



Universidad Nacional

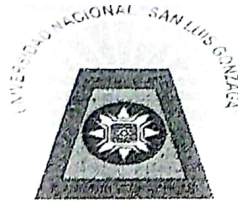
SAN LUIS GONZAGA



Reconocimiento-NoComercial-CompartirIgual 4.0 Internacional

Esta licencia permite a otras combinar, retocar, y crear a partir de su obra de forma no comercial, siempre y cuando den crédito y licencia a nuevas creaciones bajo los mismos términos.

<http://creativecommons.org/licenses/by-nc-sa/4.0>



UNIVERSIDAD NACIONAL SAN LUIS GONZAGA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
UNIDAD DE INVESTIGACION

EVALUACION DE ORIGINALIDAD

N° 017-74730349

CONSTANCIA

El que suscribe, deja constancia que se la realizado el análisis con el software de verificación de similitud al documento **INFORME FINAL DE TESIS** cuyo título es:

**ANALISIS SISMICO ESTATICO Y DINAMICO PARA EL DISEÑO
ESTRUCTURAL DE LA I.E. N° 22485 DEL CENTRO POBLADO
DE YAURILLA, EN EL DISTRITO DE LOS AQUIJES- ICA**

presentado por:

DE LA CRUZ OSCCO, ILLICH MIJAEEL

Bachiller del nivel de **PREGRADO** de la Facultad de Ingeniería Civil. El resultado obtenido es **16% de similitud** por el cual se otorga el calificativo de **APROBADO**, según Reglamento para la evaluación de la Originalidad de los documentos de investigación.

Se adjunta al presente el reporte de evaluación con el software de verificación de originalidad.

Ica, 22 de julio de 2021

DAVID MOTTA HUAYANCA
Técnico Operador Tecnológico:



Universidad Nacional "San Luis Gonzaga" Ica
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL



DR. ING. MARTIN HAMETON WILSON HUAMANCHUMBO
Director de la Unidad de Investigación de la FIC

UNIVERSIDAD NACIONAL “SAN LUIS GONZAGA” DE ICA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL



**“ANALISIS SISMICO ESTATICO Y DINAMICO PARA EL DISEÑO
ESTRUCTURAL DE LA I.E. N° 22485 DEL CENTRO POBLADO DE
YAUILLA, EN EL DISTRITO DE LOS AQUIJES- ICA”**

**TESIS PARA OPTAR EL TITULO DE INGENIERO CIVIL
TEMA:**

PRESENTADO POR:

BACH. DE LA CRUZ OSCCO, ILLICH MIJAIL

ASESOR:

ING. LUIS ENRIQUE MINA APARICIO

ICA – PERÚ

2020

INDICE

INTRODUCCIÓN

DEDICATORIA

RESUMEN

ABSTRACT

CAPITULO I

MARCO TEÓRICO.

- 1.1. Antecedentes del Problema de Investigación.
 - 1.1.1. Antecedentes a nivel internacional.
 - 1.1.2. Antecedentes a nivel nacional.
- 1.2. Bases Teóricas de la Investigación.
 - 1.2.1. El concreto: Características.
 - 1.2.2. Acero de Refuerzo.
 - 1.2.3. Capacidad Portante.
 - 1.2.4. Albañilería confinada.
 - 1.2.5. Diseño sismorresistente.
- 1.3. Marco Legal.
 - 1.3.1. NTP E020 (Cargas).
 - 1.3.2. NTP E030 (Diseño Sismorresistente).
 - 1.3.3. NTP E050 (Suelos y Cimentaciones).
 - 1.3.4. NTP E060 (Concreto Armado).

CAPITULO II

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN.

- 2.1. Situación Problemática.
- 2.2. Formulación de Problemas.
 - 2.2.1. Problema de general.
 - 2.2.2. Problemas específicos.
- 2.3. Justificación e importancia de la Investigación.
 - 2.3.1. Justificación.
 - 2.3.2. Importancia.
- 2.4. Objetivos de la Investigación.
 - 2.4.1. Objetivo General.
 - 2.4.2. Objetivos Específicos.
- 2.5. Hipótesis de Investigación.
 - 2.5.1. Hipótesis General.
 - 2.5.2. Hipótesis Específicos.
- 2.6. Variables de la Investigación.
 - 2.6.1. Identificación de Variables.

CAPITULO III

ESTRATEGIA METODOLÓGICA/ METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN.

- 3.1. Tipo y diseño de Investigación.
 - 3.1.1. Tipo de Investigación.
 - 3.1.2. Diseño de Investigación.
- 3.2. Población y muestra materia de Investigación.
 - 3.2.1. Población de estudio.
 - 3.2.2. Muestra de estudio.

CAPITULO IV

TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE INVESTIGACIÓN.

- 4.1. Técnicas de recolección de datos.
- 4.2. Instrumentos de recolección de datos.
- 4.3. Técnicas de procesamiento de datos, análisis e interpretación de resultados.

CAPITULO V

PRESENTACIÓN, INTERPRETACIÓN Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS.

- 5.1. Presentación e interpretación de resultados.
- 5.2. Discusión de resultados.

CAPITULO VI

COMPROBACIÓN DE HIPÓTESIS.

- 6.1. Constatación de Hipótesis General.
- 6.2. Constatación de Hipótesis Específicos.

CONCLUSIONES.

RECOMENDACIONES.

FUENTES DE INFORMACIÓN.

ANEXOS

INTRODUCCIÓN.

La tesis consta del realizar un Análisis Sísmico Estático y Dinámico para el diseño estructural de la I.E. 22485, la cual se encuentra en el Centro Poblado de Yaurilla, en el distrito de Los Aquijes.

Se procedió a realizar un levantamiento topográfico para la ubicación exacta de los puntos de exploración (calicatas) 03 como mínimo, para su posterior extracción de muestras y en zonas de mayor concentración de esfuerzos, estas zonas de mayor concentración de esfuerzos, se determinó con el metrado cargas de la edificación.

Luego se realizó la exploración de campo determinándose el ancho y profundidad de la calicata según el R.N.E. (Reglamento Nacional de Edificaciones) E050 (Suelos y cimentaciones) extrayendo muestras de suelo por estratos, para que, a través de ensayos en laboratorio, determinar la capacidad de soporte (Capacidad Portante) del suelo.

Para el Análisis Sísmico Estático y Dinámico de la Edificación se empleó el R.N.E (Reglamento Nacional de Edificaciones), E030 (Diseño Sismorresistente) el cual se desarrollará a través del programa ETABS para la obtención del Periodo fundamental de Vibración (T), Cortante Basal (V) y Desplazamientos Laterales de Entrepiso($\frac{4i}{hei}$).

Luego para el diseño de los elementos estructurales se empleó el R.N.E. (Reglamento Nacional de Edificaciones), E060 (Concreto Armado), E020 (Cargas), E070

(Albañilería), y que a través del SAP2000 obtendremos el D.M.F. (Diagrama de Momento Flector) y D.F.C. (Diagrama de Fuerza Cortante) para el cálculo de la cuantía de acero a flexión, cortante y flexo-compresión.

DEDICATORIA.

A Dios, porque es el que nos provee de conocimiento e inteligencia.

A mis padres quienes me dieron su apoyo en los momentos del desarrollo del proyecto de investigación.

A mi esposa e hija quienes estuvieron conmigo dando su aliento y apoyo a culminar mi proyecto de investigación.

RESUMEN.

La Tesis “ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO Y DINÁMICO PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA I.E. N° 22485 DEL CENTRO POBLADO DE YAURILLA, EN EL DISTRITO DE LOS AQUIJES- ICA” consiste en analizar la edificación en su conjunto si cumple los requisitos que el Reglamento Nacional de Edificaciones exige.

Primero se hicieron exploraciones de campo (Calicatas), con el propósito de obtener muestras del suelo, seguido se procedió a llevar las muestras al laboratorio para su estudio (ver Anexo A), con la finalidad de conocer sus características físicas de suelo (granulometría), su clasificación SUCS y por medio del Ensayo de Corte Directo conocer el ángulo de fricción y la cohesión, datos importantes para el diseño de nuestra cimentación.

Se hizo un predimensionamiento de los elementos estructurales como: Losa aligerada, Viga, Columnas, albañilería siguiendo los criterios del Ingeniero Antonio Blanco Blasco.

Para el Análisis Sísmico Estático y Dinámico se empleó el Software Etabs 2016, se obtendrá la cortante Basal (V), verificará las irregularidades que puedan presentar, de la misma forma si cumplen los desplazamientos laterales permisibles (derivadas).

