán como base para la mejora de esta nueva herramienta en la práctica sismológica y de ingeniería para la clasificación de los efectos de los terremotos en los humanos, en los objetos en el entorno de los humanos, o en los edificios como un elemento esencial de la sociedad humana.

ESCALA DE INTENSIDAD MACROSISMICA

Clasificaciones usadas en la Escala Macrosísmica Europea (EMS)

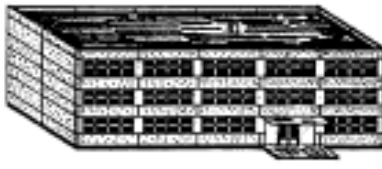
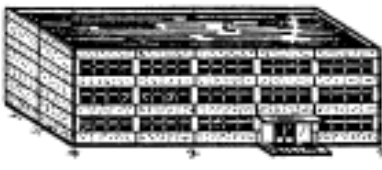
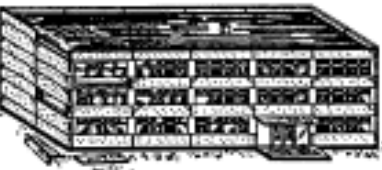
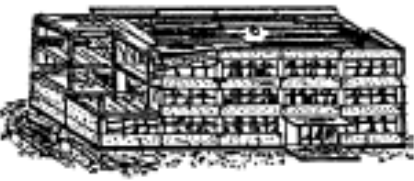
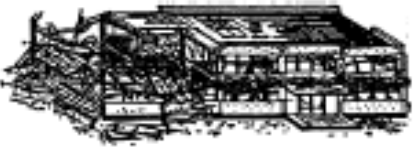
Diferenciación de estructuras (edificios) en clases de vulnerabilidad (Tabla de Vulnerabilidad)

Tipo de Estructura	Clase de Vulnerabilidad					
	A	B	C	D	E	F
MAMPOSTERÍA	Paredes de peña viva / roca de cantera	○				
	Adobe (ladrillo de tierra)	○	—			
	Roca simple	—	○			
	Roca masiva		—	○	—	
	Unidades de roca manufacturada	—	○	—		
	Ladrillo no reforzado, pisos de HA		—	○	—	
	Reforzado o confinado			—	○	—
HORMIGÓN ARMADO (HA)	Armazón sin diseño sismorresistente (DSR)	—	○	—		
	Armazón con un nivel moderato de DSR		—	○	—	
	Armazón con un alto nivel de DSR			—	○	—
	Paredes sin DSR	—	○	—		
	Paredes con un nivel moderato de DSR		—	○	—	
	Paredes con un nivel alto de DSR			—	○	—
ACERO				—	○	—
MADERA		—	○	—		

○ Clase de vulnerabilidad más probable; — Rango probable;
 ---- Rango de casos excepcionales, menos probables

Los tipos de estructura de mampostería se han de entender como, por ejemplo, "mampostería de roca simple", mientras que las estructuras de hormigón armado (HA) se deben leer como, por ejemplo, "armazón de HA" o "muro de HA".

Vea la sección 2 de las Directrices y Materiales de Referencia para más detalles, también sobre el uso de estructuras con diseños sismorresistentes.

Clasificación del daño a edificios de hormigón armado	
	<p>Grado 1: Sin daños a daños leve (Sin daño estructural, daño no estructural leve)</p> <p>Grietas delgadas en el guarnecido sobre elementos de la estructura o en la base de los muros. Grietas delgadas en particiones y tabiques.</p>
	<p>Grado 2: Daños moderados (daño estructural leve, daño no estructural moderado)</p> <p>Grietas en columnas y vigas y en muros estructurales. Grietas en particiones y tabiques; caída de revestimiento frágil y guarnecido. Caída de mortero en las uniones de paneles de muros.</p>
	<p>Grado 3: Daños sustanciales a severos (daño estructural moderado, daño no estructural severo)</p> <p>Grietas en columnas y uniones entre columnas y vigas de la estructura en la base y en las uniones de muros acoplados. Desconchamiento del revestimiento de hormigón, torcedura de varillas de refuerzo. Grandes grietas en muros de particiones y en tabiques, fallo de tabiques individuales.</p>
	<p>Grado 4: Daños muy severos (daño estructural severo, daño no estructural muy severo)</p> <p>Grandes grietas en elementos estructurales con fallo por compresión de hormigón y fractura de barras corrugadas; Fallos en la junta de vigas reforzadas; inclinación de columnas. Colapso de algunas columnas o de un único piso superior.</p>
	<p>Grado 5: Destrucción (daño estructural muy severo)</p> <p>Colapso de la planta baja o de partes de edificios (por ejemplo alas).</p>

ANEXO N° 10
VALIDACIÓN DE
INSTRUMENTOS

CONSTANCIA DE VALIDACIÓN

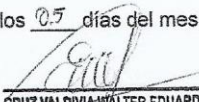
Yo Walter Edward Cruz Valdivia, titular del DNI N° 45347212, de profesión Ingeniero Civil, ejerciendo actualmente como Gerente General, en la institución Constructora Servicios y Fabricaciones Cruz SAC.

Por medio de la presente hago constar que he revisado con fines de Validación del Instrumento (Ficha de recolección de datos), a los efectos de su aplicación a los TESISTAS de la UCV

Luego de hacer las observaciones pertinentes, puedo formular las siguientes apreciaciones.

	DEFICIENTE	ACEPTABLE	BUENO	EXCELENTE
Congruencia de Ítems			/	
Amplitud de conocimientos			/	
Redacción de Ítems			/	
Claridad de precisión			/	
Pertenencia			/	

En Nuevo Chimbote, a los 05 días del mes de DICIEMBRE del 2018


CRUZ VALDIVIA WALTER EDUARD
ING. CIVIL
Colegio de Ingenieros Reg. CIP N° 191404

Firma

JUICIO DE EXPERTOS SOBRE LA PERTINENCIA DEL INSTRUMENTO

INSTRUCCIONES

Coloque en cada casilla la letra correspondiente al aspecto cualitativo que le parece que cumple cada ítem y alternativa de respuesta, según los criterios que a continuación se detallan.

E = Excelente B = Bueno M = Mejorar X = Eliminar C = Cambiar

Las categorías a evaluar son: Redacción, contenido, congruencia y pertinencia. En la casilla de observaciones puede sugerir el cambio o correspondencia.

PREGUNTAS		RESPUESTAS	OBSERVACIONES
N°	ITEM		
1	Guías de observación	B	
2	Guías de resultado	B	

Evaluado por:

Nombre y Apellido:

Walter Eduard Cruz Valdivia

DNI:

45342712

Firma:

CRUZ VALDIVIA WALTER EDUARD
ING. CIVIL
Colegio de Ingenieros Reg. CIP N° 191404

CONSTANCIA DE VALIDACIÓN

Yo Manuel Cardona Sernaqué, titular del
DNI N° 02855165, de profesión Docente metodólogo, ejerciendo
actualmente como _____, en la institución

Por medio de la presente hago constar que he revisado con fines de
Validación del Instrumento (Ficha de recolección de datos), a los efectos de
su aplicación al TESISISTA de la UCV

Luego de hacer las observaciones pertinentes, puedo formular las siguientes
apreciaciones.

	DEFICIENTE	ACEPTABLE	BUENO	EXCELENTE
Congruencia de Ítems			✓	
Amplitud de conocimientos			✓	
Redacción de Ítems			✓	
Claridad de precisión			✓	
Pertenencia			✓	

En Nuevo Chimbote, a los 03 días del mes de diciembre del 2018



Mg. Manuel Cardona Sernaqué
FONDO EDITORIAL

JUICIO DE EXPERTOS SOBRE LA PERTINENCIA DEL INSTRUMENTO

INSTRUCCIONES

Coloque en cada casilla la letra correspondiente al aspecto cualitativo que le parece que cumple cada ítem y alternativa de respuesta, según los criterios que a continuación se detallan.

E = Excelente B = Bueno M = Mejorar X = Eliminar C = Cambiar

Las categorías a evaluar son: Redacción, contenido, congruencia y pertinencia. En la casilla de observaciones puede sugerir el cambio o correspondencia.

PREGUNTAS		RESPUESTAS	OBSERVACIONES
N°	ITEM		
1	Guías de observación	B	
2	Guías de resultado	B	

Evaluado por:

Nombre y Apellido: Manuel Cardoza Sernaqué

DNI: 02855165

Firma: 
 Mg. Manuel Cardoza Sernaqué
FONDO EDITORIAL

ANEXO N° 11

SOLICITUD DE EXPEDIENTE

TÉCNICO (ESTUDIOS DE SUELOS)



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

Nuevo Chimbote, 26 de abril 2019

CARTA N°200-2019/EIC-CH-UCV

ING. CARLOS ANTONIO HARO CRIBILLERO
GERENTE GENERAL DE A&A CONSTRUCCIONES E.I.R.L

Presente. -
De mi consideración:

Por medio del presente, es grato dirigirme a Usted a fin de saludarlo muy cordialmente a nombre de la Escuela Académico Profesional de Ingeniería Civil de la Universidad César Vallejo, con RUC: 20164113532, con dirección en la Urb. Buenos Aires Mz. H Lt. 1 Av. Central Distrito de Nuevo Chimbote, Provincia del Santa, Región Ancash y a la vez presentarle al Sr. **ERAR BRAYAN GANOZA FERNANDEZ**, estudiante de la carrera profesional de Ingeniería Civil.