Llegando a la conclusión que los pabellones de la I.E. cumplen con las exigencias del Reglamento Nacional de Edificaciones y se comprobaron las hipótesis planteadas.

Palabras claves: Análisis Sísmico Estático y Dinámico, Reglamento Nacional de Edificaciones, Sistema estructural A porticado, Albañilería.

ABSTRACT.

The Thesis "STATIC AND DYNAMIC SEISMIC ANALYSIS FOR THE STRUCTURAL DESIGN OF THE I.E. N° 22485 OF THE POBLADO DE YAURILLA CENTER, IN THE DISTRICT OF LOS AQUIJES- ICA "consists of analyzing the building as a whole if it meets the requirements that the National Building Regulations require.

First, field explorations (Calicatas) were carried out, in order to obtain soil samples, followed by taking the samples to the laboratory for study (see Annex A), in order to know their physical characteristics of the soil (granulometry) , its SUCS classification and through the Direct Shear Test to know the friction angle and cohesion, important data for the design of our foundations.

A predimensioning of the structural elements was made, such as: Lightened slab, Beam, Columns, masonry following the criteria of Engineer Antonio Blanco Blasco.

For the Static and Dynamic Seismic Analysis, the Etabs 2016 Software was used, the Basal shear (V) will be obtained, it will verify the irregularities that may present, in the same way if they comply with the permissible lateral displacements (drifts).

Concluding that the pavilions of the I.E. They comply with the requirements of the National Building Regulations and the hypotheses raised were verified.

Keywords: Static and Dynamic Seismic Analysis, National Building Regulations, A portico structural system, Masonry.

CAPITULO I.

MARCO TEÓRICO

1.1. ANTECEDENTES DEL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN.

1.1.1. ANTECEDENTES A NIVEL INTERNACIONAL.

ABEL ORDOÑEZ HUAMAN (2013), simposio internacional organizado por CISMID “TECHONOLOGICAL ADVANCES AND LEARNER LESSONS FROM LAST GREAT EARTHQUAKES AND TSUNAMIS IN THE WORLD”, que traducidos al español sería “ AVANCES TECNOLÓGICOS Y LECCIONES DE APRENDIZAJE DE LOS ÚLTIMOS GRANDES TERREMOTOS Y TSUNAMIS EN EL MUNDO”.

ACI 318S-14, Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural, Esta investigación busca el afianzamiento de los conocimientos y relacionarlos con el actual R.N.E. (Reglamento nacional de Edificaciones) y el diseño en concreto armado de los elementos estructurales de una edificación.

MARIA GRACIELA FRATELLI (1993), Diseño Estructural en Concreto Armado, la publicación de su libro es una fuente de información, a la cual se recurrió para la realización del proyecto de investigación.

1.1.2. ANTECEDENTES A NIVEL NACIONAL.

HECTOR GALLEGOS, CARLOS CASABONE (2005), Albañilería Estructural, Los grandes aportes que han realizado en conjunto permite el estudio del sistema estructural “Albañilería Estructural”, la cual es muy frecuente este tipo de construcciones en el Perú. Y para nuestro proyecto de investigación fue fundamental la recolección de datos de su publicación.

DR. JORGE E. ALVA HURTADO, Cimentaciones Superficiales, En la publicación da a conocer criterios y procedimientos de diseño para zapatas, tanto por Asentamiento como por diseño por capacidad de carga ultima.

PORTILLA YUPANQUI VICTOR ARMANDO (2019), Diseño Estructural de un edificio de concreto armado en surco, el principal objetivo de nuestra investigación es el Análisis Sísmico Estático y Dinámico para el Diseño Estructural de la I.E. 22485, y en efecto la investigación del Sr. Portilla tiene fragmentos de un análisis modal de la edificación, la cual será de gran importancia al momento de realizar el modelado de la estructura, conociendo así los modos de vibración, periodo (T), Porcentaje de masa participante (%) y la respuesta dinámica del edificio.

GIANFRANCO OTTAZZI PASINO (2004), Materiales de apoyo para la enseñanza de los cursos de diseño y comportamiento del concreto armado, parte importante de su investigación es la Redistribución de Momentos Flectores y las limitaciones que se encuentran en la Norma E060, la cual se encuentra en el Cap. 8 de la norma E060.

ANTONIO BLANCO BLASCO, Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado, En su publicación se destaca el procedimiento que se debe seguir para la estructuración de una edificación, empezando por el predimensionamiento y el buscar la regularidad en planta para evitar problemas torsionales.

Ejemplos de estructuraciones y dimensionamientos de edificios de concreto armado.

1.2. BASES TEÓRICAS DE LA INVESTIGACIÓN.

1.2.1. EL CONCRETO: CARACTERÍSTICAS

Gianfranco Ottazzi Pasino, (2004). En su forma más simple, el Concreto es un material compuesto constituido por un material cementante, agua y agregado. El cemento, normalmente tipo Portland, una vez hidratado genera la adhesión química entre los componentes. Por lo general el agregado representa entre el 60 al 75% del volumen total del concreto estructural, el cemento entre un 7 a 15% y el aire atrapado entre 1 al 3%. Para ciertos propósitos se puede

incorporar

hasta un 8% de aire, en forma de pequeñas burbujas en el mortero, agregando sustancias especiales.

El concreto tiene una alta resistencia en compresión, pero su resistencia en tracción es baja, de hecho, en los cálculos se suele despreciar la resistencia en tracción.

ESFUERZOS A COMPRESIÓN DEL CONCRETO

Roberto Morales Morales (Mayo 2002), por lo general la resistencia de a la compresión del concreto se obtiene del ensayo de probetas de 12" de altura por 6" de diámetro. Las probetas se cargan longitudinalmente en una tasa lenta de deformación para alcanzar la deformación máxima en 2 o 3 minutos. La curva esfuerzo- deformación se obtiene de este ensayo, en el cual se relaciona la fuerza de compresión por unidad de área versus el acortamiento por unidad de longitud.

El concreto no es un material elástico, sin embargo se puede observar en la curva una porción recta hasta aproximadamente el 40% de la carga máxima. Además el colapso se produce comúnmente a una carga menor a la máxima.

La curva que a continuación se muestra Fig. 1 (Roberto Morales Morales) presenta un pico alto seguido de un trazo descendente, produciéndose así la

rotura de la muestra. A la carga máxima que sería el pico alto le corresponde una deformación de rotura $\epsilon_c = 0.003$.

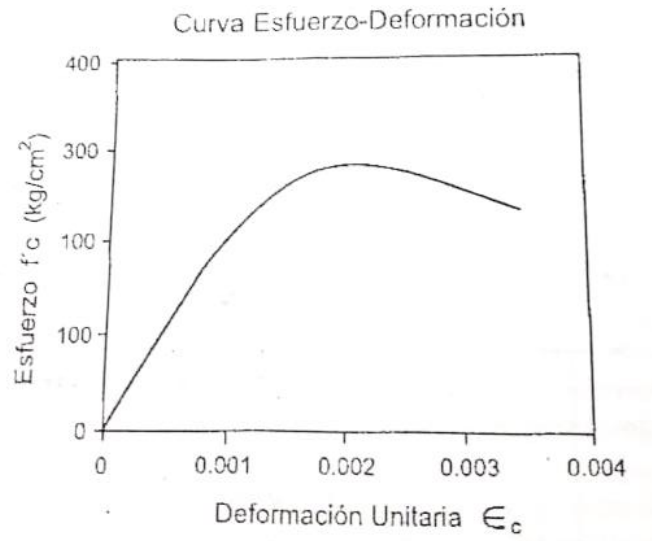


Fig. 1 Deformación de Rotura ϵ_c

Gianfranco Ottazzi Pasino (2004). Por otra parte, el tipo de cemento determina la velocidad en alcanzar su resistencia máxima, es decir, un cemento tipo III, tiene la propiedad de alcanzar su resistencia máxima mucho más pronto que los tipos I, II, IV, V.

El efecto de la edad en la resistencia del concreto, a medida que el concreto siga en un proceso de hidratación el concreto aumenta su capacidad de carga, por lo tanto, la capacidad de carga depende del curado y el tiempo que permanezca curando.

ESFUERZOS A TRACCIÓN DEL CONCRETO

Gianfranco Ottazzi pasino (2004), Los ensayos a tensión en el concreto no son muy usuales debido a dificultades experimentales, es por ello que se realiza el ensayo **Split test fsp**. (Ensayo de compresión diametral), O también conocido como ensayo brasileño que consiste en la aplicación de la carga de compresión a lo largo del diámetro vertical, tal y como se muestra en la Fig. 2

El esfuerzo de ruptura viene a ser:

$$f_{sp} = \frac{2P}{\pi h d} \dots (\text{Ec. 1.01})$$

Donde “P” es la carga distribuida, “h” la longitud del cilindro y “d” el diámetro del cilindro.