El estudiante está realizando la tesis "VULNERABILIDAD SÍSMICA DEL PABELLON B DE LA PLANTA DE FILETE DE ANCHOA, UBICADO EN EL PUEBLO JOVEN VILLA MARIA - NUEVO CHIMBOTE-2019", es por ello, solicitamos pueda brindarle la siguiente información requerida para su investigación:

- EXPEDIENTE TÉCNICO DE LA OBRA REMODELACIÓN, AMPLIACIÓN PLANTA DE FILETE DE ANCHO MZ V' -LOTES: 10,11,12 Y 13 P.J VILLA MARÍA

Seguro de contar con su apoyo, aprovecho la oportunidad para expresarle las muestras de mi especial consideración y estima.

Atentamente,

Mgtr. MOZO CASTAÑEDA ERIKA MAGALY
COORDINADORA DE LA ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL



Somos la universidad de los
que quieren salir adelante.



ucv.edu.pe

ANEXO N° 12


PLANOS

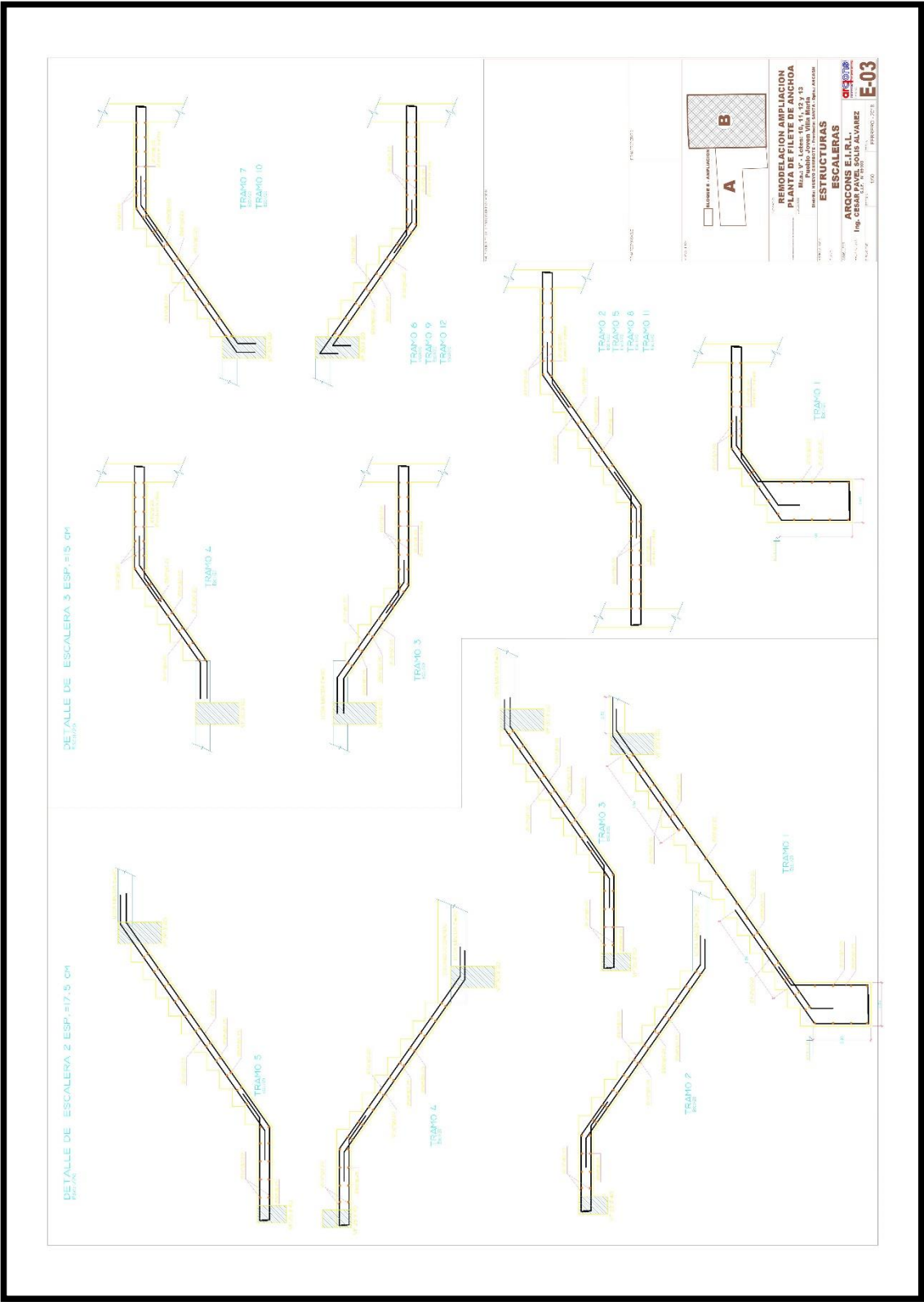


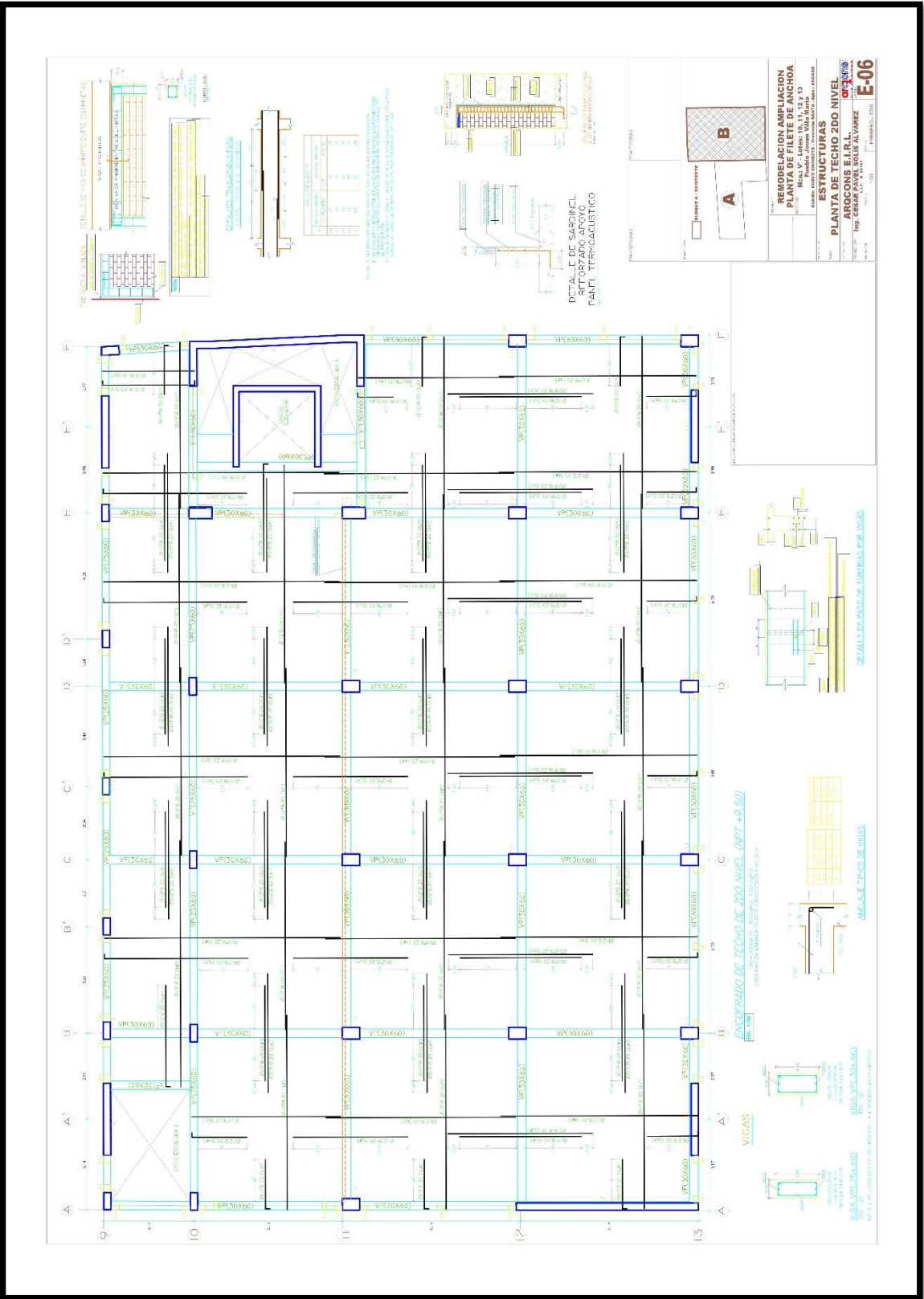
PLANO DE UBICACION
 ESCALA 1/1,000

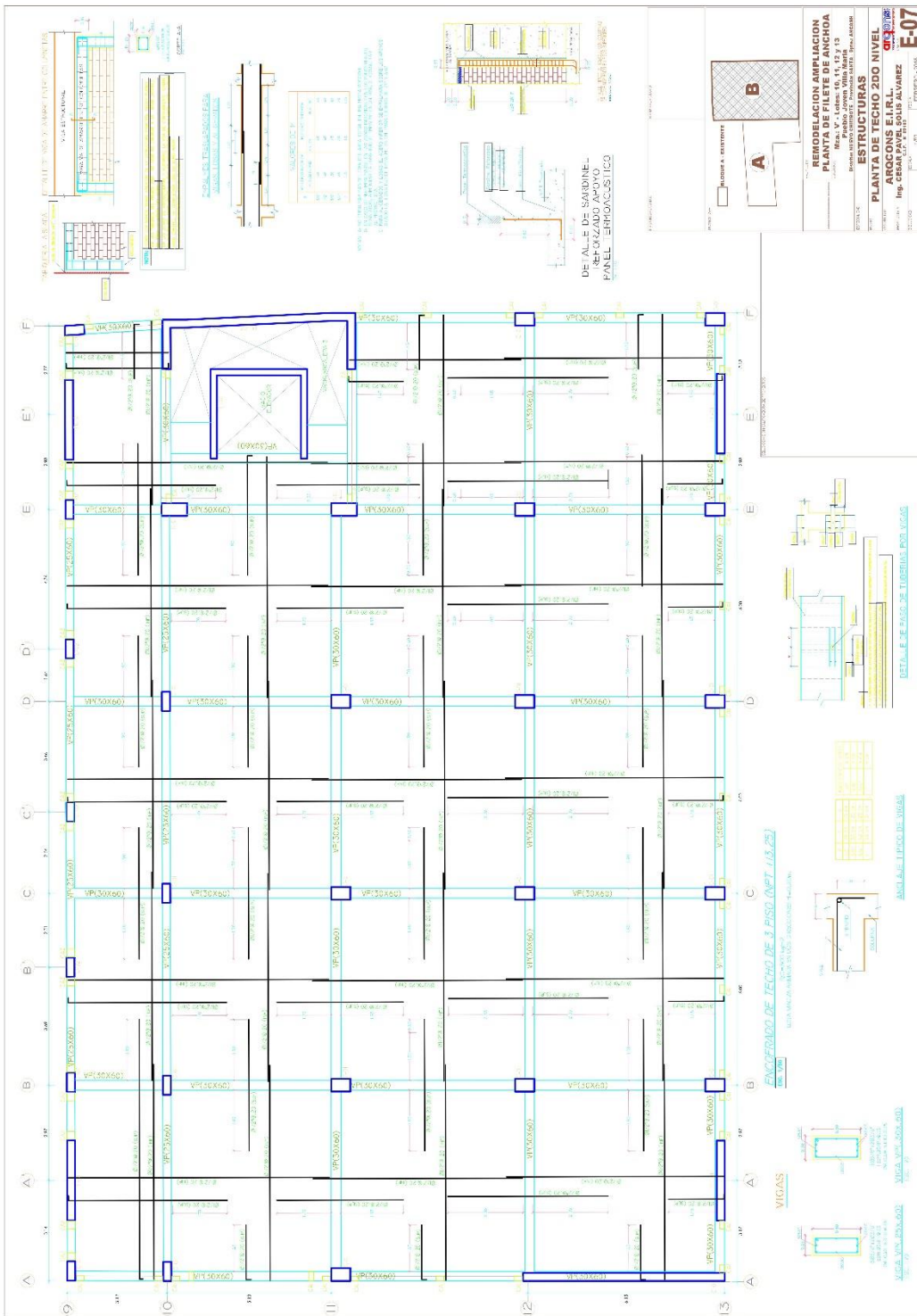


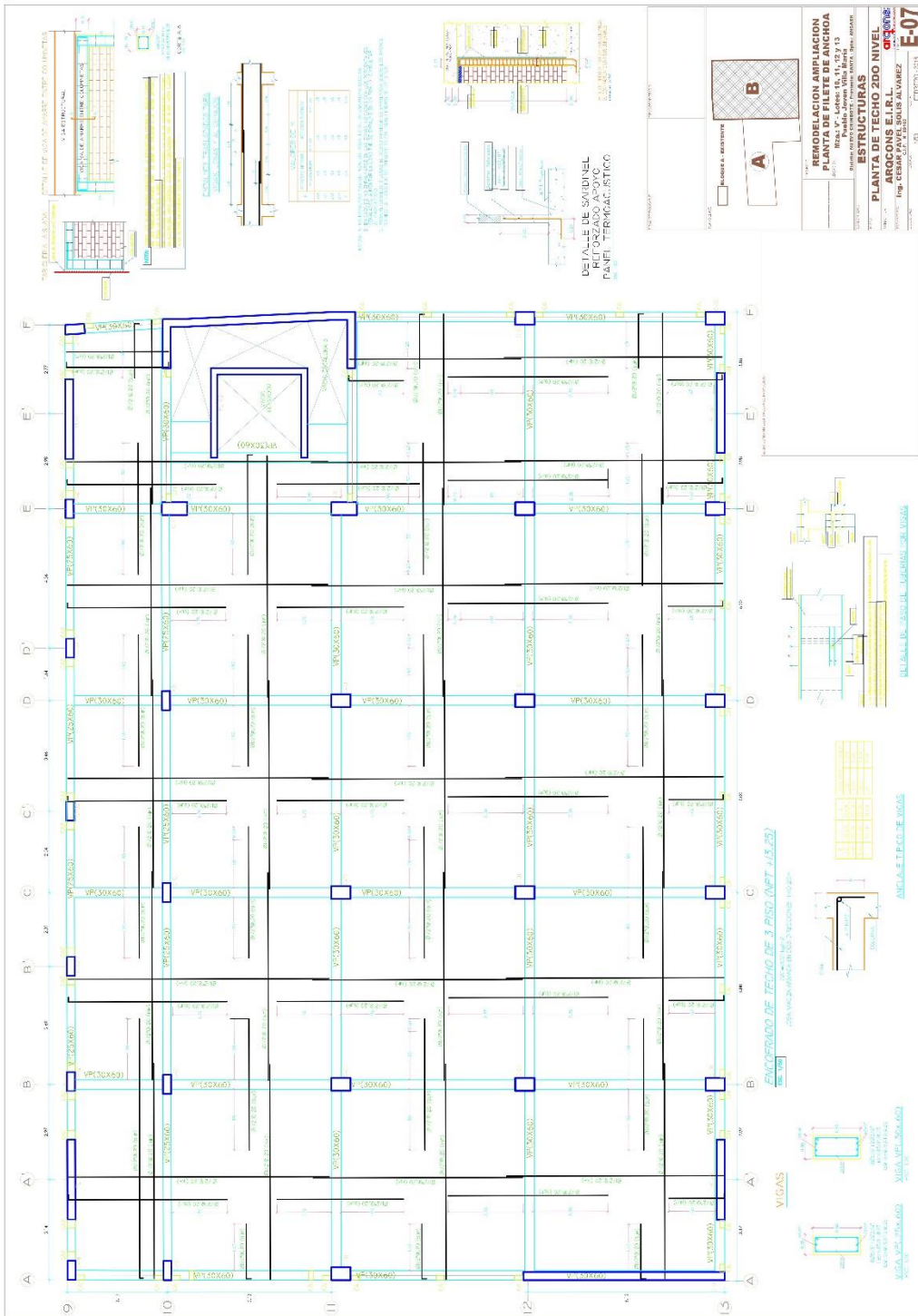
PLANO DE LOCALIZACION
 ESCALA 1/15,000

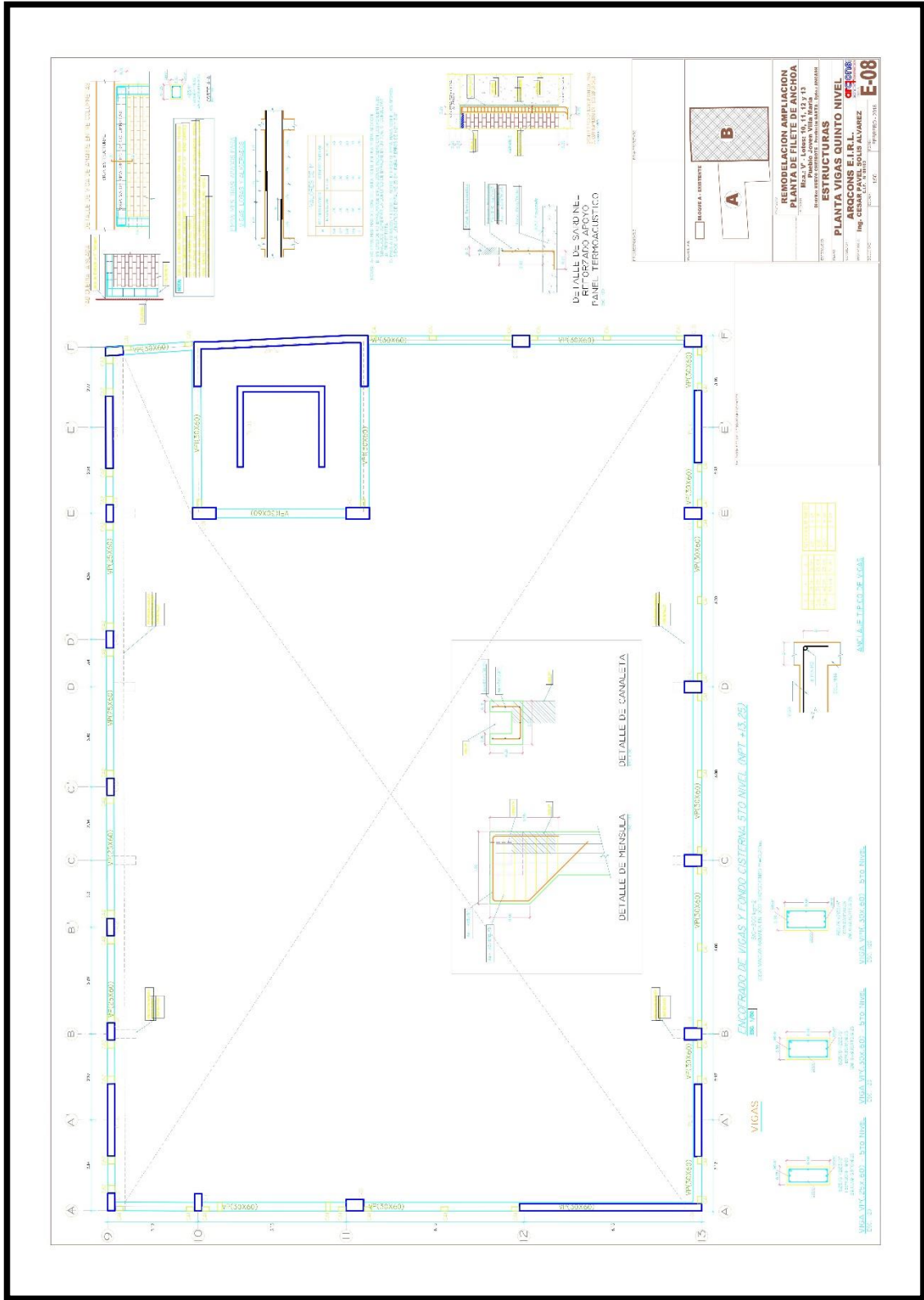
 FACULTAD DE INGENIERIA ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL CIEMBITIF	DESARROLLO DE PROYECTO DE INVESTIGACION - TESIS		Vº de Lámina U-01
	Proyecto: REMODELACION, AMPLIACION PLANTA DE FILETE DE ANCHOA Ubicación: MZ. V - LOTES: 10,11,12 Y 13 P.J. VILLA MARIA País: UBICACION Y LOCALIZACION DE LA PLANTA DE FILETE DE ANCHOA Autores: ESTAN BRAYAN GARCIA TERMINQUEZ VICTOR JAMPENT FLORES LUNA	Docente: Mg.º Páez Muñoz Torres	Escala: INDICADA Fecha: 11/07/2018

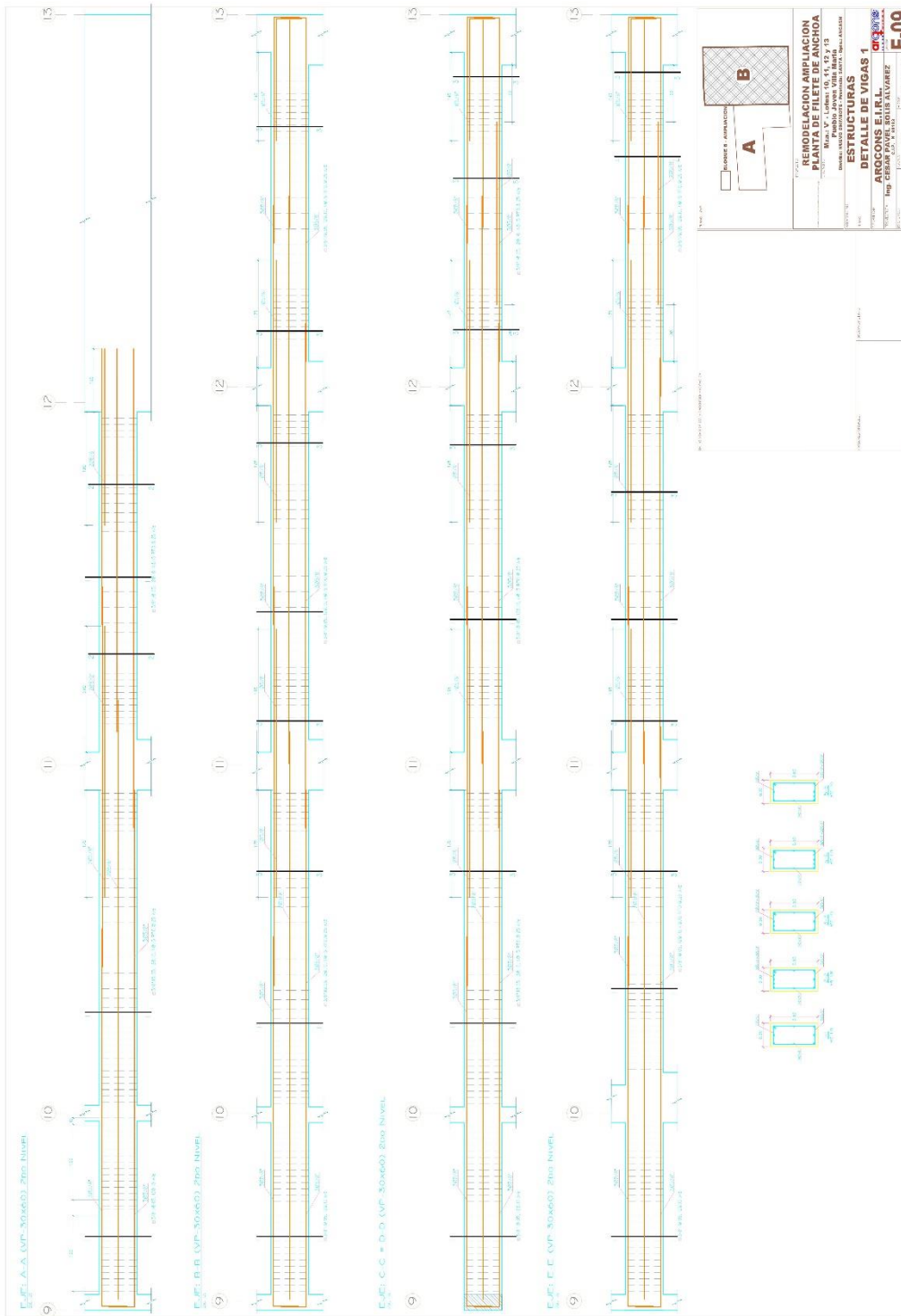








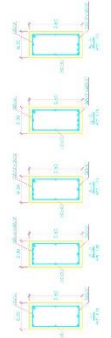


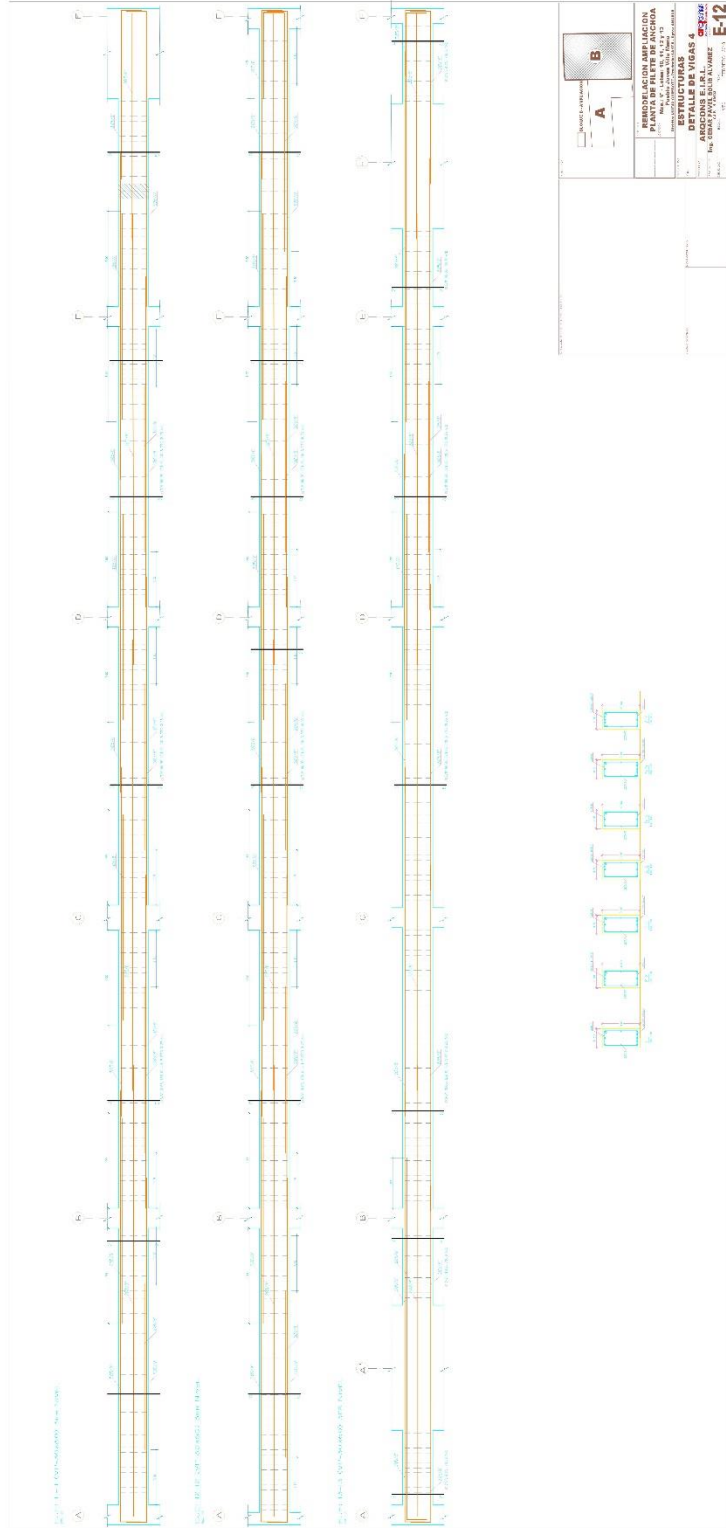


REMODELACION AMPLIACION
PLANTA DE FILETE DE ANCHOA
 Proyecto: []
 Ubicación: []
 Fecha: []

ESQUEMATIZACION
DETALLE DE VIGAS 1
ARCOONS E.I.L.L.
 Ing. CESAR JAVIER BOLA ALVAREZ

E-09

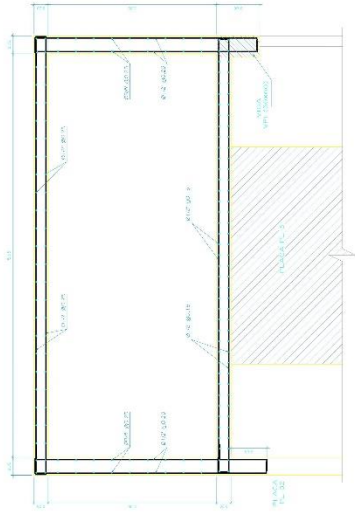




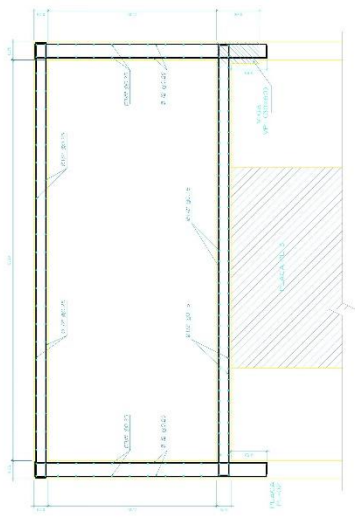
RENOVACION AMPLIACION PLANTA DE PLETI DE ANCHURA	
DETALLE DE VIGAS 4	
PROYECTISTA	ING. JUAN CARLOS GONZALEZ
CLIENTE	INSTITUTO VENEZOLANO DE INVESTIGACIONES CIENTIFICAS
FECHA	15/05/2018
ESCALA	1:20
HOJA	E-12