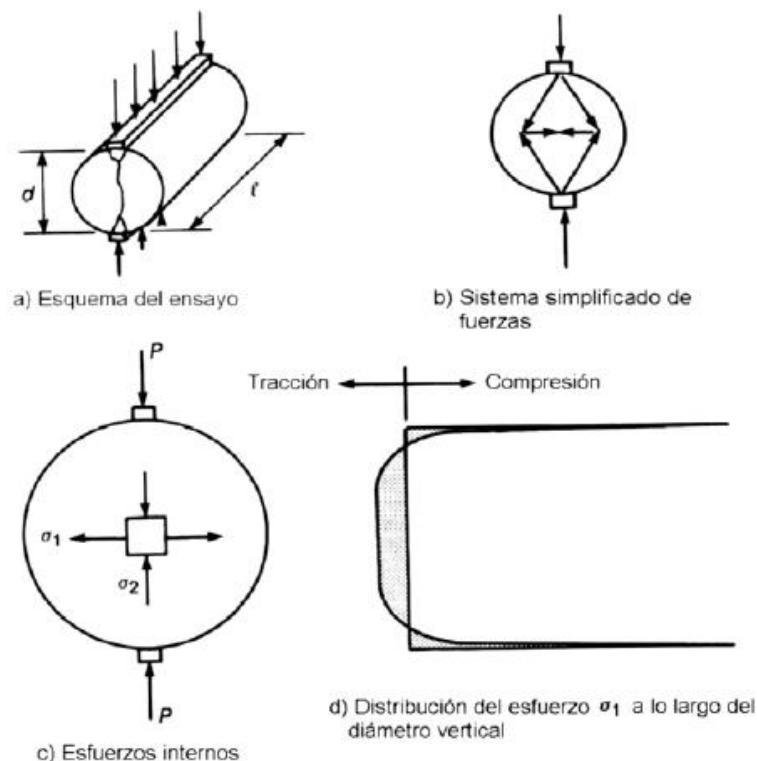


Fig. 2 Ensayo de Split Test “fsp”

También es posible realizar la prueba de tensión a flexión, también conocida

como **(Ensayo de tracción por flexión) módulo de rotura f_r** , la cual consiste colocar una muestra prismática de concreto simplemente apoyada y por medio de la aplicación de dos cargas concentradas y tiene un valor usual para el módulo de rotura.

$$f_r = 2\sqrt{f'_c} \left(\frac{kg}{cm^2}\right) \dots \text{(Ec. 1.02)}$$

Módulo de elasticidad del concreto.

Gianfranco Ottazzi Pasino (2004), Para desarrollar el concepto de Módulo de Elasticidad del concreto, será necesario conocer la variación lineal que existe entre el esfuerzo a tracción y la deformación. La curva esfuerzo-deformación como se conoce no es de forma lineal como si lo es el acero, por lo tanto, se asume que para esfuerzos que varían del $0.4f'_c$ hasta $0.5f'_c$ supone un comportamiento lineal y con muy poco error.

El ACI y la Norma Peruana permite estimar el Módulo de Elasticidad para concretos de Peso Normal 2300 kg/m^3 de la siguiente manera:

$$E_c = 15000\sqrt{f'_c} \left(\frac{kg}{cm^2}\right) \dots \text{(Ec. 1.03)} \quad \text{NTP E-060} \quad \text{Art.8.5.2.}$$

1.2.2. ACERO DE REFUERZO

Oscar M. Gonzales Cuevas (2005), La característica principal del acero de refuerzo es el esfuerzo de fluencia (f_y), por lo general existen dos tipos de aceros, uno laminado en caliente y el segundo trabajado en frío. La curva

esfuerzo- deformación indica el límite elástico del acero laminado en caliente, por otro lado, el acero trabajado en frío no tiene un límite de fluencia bien definido.

Entre estos tipos encontramos los de grado 40, 50 y 60, las cuales corresponden a 2800, 3500 y 4200 kg/cm². Respectivamente.

En la fig. 3 Se muestra a continuación la curva esfuerzo- deformación del acero laminado en caliente (Aspectos fundamentales de concreto reforzado- Gonzales Cuevas)

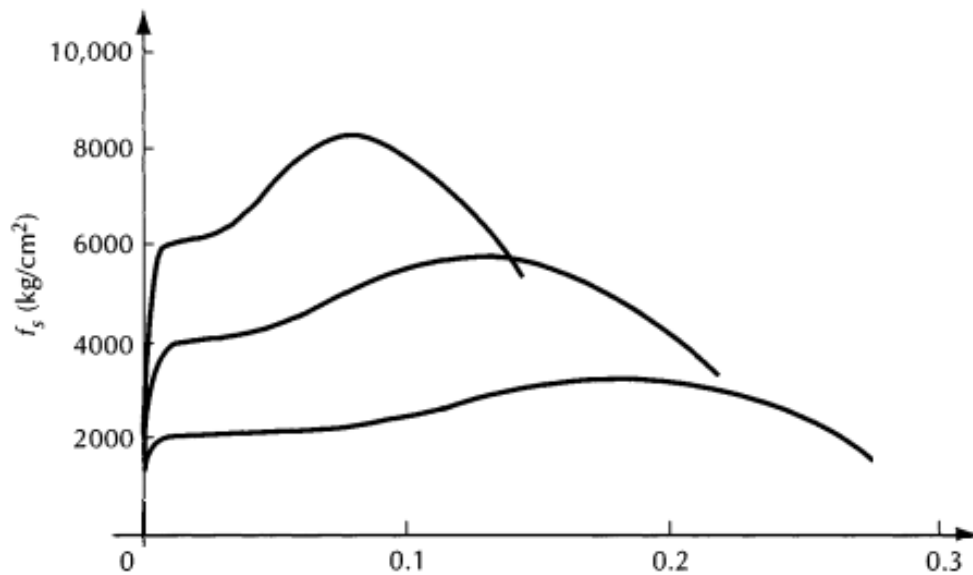


Fig. 3 Curva Esfuerzo- Deformación de aceros laminados en caliente para barras de refuerzo

Módulo de elasticidad del Acero.

Se toma en cuenta la parte lineal- elástica de la gráfica, y está dada por:

$$Es = 2 \times 10^6 \left(\frac{kg}{cm^2} \right) \dots \text{(Ec. 1.04)}$$

1.2.3. CAPACIDAD PORTANTE.

Juarez Badillo- Rico Rodriguez (2000), Es el límite que alcanza la resistividad del suelo como soporte sin sufrir fallas ni asentamientos considerables. Existen teorías que permiten determinar la capacidad del suelo para soportar cargas, Therzaghi fue el primero en presentar una teoría completa para evaluar la capacidad de carga última de cimentaciones superficiales.

- Teoría de Elasticidad

Juárez Badillo- Rico Rodríguez (2000), El suelo como cualquier otro material, puede sufrir deformaciones de dos tipos: deformaciones volumétricas y distorsiones.

La determinación de los esfuerzos en los puntos de la masa de suelo es un problema teórico para el cual la Teoría de la Elasticidad es útil, aun cuando por la magnitud de las hipótesis que involucra, rinde frecuentemente soluciones que no son muy apropiadas a los problemas que se aplican.

Casi todas las aplicaciones clásicas de la Teoría de la Elasticidad a suelos han correspondido a la Teoría Lineal de la Elasticidad, que presupone que **el suelo**

es un material continuo, linealmente elástico (que obedece a la ley de Hooke), homogéneo e isótropo; además, esta teoría es **instantánea**, es decir, que no toma en cuenta el factor tiempo, o sea presupone la inexistencia de las deformaciones diferidas (tales como, por ejemplo, las debidas a consolidación)

- Teoría de Terzaghi

Juárez Badillo- Rico Rodríguez (2000), La teoría cubre el caso más general de suelos con “cohesión y fricción”, es posiblemente la teoría más usada para el cálculo de capacidad de carga en los proyectos prácticos, especialmente en el caso de cimientos poco profundos.

En estas condiciones Terzaghi despreció la resistencia al esfuerzo cortante arriba del nivel de desplante del cimiento, considerándola sólo de dicho nivel hacia abajo.