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

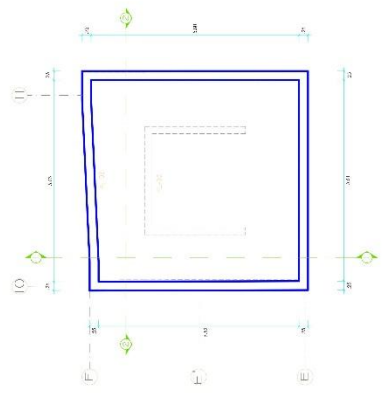
ACEROS:	ACEROS PARA CONSTRUCCIÓN
CONCRETO:	CONCRETO PARA CONSTRUCCIÓN
ALUMBRADO:	ALUMBRADO PARA CONSTRUCCIÓN
VENTANAS:	VENTANAS PARA CONSTRUCCIÓN
REVESTIMIENTOS:	REVESTIMIENTOS PARA CONSTRUCCIÓN
OTROS:	OTROS PARA CONSTRUCCIÓN



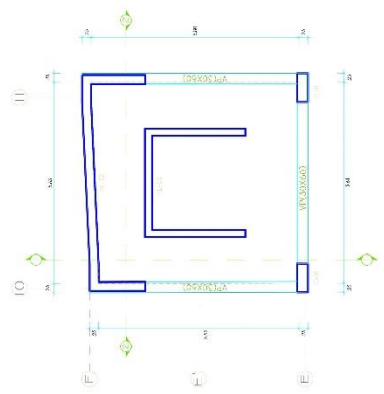
CORTE 2-2
PROYECTO



CORTE 1-1
PROYECTO



ENCORCADO DE FONDO DE TANGUE
ELEVADO 2x0.20 MT



ENCORCADO DE FONDO DE TANGUE
ELEVADO 2x0.20 MT



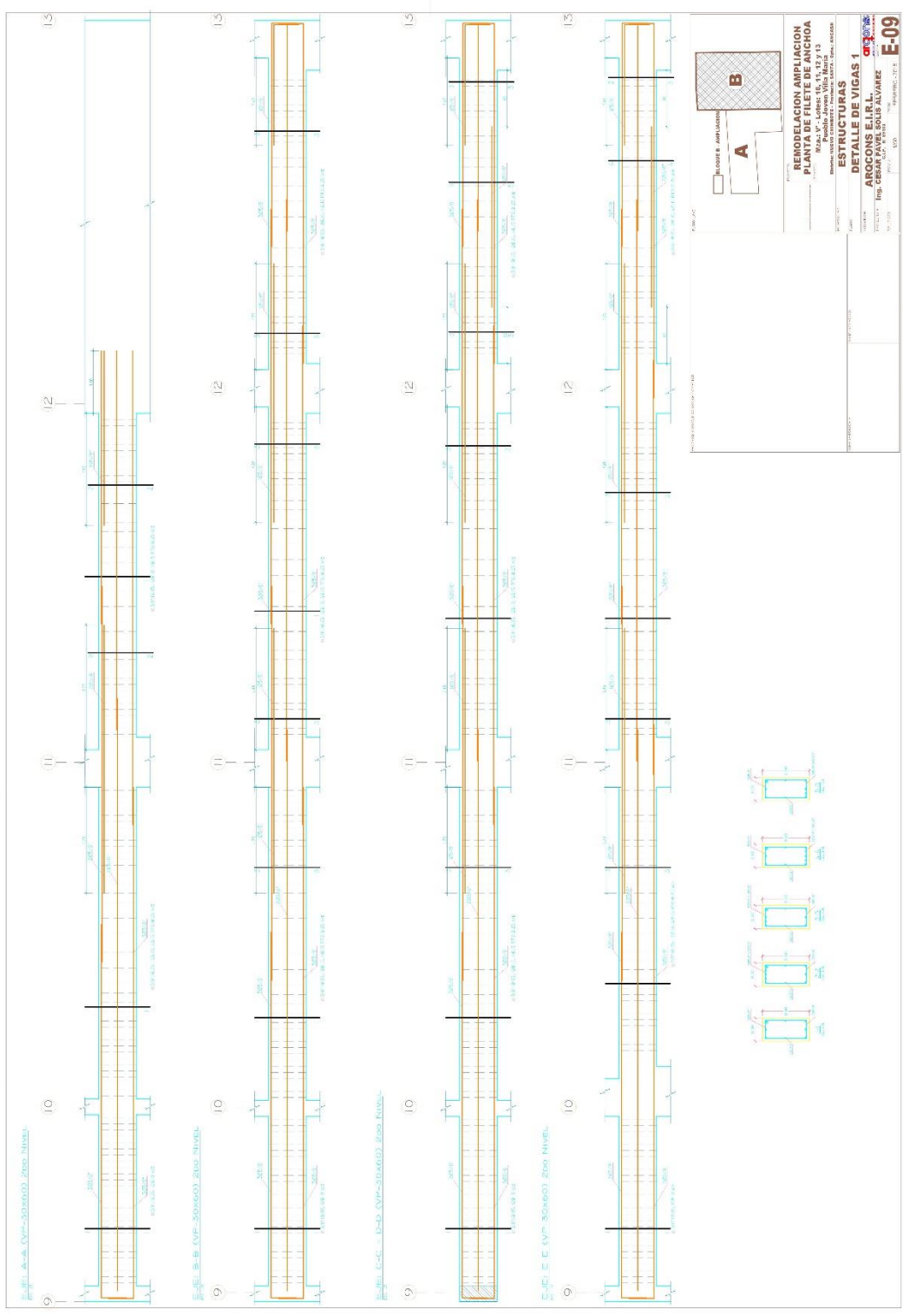
REMODELACION AMPLIACION PLANTA DE FILETE DE ANCHOA
Mapa N.º 1, cartas 10, 11, 12 y 13

ESTRUCTURAS
REMODELACION AMPLIACION PLANTA DE FILETE DE ANCHOA

DETALLE DE TANGUE ELEVADO
ENCORCADO DE FONDO DE TANGUE ELEVADO 2x0.20 MT

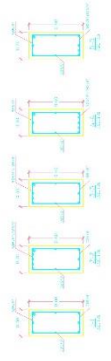
Ing. CÉSAR PAVI SOLÍS ALVAREZ

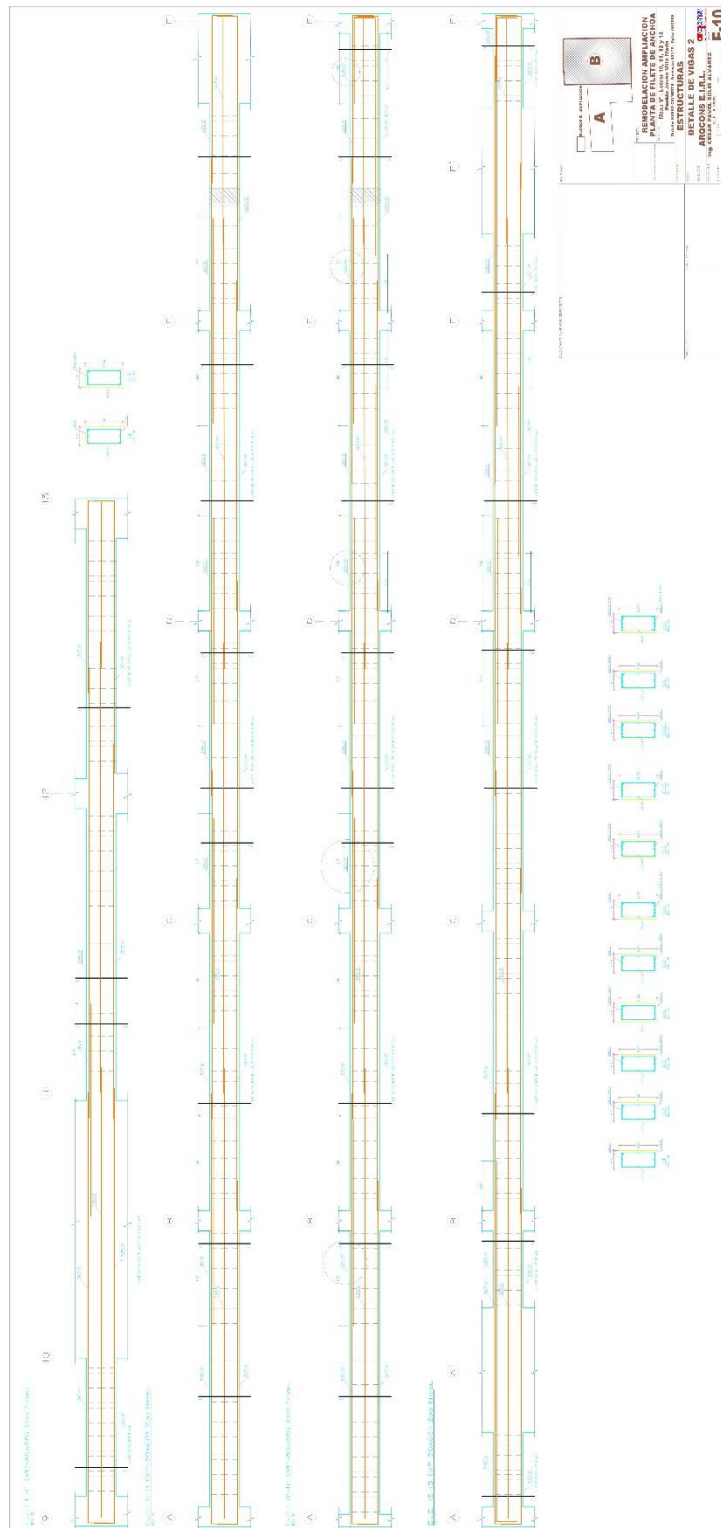
E-13



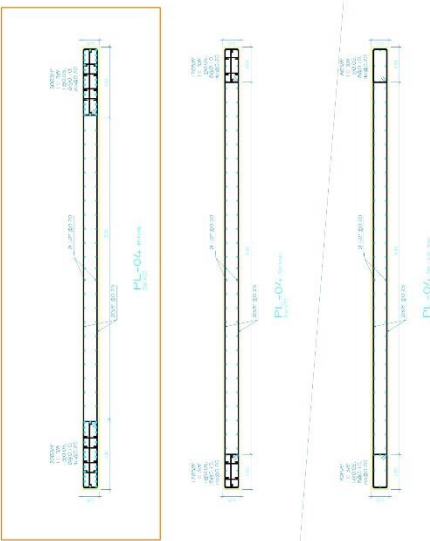
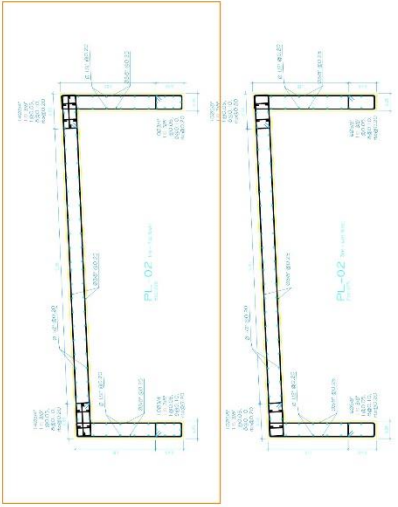
A
 B

REMODELACION AMPLIACION PLANTA DE FILETE DE ANCHOA
 MAPA DE LOTES 10, 11, 12 Y 13
 PROYECTO DE OBRAS DE RECONSTRUCCION DEL PUERTO DE ANCHOA
 ESTRUCTURAS
DETALLE DE VIGAS 1
 Ing. CESAR PAREDES ALVAREZ
 E-09

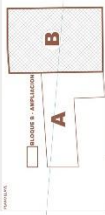
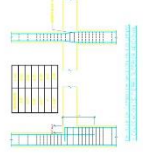
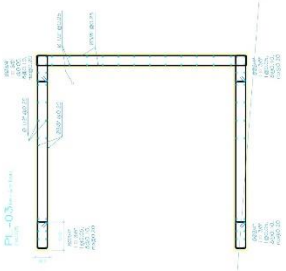
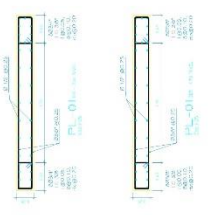




ESPECIFICACIONES TECNICAS	
ITEM	DESCRIPCION
1	CONCRETO ARMADO
2	ACEROS
3	ALBAÑILERIA
4	REVESTIMIENTO
5	ISOLACION
6	PROTECCION
7	ACEROS
8	ACEROS
9	ACEROS
10	ACEROS
11	ACEROS
12	ACEROS
13	ACEROS
14	ACEROS
15	ACEROS
16	ACEROS
17	ACEROS
18	ACEROS
19	ACEROS
20	ACEROS
21	ACEROS
22	ACEROS
23	ACEROS
24	ACEROS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