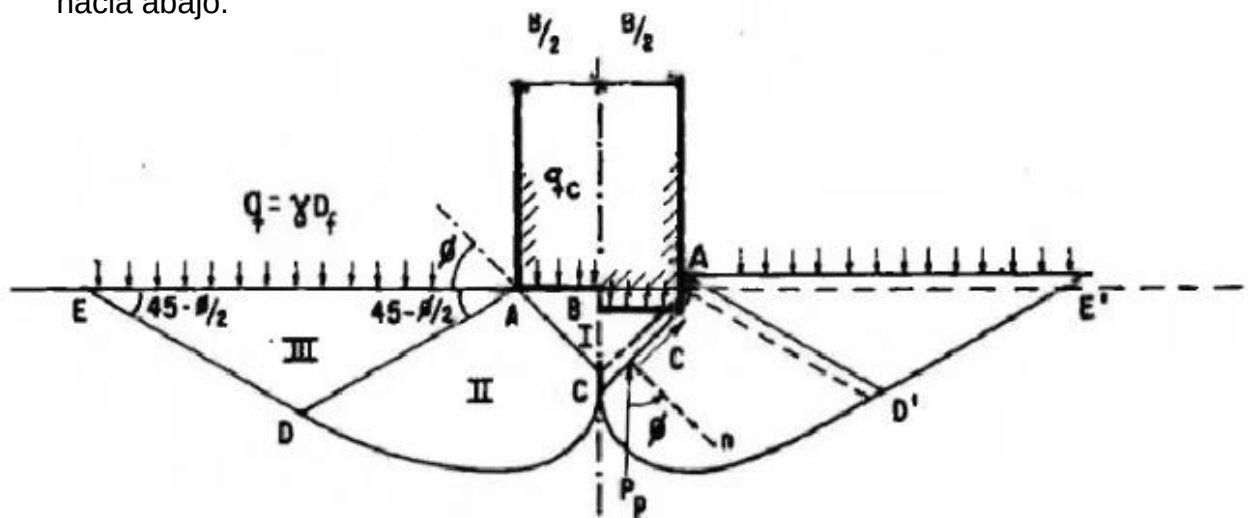


Fig. 4 Mecanismo de falla de un cimiento continuo poco profundo según Terzaghi

(E050- Cap. 4 Art. 18). Se considerará una cimentación superficial siempre y cuando el cociente de D_f (Profundidad de cimentación) y la base B es menor o igual a 5

$$\frac{D_f}{B} \leq 5 \quad \dots \text{ (Ec. 1.05)}$$

Capacidad de Carga última.

Braja M. Das (2001), A medida que la carga por unidad de área se incremente q , de la misma forma lo hará el asentamiento, Y llegado a cierto punto cuando la carga q llegue a ser igual a q_u (Carga última), se tendrá una falla repentina en el suelo, la cual se extenderá hasta la superficie. A esta carga q_u , se le denomina **Capacidad de Carga Última**.

- Falla general por corte

Braja M. Das (2001), Generalmente ocurre en suelos con arenas densas o suelo cohesivo firme, como se muestra en la fig. 5. (Naturaleza en suelo por capacidad de carga)

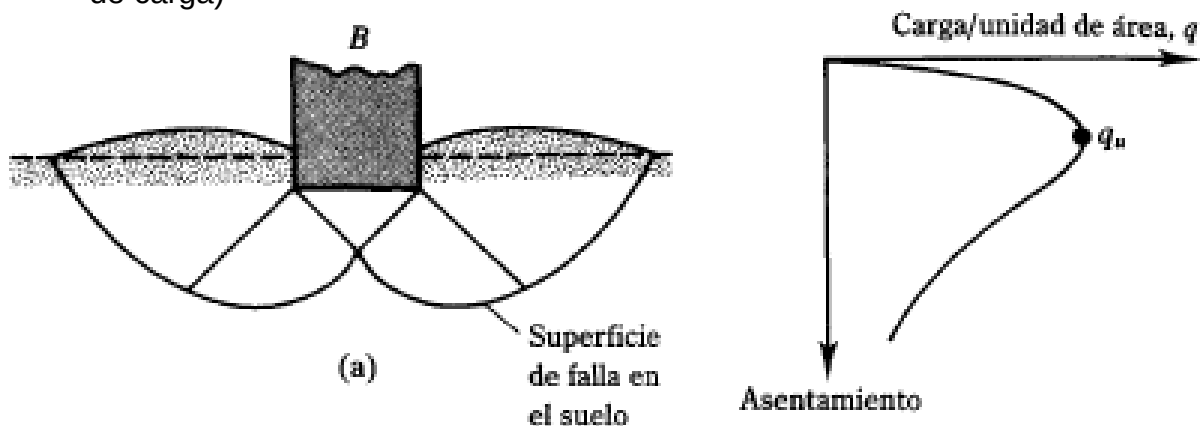


Fig. 5 Naturaleza en suelo por capacidad de carga, (a) Falla general por corte

- **Falla local por corte**

Braja M. Das (2001), Generalmente ocurre en suelos con arenas sueltas o suelo arcilloso medianamente compactado, como se muestra en la fig. 6 (Naturaleza en suelo por capacidad de carga)

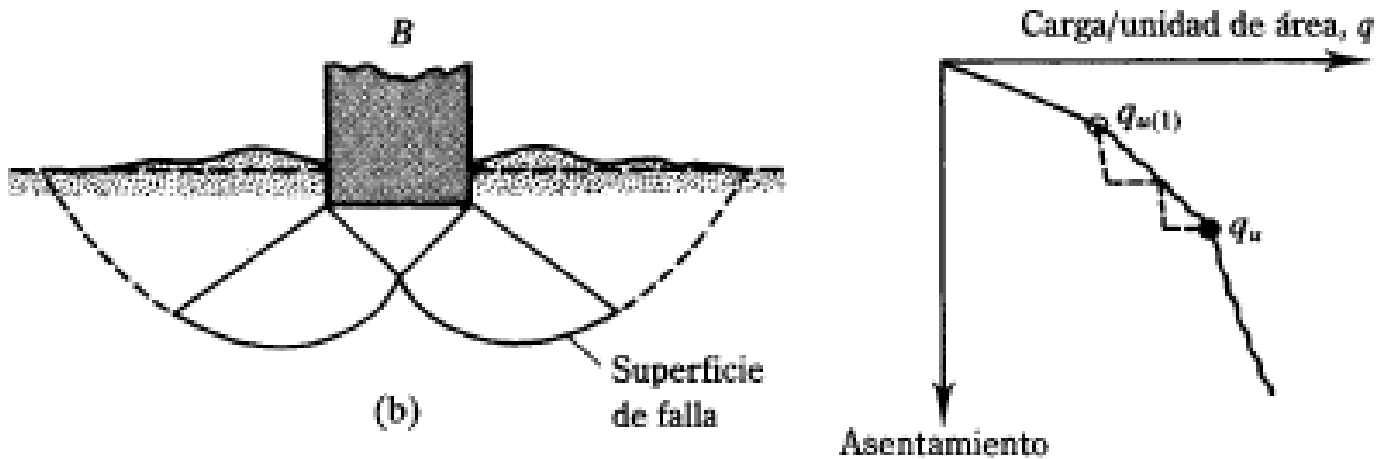


Fig. 6 Naturaleza en suelo por capacidad de carga, (b) Falla local por corte.

- **Factor de seguridad.**

(E050- Cap. 3 Art. 21) El cálculo de la capacidad de carga admisible q_{adm} es el resultado de el cociente de la capacidad de carga última q_u y el factor de seguridad.

Los factores de seguridad mínimos que deberán tener las cimentaciones son los siguientes:

a) Para cargas estáticas : 3

b) Para sollicitación máxima de sismo o viento (La que sea más desfavorable):

2.5

- **Asentamiento.**

Dr. Jorge E. Alva Hurtado, El asentamiento es importante por tres razones: aspecto, condiciones de servicio y daños a la estructura.

Existen tres tipos de asentamientos:

- Asentamiento uniforme
- Inclinación
- Asentamiento no uniforme

¿Cuál es la relación que existe entre el asentamiento y el daño?

La magnitud del asentamiento diferencial depende del suelo y la estructura, generalmente el asentamiento diferencial máximo está relacionado con el asentamiento máximo de una zapata.

El asentamiento total admisible para zapatas de edificios comerciales es de 1 pulgada.

Los métodos disponibles para obtener el asentamiento admisible se basan en aplicaciones empíricas de la teoría de la elasticidad y aplicando la ley de Hooke.

1.2.4. ALBAÑILERIA CONFINADA.

Es un sistema estructural generalmente muy usado en nuestra región, el empleo de este sistema se encuentra normado por nuestro R.N.E. E070.

Se caracteriza por el empleo de unidades prismáticas de arcilla cocida, las cuales pueden ser sólidas, huecas, alveolares o tubulares, y su fabricación

podrá ser de manera artesanal o industrial, dependiendo de las exigencias de la edificación.

Llevar como complemento elementos estructurales de **confinamiento**, en su caso columnas y vigas.

El material que se emplea para unir las unidades de albañilería es el mortero, la cual está compuesto por: Agua, Cemento y Agregado Fino, y en algunas ocasiones material estabilizante como la cal.

1.2.5. DISEÑO SISMORRESISTENTE.

RNE E060, El diseño sismorresistente consiste en una serie de pasos que se tienen que seguir para diseñar una edificación capaz de soportar y tener un buen comportamiento ante solicitaciones sísmicas.

La norma peruana E030 (DISEÑO SISMORRESISTENTES), nos brinda la información necesaria para nuestro diseño:

- **ZONIFICACIÓN SISMICA. (Z)**

La zonificación sísmica es la demarcación de las zonas con mayor riesgo sísmico y con una mayor probabilidad de ocurrencia de sismos.

- **FACTOR DE SUELO. (S)**

Es un coeficiente que depende del perfil de suelo, se pueden definir 4 tipos

de perfil:

- S_0 (Roca dura)
- S_1 (Roca o suelos muy rígidos)
- S_2 (Suelos intermedios)
- S_3 (Suelos blandos)

- CATEGORÍA DE EDIFICACIÓN Y FACTOR DE USO. (U)

Se sabe que todas las edificaciones que existen no tienen el mismo uso, ni están construidas para un mismo propósito, es por ello que las exigencias son diferentes.

No es lo mismo diseñar una edificación para un hospital, que diseñar una vivienda multifamiliar. La diferencia que el desempeño sísmico en un hospital debe ser mejor que en una vivienda, ya que las actividades que se realizan en un hospital no deben verse interrumpidas después de un evento sísmico, o en todo caso sirvan de refugio después de pasado el sismo.

Existen 4 tipos de categorías:

- | | | |
|---------------------------------|---------|------|
| ○ A (Edificaciones esenciales) | Factor: | 1.50 |
| ○ B (Edificaciones importantes) | Factor: | 1.30 |
| ○ C (Edificaciones comunes) | Factor: | 1.00 |
| ○ D (Edificaciones temporales) | | |

- COEFICIENTE DE AMPLIFICACIÓN SÍSMICA. (C)

Depende especialmente de los periodos T_P (periodo que define la plataforma del factor C) y T_L (periodo que define el inicio de la zona del factor C con desplazamiento constante)

$$\begin{array}{ll} T < T_P & C = 2,5 \\ T_P < T < T_L & C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P}{T} \right) \\ T > T_L & C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P \cdot T_L}{T^2} \right) \end{array}$$

Fig. 7 Coeficiente de Amplificación Sismica “C” RNE E030 Art. 14

- COEFICIENTE DE REDUCCIÓN SÍSMICA (R_0)

Cada sistema estructural tiene un comportamiento o reacción diferente ante un sismo, por ello el RNE E030 clasificó los sistemas estructurales con un factor diferente para cada uno. Ahora toma importancia también las irregularidades en planta y en altura de la edificación, ya que, si una edificación fuese irregular se castigará con un factor adicional de reducción.

Tabla N° 7 SISTEMAS ESTRUCTURALES	
Sistema Estructural	Coefficiente Básico de Reducción R_0 (*)
Acero:	
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	5
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	4
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)	7
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)	4
Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)	8
Concreto Armado:	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
Albañilería Armada o Confinada	3
Madera	7(**)

(*) Estos coeficientes se aplican 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 diseño por esfuerzos admisibles.

Fig. 8 Coeficiente de Reducción Sísmica “R” RNE E030 Art. 14

- PERIODO FUNDAMENTAL DE VIBRACIÓN (T)

El periodo fundamental de vibración viene a ser, el tiempo que toma un ciclo de oscilación, además está relacionado a la masa, rigidez y frecuencia fundamental, presenta varias formas modales, de las cuales la más importantes es la primera, porque define el periodo de vibración de la estructura (Bazán y Meli, 2010).

Resonancia: Viene a ser un efecto de la estructura, producto de que el periodo fundamental de la estructura (T), alcanza el mismo valor del periodo del suelo (T_p), haciendo que la estructura cree un efecto de resonancia y vibración amplificando los daños.

- IRREGULARIDAD.

Es la configuración de la edificación con ciertas deficiencias y que no genera un eficaz comportamiento sísmico.

Para poder realizar un diseño sismorresistente se debe evitar tener irregularidades en la edificación, existen dos tipos de irregularidad:

- Irregularidad en Planta (I_p)
- Irregularidad en Altura (I_a)

- PESO SISMICO.

Se calcula adicionando a la carga permanente (Carga muerta), un porcentaje de la carga viva o sobrecarga.

- DESPLAZAMIENTOS LATERALES

Producto del sismo se producen desplazamientos en la estructura, estos desplazamientos ocurren en ambas direcciones y tiene un límite admisible dependiendo del tipo de sistema estructural.

El RNE E030, nos indica en la tabla N°11 los Límites para distorsión del entrepiso.

Tabla N° 11 LÍMITES PARA LA DISTORSIÓN DEL ENTREPISO	
Material Predominante	(Δ_i / h_{ei})
Concreto Armado	0,007
Acero	0,010
Albañilería	0,005
Madera	0,010
Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0,005

Fig. 9 Desplazamientos laterales relativos admisibles RNE E030 Art. 32

1.3. MARCO LEGAL.

1.3.1. NTP E020 (CARGAS).

CAPITULO 3 (CARGA VIVA)

Las edificaciones y todas sus partes deberán ser capaces de resistir las cargas que les impongan como consecuencia de su uso previsto. Estas actuarán en las combinaciones que excedan los señalados para cada material estructural en su Norma de diseño específica.

En ningún caso las cargas empleadas en el diseño menores que los valores mínimos establecidos en esta Norma.

Artículo 6.- Carga viva del piso,

(Tabla 1- Cargas vivas mínimas repartidas).

ANEXO 1 (PESOS UNITARIOS)

1.3.2. NTP E030 (DISEÑO SISMORRESISTENTE).

CAPITULO II (PELIGRO SISMICO)

Articulo 10.- Zonificación,

(Tabla N° 1- Factores de Zona “Z”).

El territorio nacional se considera dividido en cuatro zonas. La zonificación propuesta se basa en la distribución espacial de la sismicidad observada, las características generales de los movimientos sísmicos y la atenuación de estos con la distancia epicentral, así como la en la información neotectónica.

Articulo 12.- Condiciones Geotécnicas,

12.1. Perfiles de suelo

Articulo 13.- Parámetros de Sitio S , T_P y T_L

(Tabla N° 3- Factor de Suelo “S”, Tabla N° 4- Periodos “ T_P ” y “ T_L ”).

Articulo 14.- Factor de Amplificación Sísmica (C).

CAPITULO III (CATEGORÍA, SISTEMA ESTRUCTURAL Y REGULARIDAD DE LAS EDIFICACIONES)

Articulo 15.- Categoría de las Edificaciones y Factor de Uso “U” (Tabla N° 5).

Artículo 16.-Sistemas Estructurales.

Artículo 17.- Categoría y sistemas estructurales.

Artículo 18.- Sistemas Estructurales y coeficiente básico de reducción de las fuerzas sísmicas.

Artículo 19.- Regularidad Estructural

Artículo 20.- Factores de Irregularidad (I_P , I_A)

CAPITULO IV (ANALISIS ESTRUCTURAL)

Artículo 26.- Estimación del Peso (P).

El Peso (P) se calcula adicionando a la carga permanente y total de la edificación un porcentaje de la carga viva o sobrecarga.

Artículo 28.- Análisis Estático o de Fuerzas Estáticas Equivalentes.

28.2 Fuerza Cortante en la Base,

28.3 Distribución de la fuerza Sísmica en Altura,

28.4 Periodo Fundamental de Vibración,

28.5 Excentricidad Accidental.

Artículo 29.- Análisis Dinámico Modal Espectral.

29.1 Modos de Vibración,

29.2 Aceleración Espectral,

29.4 Fuerza Cortante Mínima.

CAPITULO V (REQUISITOS DE RIGIDEZ, RESISTENCIA Y DUCTILIDAD)

Articulo 31.- Determinación de Desplazamientos Laterales.

Para estructuras regulares, los desplazamientos laterales se calculan 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 calculan multiplicando por 0.85 R los resultados obtenidos del análisis lineal elástico.