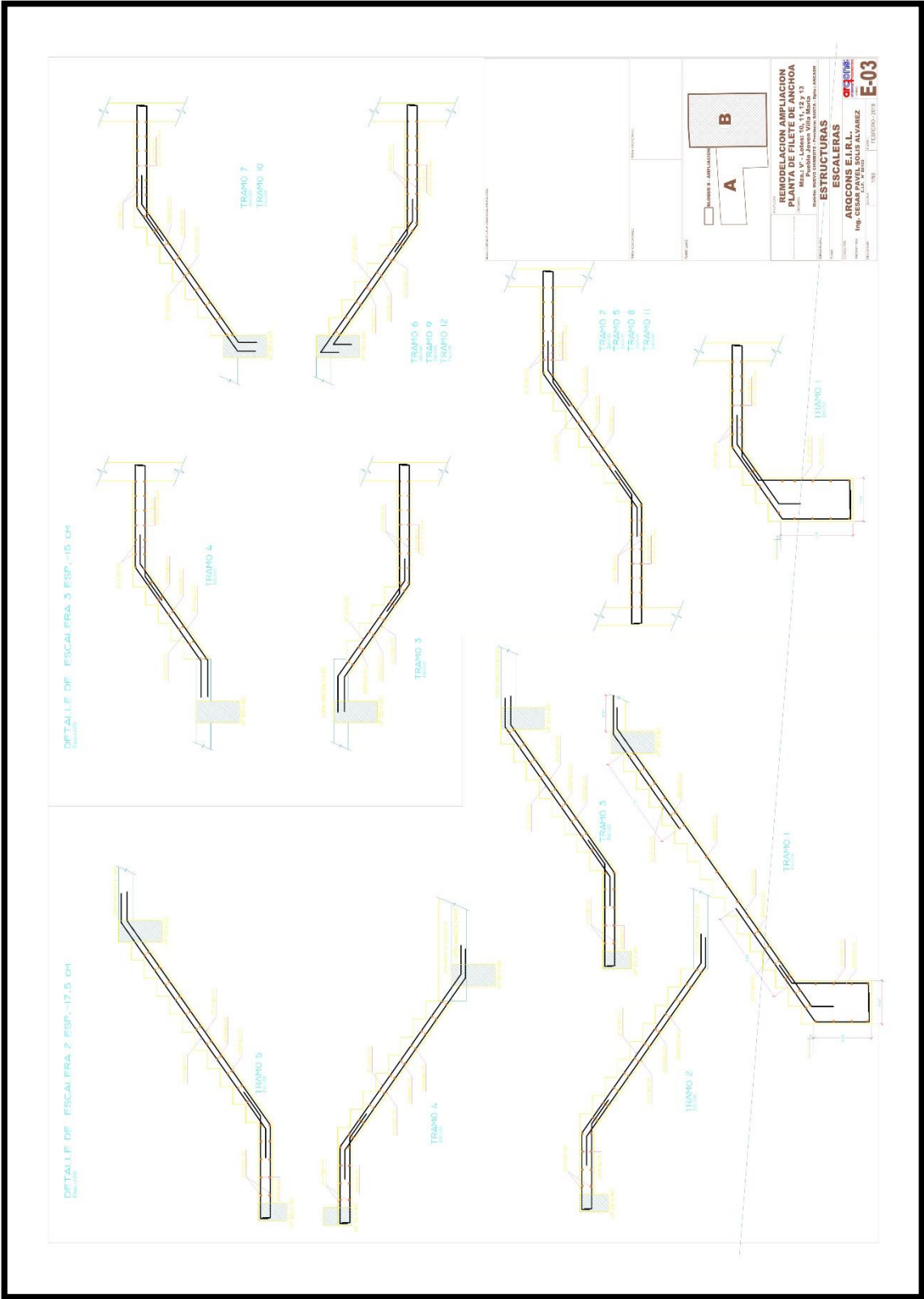


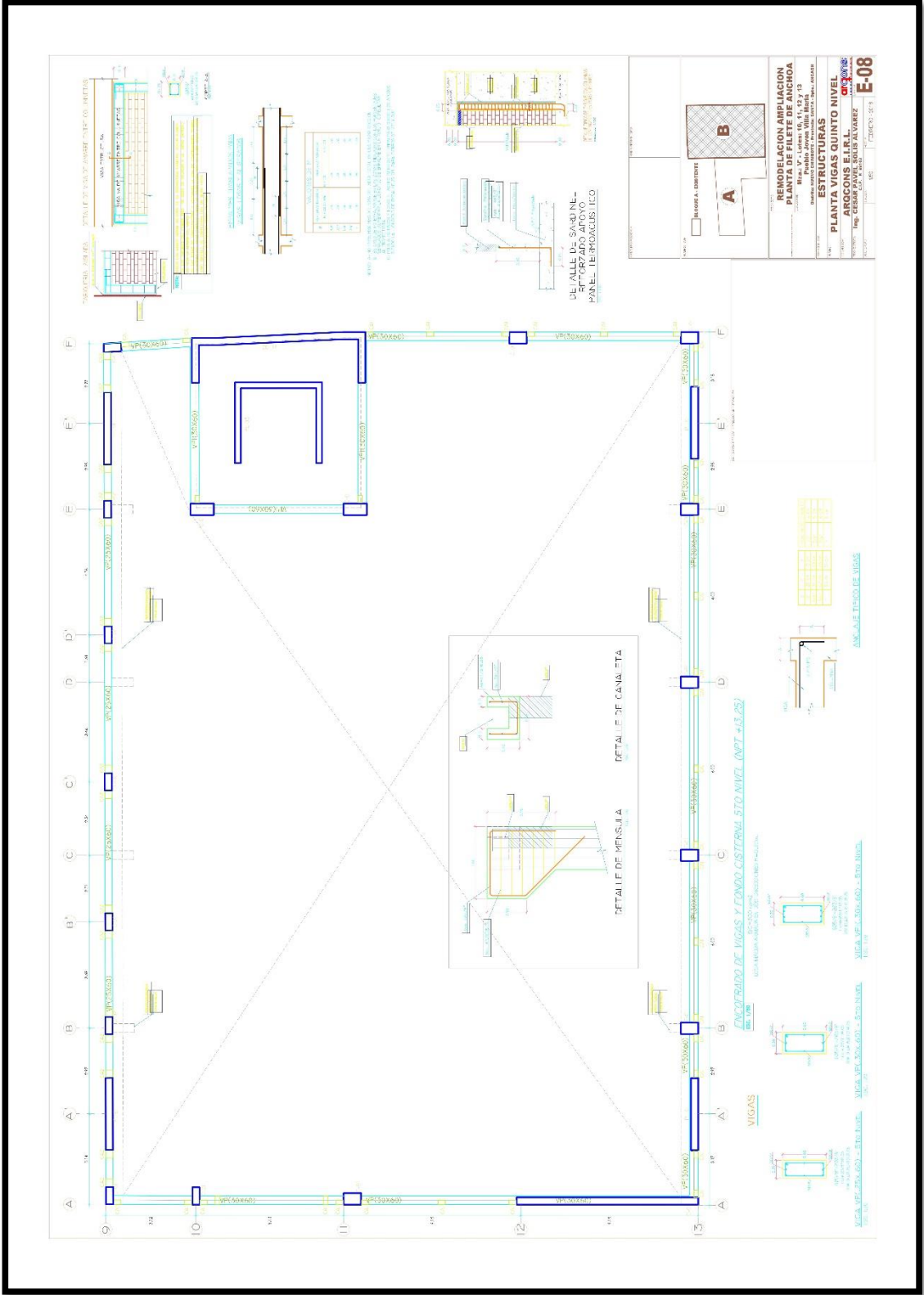
DETALLE DE MUROS DE CORTE

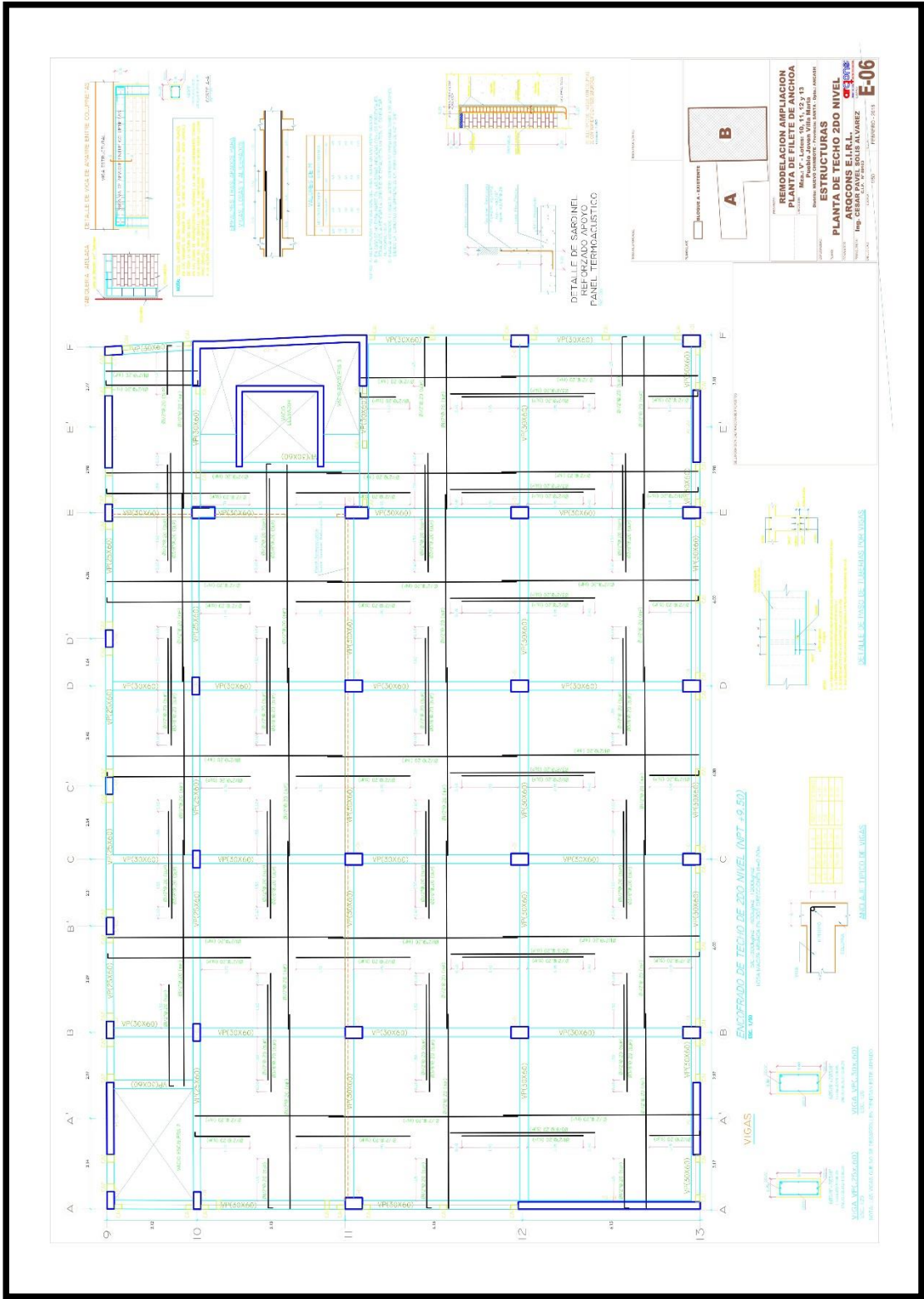


REMODELACION AMPLIACION
PLANTA DE FILETE DE ANCHOA
 Edificio 13
 Calle 13
 Barrio La Estrella, Villa Clara
ESTRUCTURAS
MUROS DE CORTE
ARGCONS E.I.R.L.
 Ing. CRISTÓBAL ALVAREZ
 1991
 1991