Articulo 32.- Determinación Laterales Relativos Admisibles

(Tabla N° 11 Límites para la distorsión del entrepiso)

1.3.3. NTP E050 (SUELOS Y CIMENTACIONES).

CAPITULO II (ESTUDIOS)

Articulo 13.- Información Previa.

13.5 De la obra a cimentar.

Articulo 14.- Técnicas de exploración de Campo para ITS Y EMS

14.1. Técnicas de Exploración de Campo (Tabla 2)

14.3 Correlación entre ensayos y propiedades de los suelos.

14.4 Tipos de Muestras.

14.5 Ensayos de Laboratorio (Tabla 5).

CAPITULO III (ANALISIS DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN)

Articulo 18.- Asentamientos.

Los asentamientos se estiman utilizando las fórmulas aceptadas por la mecánica de suelos a partir de parámetros obtenidos mediante los ensayos in situ o los ensayos de laboratorio.

Artículo 19.- Asentamiento Tolerable (Tabla 8).

Artículo 20.- Capacidad de carga.

Artículo 21.- Factor de seguridad frente a una falla por corte.

Artículo 22.- Presión admisible.

1.3.4. NTP E060 (CONCRETO ARMADO).

CAPITULO 8 (ANALISIS Y DISEÑO- CONSIDERACIONES GENERALES)

Artículo 8.1.- Métodos de diseño.

Para el diseño de estructuras de concreto armado se utilizará el Diseño por Resistencia. Deberá proporcionarse a todas las secciones de los elementos estructurales Resistencia de Diseño (ϕR_n) adecuadas, de acuerdo con las disposiciones de esta norma, utilizando los factores de carga (amplificación) y los factores de reducción de resistencia ϕ

Artículo 8.3.- Métodos de Análisis.

Artículo 8.4.- Redistribución de momentos en elementos continuos sometidos a flexión

Artículo 8.5.- Modulo de Elasticidad y Módulo de corte.

Artículo 8.8.- Columnas.

Artículo 8.9.- Disposiciones de la carga viva.

Artículo 8.10.- Disposiciones para vigas T.

CAPITULO 9 (REQUISITOS DE RESISTENCIA Y DE SERVICIO)

Las estructuras y los elementos estructurales deberán diseñarse para obtener en todas sus secciones **resistencias de diseño** (ϕR_n) por lo menos iguales a las **resistencias requeridas** (R_u), calculadas para la carga y fuerzas amplificadas en las combinaciones que se estipulan en esta Norma

Artículo 9.2.- Resistencia Requerida.

Artículo 9.3.- Resistencia de Diseño.

Artículo 9.4.- Resistencia Mínima del concreto estructural.

Artículo 9.5.- Resistencia de Diseño para Refuerzo.

Artículo 9.6.- Control de deflexiones.

Artículo 9.8.- Espaciamiento máximo de refuerzo.

Artículo 9.9.- Distribución del refuerzo por flexión en vigas y losas armadas en una dirección. Control de Fisuración

CAPITULO 10 (FLEXIÓN Y CARGA AXIAL)

Artículo 10.5.- Refuerzo mínimo en elementos sometidos a flexión.

Artículo 10.7.- Vigas de gran peralte.

Artículo 10.8.- Dimensiones de diseño para elementos a compresión.

Artículo 10.9.- Límites del refuerzo de elementos a compresión.

CAPITULO 11 (CORTANTE Y TORSIÓN)

Artículo 11.1.- Resistencia al cortante.

Artículo 11.3.- Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados.

Artículo 11.5.- Resistencia proporcionada por el refuerzo de cortante.

Artículo 11.10.- Disposiciones especiales para muros.

Artículo 11.12.- Disposiciones especiales para losas y zapatas.

CAPITULO 12 (LONGITUDES DE DESARROLLO Y EMPALMES DEL REFUERZO)

La tracción o compresión calculada en el refuerzo en cada sección de los elementos de concreto estructural, debe ser desarrollada hacia cada lado de dicha sección mediante una longitud embebida en el concreto (longitud de anclaje), gancho, dispositivo mecánico o una combinación de ellos

Artículo 12.2.- Longitud de desarrollo de barras corrugadas y de alambres corrugados a tracción

(Tabla 12.1).

Artículo 12.3.- Longitud de desarrollo de barras corrugadas y de alambres corrugados a compresión.

Artículo 12.5.- Desarrollo de ganchos estándar en tracción.

Artículo 12.10.- Desarrollo del refuerzo para flexión- generalidades.

Artículo 12.11.- Desarrollo del refuerzo para momento positivo.

Artículo 12.12.- Desarrollo del refuerzo para momento negativo.

Artículo 12.14.- Empalmes del refuerzo.

CAPITULO 15 (ZAPATAS)

Artículo 15.2.- Cargas y reacciones.

Artículo 15.4.- Momentos flectores en zapatas.

Artículo 15.5.- Fuerza cortante en zapatas.

Artículo 15.6.- Desarrollo del refuerzo en zapatas.

Artículo 15.7.- Peralte mínimo de las zapatas.

CAPITULO II.

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN.

2.1. SITUACIÓN PROBLEMÁTICA.

El Perú se encuentra ubicada en el cinturón de fuego, caracterizada por una alta sismicidad. La subducción de la Placa de Nazca en la Placa Sudamericana provoca terremotos, maremotos y actividad volcánica, que pone en riesgo la vida de las personas.

Aproximadamente se registran en esta zona del continente el 85% de los movimientos sísmicos a nivel mundial, así lo demuestra los “Sismos históricos más importantes con influencia en la cuenca del Río Ica” que a continuación se presentará:

FECHA	DESCRIPCIÓN
13-05-1647	(Pueblo viejo Ica). La villa (segunda traza) en Ica, quedó destruida.
12-06-1664	A las 4:15 a.m. horas. Fuerte movimiento sísmico, la ciudad de Ica quedó destruida y murieron más de 300 personas.
30-03-1813	A las 4:30 horas. Sismo que destruyó casas y templos murieron 32 personas. Se formaron grandes grietas en el cauce del río del cual surgió gran cantidad de lodo. La intensidad en Ica fue de grado VII.
27-06-1847	A las 20:15 horas. Daños en Ica por violento temblor. Destruyó casas
21-11-1901	A las 14:19 horas. Fuerte sismo en Ica fue sentido en Huacho, Supe, Chala y Lima tuvo gran duración. La intensidad en Ica fue de grado VI.
23-02-1997	A las 15:17 horas: Sacudida principal en un área aproximada de 1006,000 km ² . La intensidad en Ica fue de

	grado V.
20-09-1915	A las 17:28 horas. Intenso sismo en Ica, Palpa solo causó alarma.
09-12-1932	A las 3:36 sismo de carácter regional con un área aproximada de 180,000 km ² , que abarcó todo el departamento de Ica y parte del departamento de Lima.
24-08-1942	A las 17:51 horas. Terremoto en la región limítrofe de los departamentos de Ica y Arequipa entre los paralelos 14° y 16° latitud Sur. Intensidad IX MM.
09-12-1950	A las 21:50 horas. Fuerte sismo en Ica, lo que ocasionó 4 muertos, 12 heridos y averías de consideración en construcciones de adobe.
03-05-1952	A las 19:14 horas. Fuerte y prolongado sismo a la altura del paralelo 14° de latitud sur grado V-VI MM.
27-01-1961	A las 22:25 horas Estremecimiento de tierra en las poblaciones costeras comprendidas entre Lima y Nazca. Ligeramente destructor en Ica
28-09-1968	A las 8:54 horas. Fuerte sismo que dañó las construcciones antiguas de Pisco- Chíncha e Ica, grado VI escala MM. Sentido fuertemente en Lima, Huacho y San Mateo
31-05-1970	Sismo catastrófico con epicentro en el departamento de Ancash que afectó en menor intensidad a Ica.
10-06-1971	A las 11:47 horas, intenso sismo sacudió: Huánuco, Junín, Chíncha, Ica y Lima. Se estimó una intensidad de III-IV MM.
03-10-1974	A las 9:21 horas, los efectos destructores del sismo se extendieron a, Chíncha, Mala, Cañete, Pisco e Ica; con un saldo de 13 muertos y numerosos heridos. Se observaron asentamientos.
12-11-1996	A las 12:00 horas. Sacudió las poblaciones comprendidas entre: Ica, Arequipa, Ayacucho, Huancavelica, etc. Con efectos destructores en Nazca. En Ica fueron dañadas las casas de adobe y algunas estructuras de entidades importantes como el Banco de Crédito, el Hotel Sol de Ica, entre otros. Con una magnitud de 6.4 en la escala de Richter y una intensidad de VII en la escala de Mercalli
23-06-2001	A las 20:33 horas, un terremoto ocurrido en Ocoña- Arequipa afectó de manera considerable a la región de Ica

	con viviendas desplomadas y considerable daño en su estructura, el sismo tuvo un grado de 8.4 en la escala de Richter
15-08-2007	El último sismo que se tiene registro, ocurrido en Ica a las 18:41 horas, más de 550 personas murieron por causa del desplome de iglesias y casas, tuvo una magnitud de 7.9 grados en la escala de Richter y afectaron a los departamentos de Lima, Ayacucho, Arequipa, Huancavelica, con daños medianamente severos.

Fuente INGEMMET: Estudio Geodinámico de la Cuenca del Río Ica

Por ello, los registros nos dejan como recordatorio que los sismos nos van a acompañar al largo del trayecto de nuestra vida, y nosotros como ingenieros es nuestra responsabilidad diseñar edificaciones que resistan estas solicitaciones, que tengan buen desempeño sísmico y que no ocurra fallas produciendo así pérdidas humanas.

Realizar un buen análisis sísmico implica estudiar a fondo empezando primero desde la cimentación, realizar los Estudios de Mecánica de Suelos pertinentes para poder tener certeza de donde se va a fundir mi cimentación, las propiedades físicas y la capacidad resistiva.

Es importante respetar los límites de desplazamiento lateral permisible que nuestra norma nos exige, los criterios de diseño en los elementos de concreto armado y evitar los efectos torsionales debido a las irregularidades de la estructura.

Teniendo en cuenta todo lo antes mencionado, con criterio y respetando la Norma Peruana, se logrará diseñar una edificación con buen desempeño

sísmico y evitando que la estructura colapse.

2.2. FORMULACIÓN DE PROBLEMAS.

2.2.1. PROBLEMA GENERAL.

¿En qué medida influye el Análisis Sísmico Estático y Dinámico para el Diseño Estructural de la I.E. N° 22485 del Centro Poblado de Yaurilla en el distrito de los Aquijes- Ica?

2.2.2. PROBLEMAS ESPECÍFICOS.

¿En qué medida influye la Capacidad Portante y las Condiciones Geotécnicas en el Análisis Sísmico Estático y Dinámico para el Diseño Estructural de la I.E. N° 22485 del Centro Poblado de Yaurilla en el distrito de los Aquijes- Ica?

¿En qué medida influye una Configuración Regular de la Edificación en el Análisis Sísmico Estático y Dinámico para el Diseño Estructural de la I.E. N° 22485 del Centro Poblado de Yaurilla en el distrito de los Aquijes- Ica?

¿En qué medida influye el Sistema Estructural Adoptado en el Análisis Sísmico Estático y Dinámico para el Diseño Estructural de la I.E. N° 22485 del Centro Poblado de Yaurilla en el distrito de los Aquijes- Ica?

¿En qué medida influye el Espectro de Respuesta Sísmica en el Análisis

Sísmico Estático y Dinámico para el Diseño Estructural de la I.E. N° 22485 del Centro Poblado de Yaurilla en el distrito de los Aquijes- Ica?

¿En qué medida influye los Desplazamientos Laterales de la Edificación en el Análisis Sísmico Estático y Dinámico para el Diseño Estructural de la I.E. N° 22485 del Centro Poblado de Yaurilla en el distrito de los Aquijes- Ica?

2.3. JUSTIFICACIÓN E IMPORTANCIA DE LA INVESTIGACIÓN.

2.3.1. JUSTIFICACIÓN.

Vivimos en una zona altamente sísmica, en el que las Edificaciones Educativas no deben verse perjudicadas cuando un evento sísmico ocurre o en todo caso tener un buen comportamiento sísmico con daños leves.

Las edificaciones educativas deberán de servir de refugio después de ocurrido un sismo, pudiese ser de gran magnitud.

El último sismo que ocurrió en nuestra región es el del 2007, nos develó que aún seguimos construyendo viviendas, locales, edificaciones en general en total informalidad y sin la supervisión de un profesional, sin ningún análisis del riesgo sísmico en que estamos.

La labor de realizar proyectos seguros es responsabilidad del Ingeniero Civil, evitar que las estructuras colapsen, y por eso es que se debe realizar un Análisis Sísmico Estático y Dinámico de las edificaciones.

2.3.2. IMPORTANCIA.

¿Quiénes serán los beneficiados de la investigación se realice? - En gran parte los beneficiados son la Comunidad Escolar de la I.E. N° 22485 del Centro Poblado de Yaurilla- Ica, pero hay que resaltar que es la población de Yaurilla la que se verá beneficiada porque contará con una Edificación con buen desempeño sísmico con pocas probabilidades de colapso y nulas pérdidas humanas.

¿de qué modo se verán beneficiados? – El uso de las instalaciones serán seguras, no tendrán fallas.

2.4. OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN.

2.4.1. OBJETIVO GENERAL.

Determinar la influencia del Análisis Sísmico Estático y Dinámico para el Diseño Estructural de la I.E. N° 22485 del Centro Poblado de Yaurilla en el distrito de los Aquijes- Ica

2.4.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS.

Determinar la influencia de la Capacidad Portante y las Condiciones Geotécnicas en el Análisis Sísmico Estático y Dinámico para el Diseño Estructural de la I.E. N° 22485 del Centro Poblado de Yaurilla en el distrito de los Aquijes- Ica

Determinar la influencia de la Configuración Regular de la Edificación en el Análisis Sísmico Estático y Dinámico para el Diseño Estructural de la I.E. N° 22485 del Centro Poblado de Yaurilla en el distrito de los Aquijes- Ica

Determinar la influencia del Sistema Estructural Adoptado en el Análisis Sísmico Estático y Dinámico para el Diseño Estructural de la I.E. N° 22485 del Centro Poblado de Yaurilla en el distrito de los Aquijes- Ica

Determinar la influencia del Espectro de Respuesta Sísmica en el Análisis Sísmico Estático y Dinámico para el Diseño Estructural de la I.E. N° 22485 del Centro Poblado de Yaurilla en el distrito de los Aquijes- Ica

Determinar la influencia de los Desplazamientos Laterales de la Edificación en el Análisis Sísmico Estático y Dinámico para el Diseño Estructural de la I.E. N° 22485 del Centro Poblado de Yaurilla en el distrito de los Aquijes- Ica

2.5. HIPOTESIS DE LA INVESTIGACIÓN.

2.5.1. HIPOTESIS GENERAL.

El Análisis Sísmico Estático y Dinámico influye en el Diseño Estructural de la I.E. N° 22485 del Centro Poblado de Yaurilla en el distrito de los Aquijes- Ica.

2.5.2. HIPOTESIS ESPECÍFICA.

La Capacidad Portante y las Condiciones Geotécnicas en el Análisis Sísmico Estático y Dinámico influyen en el Diseño Estructural de la I.E. N° 22485 del Centro Poblado de Yaurilla en el distrito de los Aquijes- Ica

La Configuración Regular de la Edificación en el Análisis Sísmico Estático y Dinámico influye en el Diseño Estructural de la I.E. N° 22485 del Centro Poblado de Yaurilla en el distrito de los Aquijes- Ica

El Sistema Estructural Adoptado en el Análisis Sísmico Estático y Dinámico influye en el Diseño Estructural de la I.E. N° 22485 del Centro Poblado de Yaurilla en el distrito de los Aquijes- Ica

El Espectro de Respuesta Sísmica en el Análisis Sísmico Estático y Dinámico influye en el Diseño Estructural de la I.E. N° 22485 del Centro Poblado de Yaurilla en el distrito de los Aquijes- Ica

Los Desplazamientos Laterales de la Edificación en el Análisis Sísmico Estático y Dinámico influye en el Diseño Estructural de la I.E. N° 22485 del Centro Poblado de Yaurilla en el distrito de los Aquijes- Ica

2.6. VARIABLES DE LA INVESTIGACIÓN.

2.6.1. IDENTIFICACIÓN DE VARIABLES.

VARIABLE INDEPENDIENTE:

“EL ANÁLISIS SISMICO ESTATICO Y DINAMICO”

VARIABLE DEPENDIENTE:

“EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA I.E. N° 22485 DEL CENTRO
POBLADO DE YAURILLA EN EL DISTRITO DE LOS AQUIJES- ICA”

CAPITULO III.