E-02







ANEXO N° 13

ACTAS DE ORIGINALIDAD DE

TURNITIN

	ACTA DE APROBACIÓN DE ORIGINALIDAD DE TESIS	Código : F06-PP-PR-02.02 Versión : 10 Fecha : 10-06-2019 Página : 1 de 1
---	--	---

Yo, Mgtr. José Pepe Muñoz Arana docente de la Facultad de Ingeniería y Escuela Profesional de Ingeniería Civil de la Universidad César Vallejo Chimbote, revisor de la tesis titulada "VULNERABILIDAD SÍSMICA EN EL PABELLÓN "B", DE LA PLANTA DE FILETE DE ANCHOA UBICADO EN EL PUEBLO JOVEN VILLA MARÍA – NUEVO CHIMBOTE – 2019" de los estudiantes ERAR BRAYAN GANOZA FERNANDEZ y VICTOR JAMPIER FLORES LUNA, constato que la investigación tiene un índice de similitud de 26% verificable en el reporte de originalidad del programa Turnitin.


El suscrito analizó dicho reporte y concluyó que cada una de las coincidencias detectadas no constituyen plagio. A mi leal saber y entender la tesis cumple con todas las normas para el uso de citas y referencias establecidas por la Universidad César Vallejo.

Chimbote, 11 de Julio del 2019


.....
Mgtr. José Pepe Muñoz Arana
DNI: 32960000

Revisó	Vicerrectorado de Investigación /DEVAC/ Responsable del SGC	Aprobó	Rectorado
--------	---	--------	-----------

Nota: Cualquier documento impreso diferente del original, y cualquier archivo electrónico que se encuentre fuera del campus virtual será considerado como COPIA NO CONTROLADA.



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

FACULTAD DE INGENIERIA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

Vulnerabilidad Sísmica del Pabellón "B" de la planta de Filete de Anchoa, ubicado en el Pueblo Joven Villa María - Nacayo Chimbote - 2019


TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

ACTORES:
 Víctor Jampet Flores Luna (ccsal: 0000-0003-0640-1147)
 Francisco Gonzalo Fernández (ccsal: 0000-0003-5555-3441)

ASESOR:
 Mgtr. Gonzalo Hugo Diaz Garcia (ccsal: 0000-0002-3441-8605)

LISTA DE INVESTIGACIÓN
 DISEÑO SISMICO Y ESTRUCTURAL

CIBMOTEP-PERI
 2019



Ing. José Muñoz Arana

Match Overview

26%

1	Submitted to Universid...	18%
2	construaprende.com	3%
3	es.scribd.com	1%
4	Submitted to Universid...	1%
5	repositorio ucp.edu.pe	<1%
6	(Lorenzo Martín, F. and...	<1%
7	www.slideshare.net	<1%

ANEXO N° 14

AUTORIZACIÓN DE PUBLICACIÓN

DE TESIS



FORMULARIO DE AUTORIZACIÓN PARA LA PUBLICACIÓN ELECTRÓNICA DE LAS TESIS

1. DATOS PERSONALES

Apellidos y Nombres: (solo los datos del que autoriza)
Flores Luna Victor Jampier
D.N.I. : 47812064
Domicilio : Urb. Bellamar H2 D6 Lt. 13
Teléfono : Fijo : Móvil : 946 795 339
E-mail : pierre983@hotmail.com

2. IDENTIFICACIÓN DE LA TESIS

Modalidad:
[X] Tesis de Pregrado
Facultad : Ingeniería
Escuela : Ingeniería Civil
Carrera : Ingeniería Civil
Título : Ingeniero Civil
[] Tesis de Post Grado
[] Maestría [] Doctorado
Grado :
Mención :

3. DATOS DE LA TESIS

Autor (es) Apellidos y Nombres:
Flores Luna Victor Jampier
Gonzalez Fernandez Eror Brayan
Título de la tesis:
Vulnerabilidad Sísmica del Pabellón "B" de la Planta de
filete de Anchoa, ubicado en el pueblo joven Villa María -
Nuevo Chimbote - 2019
Año de publicación : 2019

4. AUTORIZACIÓN DE PUBLICACIÓN DE LA TESIS EN VERSIÓN ELECTRÓNICA:

A través del presente documento,
Si autorizo a publicar en texto completo mi tesis. [X]
No autorizo a publicar en texto completo mi tesis. []

Firma : [Handwritten Signature]

Fecha : 11/07/2019





Centro de Recursos para el Aprendizaje y la Investigación (CRAI)
"César Acuña Peralta"

FORMULARIO DE AUTORIZACIÓN PARA LA PUBLICACIÓN ELECTRÓNICA DE LAS TESIS

1. DATOS PERSONALES

Apellidos y Nombres: (solo los datos del que autoriza)

Ganoza Fernandez Erar Brayan

D.N.I. : 47724570

Domicilio : Malecon Grau # 2751 P. Florida Baja - Chimbote

Teléfono : Fijo : Móvil : 936931281

E-mail : e.ganoza_13_1993@hotmail.com

2. IDENTIFICACIÓN DE LA TESIS

Modalidad:

[X] Tesis de Pregrado

Facultad : Ingeniería

Escuela : Ingeniería Civil

Carrera : Ingeniería Civil

Título : Ingeniero Civil

[] Tesis de Post Grado

[] Maestría

Grado :

Mención :

[] Doctorado

3. DATOS DE LA TESIS

Autor (es) Apellidos y Nombres:

Ganoza Fernandez Erar Brayan

Flores Luna Victor Jampier

Título de la tesis:

Vulnerabilidad Sísmica del Pabellón "B" de la planta de flóte de Anchoa, ubicado en el pueblo joven Villa María - Nuevo Chimbote - 2019

Año de publicación : 2019

4. AUTORIZACIÓN DE PUBLICACIÓN DE LA TESIS EN VERSIÓN ELECTRÓNICA:

A través del presente documento,

Si autorizo a publicar en texto completo mi tesis.

No autorizo a publicar en texto completo mi tesis.



Firma : [Signature]

Fecha : 11-07-2019

ANEXO N° 15

AUTORIZACIÓN DE LA VERSIÓN

FINAL DEL TRABAJO DE

INVESTIGACIÓN



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

AUTORIZACIÓN DE LA VERSIÓN FINAL DEL TRABAJO DE INVESTIGACIÓN

CONSTE POR EL PRESENTE EL VISTO BUENO QUE OTORGA EL ENCARGADO DE INVESTIGACIÓN DE
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

A LA VERSIÓN FINAL DEL TRABAJO DE INVESTIGACIÓN QUE PRESENTA:

GAHOZA FERNANDEZ, ERAR BRAYAN

INFORME TÍTULADO:

VULNERABILIDAD SISMICA DEL PABELLON "B" DE LA PLANTA DE FILETE DE ANCHOA,
UBICADO EN EL PUEBLO JOVEN VILLA MARIA, NUEVO CHIMBOTE - 2019

PARA OBTENER EL TÍTULO O GRADO DE:

INGENIERO CIVIL

SUSTENTADO EN FECHA: 11/07/2019

NOTA O MENCIÓN: 13



Mg. GONZALO H. DÍAZ GARCÍA
ENCARGADO DE INVESTIGACIÓN DE E.P. INGENIERÍA CIVIL



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

AUTORIZACIÓN DE LA VERSIÓN FINAL DEL TRABAJO DE INVESTIGACIÓN

CONSTE POR EL PRESENTE EL VISTO BUENO QUE OTORGA EL ENCARGADO DE INVESTIGACIÓN DE
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

A LA VERSIÓN FINAL DEL TRABAJO DE INVESTIGACIÓN QUE PRESENTA:

FLORES LUNA, VICTOR JAMPIER

INFORME TÍTULADO:

VULNERABILIDAD SISMICA DEL PABELLON "B" DE LA PLANTA DE FILETE DE ANCHOA,
UBICADO EN EL PUEBLO JOVEN VILLA MARIA, NUEVO CHIMBOTE - 2019

PARA OBTENER EL TÍTULO O GRADO DE:

INGENIERO CIVIL

SUSTENTADO EN FECHA: 11/07/2019

NOTA O MENCIÓN: 13




Mg. GONZALO H. DÍAZ GARCÍA

ENCARGADO DE INVESTIGACIÓN DE E.P. INGENIERÍA CIVIL