ESTRATEGIA METODOLÓGICA/ METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN

3.1. TIPO Y DISEÑO DE INVESTIGACIÓN.

3.1.1. TIPO DE INVESTIGACIÓN.

EXPERIMENTAL.

Que consiste en diseñar, configurar, estructurar los pabellones de la I.E N° 22485, buscando que la estructura tenga una buena respuesta ante sollicitaciones Sísmicas.

En esta parte se experimentará modelando la estructura, ajustando el diseño en cuanto se refiere a la regularidad, sistema estructural, niveles de entepiso y observar que los datos que nos arroje sean lo esperado.

3.1.2. DISEÑO DE INVESTIGACIÓN

El diseño de investigación es un plan o una estrategia que tiene como finalidad la obtención de resultados de la investigación, en la cual se somete a prueba las hipótesis.

3.2. POBLACIÓN Y MUESTRA MATERIA DE INVESTIGACIÓN.

3.2.1. POBLACIÓN DE ESTUDIO.

06 Pabellones de la I.E. N° 22485 del Centro Poblado de Yaurilla - Ica

3.2.2. MUESTRA DE ESTUDIO.

06 Pabellones de la I.E. N° 22485 del Centro Poblado de Yaurilla - Ica

CAPITULO IV

TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE INVESTIGACIÓN.

4.1. TECNICAS DE RECOLECCIÓN DE DATOS.

(Roberto Hernández Sampieri, Carlos Fernández- Collado, Pilar Baptista Lucio, 2006). La recolección de datos implica elaborar un plan detallado de procedimientos que nos conduzca a reunir datos con propósito específico. Este plan incluye determinar:

¿Cuáles son las fuentes de donde vamos a obtener los datos?

De los pabellones de la I.E. 22485

¿Dónde se localizan tales fuentes?

En el Centro Poblado de Yaurilla en el distrito de Los Aquijes- Ica

¿A través de que técnica vamos a recolectar los datos?

A través de la observación, por medio Estructurada, realizamos las anotaciones de campo que se han traído desde el primer momento que se hicieron las Calicatas. Después se prosiguió con los ensayos en laboratorio, y apuntando todos los resultados en un cuaderno de notas.

4.2. INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS.

- Diario de Campo.
- Cuaderno de Notas.
- Plano catastral
- Dispositivos mecánicos (Cámara digital)
- Ensayos de Laboratorio.
- Estación Total
- Software para Modelado (ETABS, SAP2000, SAFE)
- Excel.

4.3. TECNICAS DE PROCESAMIENTO DE DATOS, ANALISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS.

El tipo de análisis que se efectuará es el Cuantitativo. Y la técnica que se ha optado para el procesamiento de datos es la formulación de organizadores visuales.

CAPITULO V

PRESENTACIÓN, INTERPRETACIÓN Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS.

5.1. PRESENTACIÓN E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS.

5.1.1. UBICACIÓN Y ASPECTOS DE LA ZONA EN INVESTIGACIÓN.

UBICACIÓN

El proyecto se encuentra ubicado en el Centro Poblado de Yaruilla, en el distrito de Los Aquijes- Ica. Para lo cual se colocaron puntos georeferenciados de la superficie del proyecto y puntos en donde se realizó la exploración de campo.



Fig. 10: Ubicación del Proyecto de Investigación.

Tabla N° 1 Coordenadas UTM de los puntos de exploración

PUNTO	ALTITUD (m.s.n.m.)	COORDENADAS	
		NORTE	ESTE
382	444.428	8'445,269.7792	426,398.6213
383	443.111	8'445,282.6223	426,374.8999
384	444.478	8'445,305.8991	426,434.6600

Fuente: Elaboración Propia

ASPECTOS GEOGRÁFICOS

El distrito de Los Aquijes se encuentra ubicado en el valle de Ica, a 8 Km. al sur de la ciudad de Ica a la altura del Km. 304 de la Panamericana Sur, y la provincia de Ica a 300 Km. de la Ciudad de Lima. El Valle de Ica tiene 30,000 Has de área cultivable a lo largo del Río Ica. Tiene una altitud de 475 msnm: se ubica en la latitud sur $13^{\circ}56'25''$, en la longitud oeste $75^{\circ}40'30''$, del meridiano de Greenwich.

ASPECTOS TOPOGRÁFICOS.

La topografía del Centro Poblado Yaurilla presenta pendiente ligeramente plana, el suelo en su gran parte es arcilloso y estable, pero también existe en los alrededores suelos arenosos y cerros con material aluvional.

Se realizó un Levantamiento topográfico y se determinó que casi en su totalidad el terreno en estudio ha sido un lugar de acopio de desmonte de construcción, lo cual lo hace una zona accidentada con montículos y depresiones, Para lo cual se requerirá de una eliminación del desmonte.

Además, existe una cantera antigua a casi 500 mt. De la zona en estudio, lo cual lo determina como una zona de influencia a la extracción y explotación de materiales de construcción.

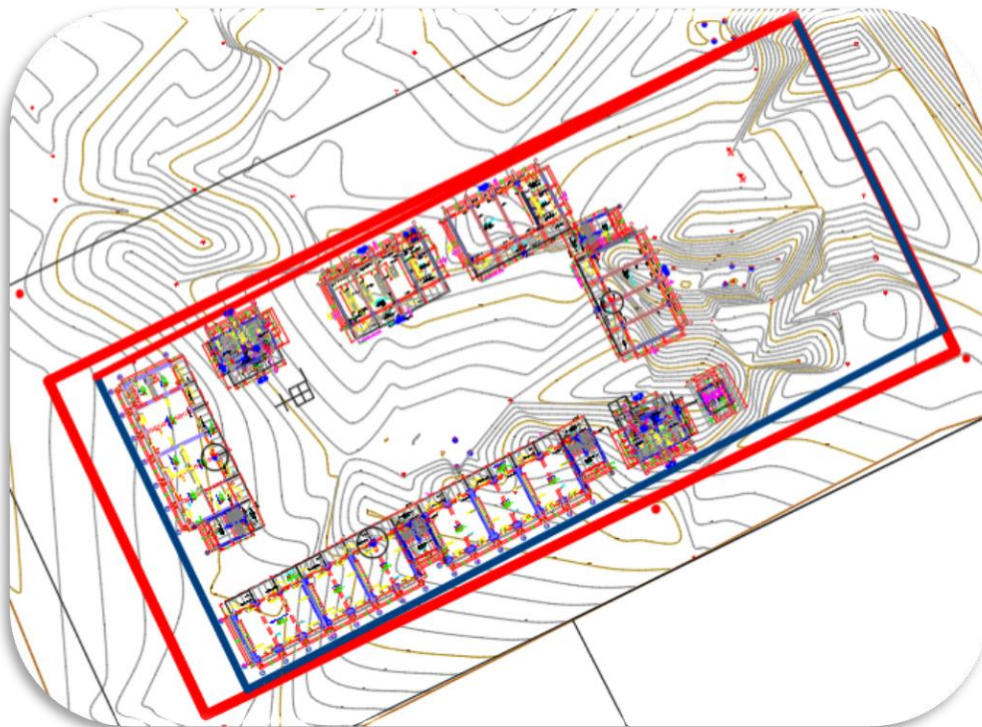


Fig. 11: Topografía de la zona de estudio.



Fig. 12: Ubicación de la zona en estudio

ASPECTOS HIDROLÓGICOS.

El principal curso de agua del valle es el río Ica, torrentera que se activa entre los meses de diciembre y abril, desde su margen izquierda sale el principal canal de regadío La Achirana, que permite regar una superficie de 10,000 Has, (poco menos de la tercera parte del valle).

El Distrito de Los Aquijes Se caracteriza por ser un clima con precipitación promedio anual de 150 mm. La causa de la deficiencia de lluvias en todas las estaciones del año se debe a la acción de la Corriente Oceánica Peruana, de aguas frías, la cual transmite su acción refrigerante al litoral costero a lo largo de su recorrido.

Las condiciones de aridez de esta gran faja costera, es decir, el desierto extremo, ha motivado que la agricultura que se practica en los valles aluviales que atraviesan transversalmente dicha región, se efectúe exclusivamente bajo la modalidad de riego. Pero, a su vez, las características térmicas favorables de este tipo climático han permitido la fijación de un cuadro de cultivos amplio y diversificado.

ASPECTOS URBANISTICOS.

El distrito de Los Aquijes está constituido por el Centro Urbano capital del mismo nombre: cuenta con 11 Caseríos y 19 anexos.

En la actualidad no se refleja en el distrito que haya un plan de desarrollo

urbano ni de reordenamiento. Lo que si se observa es que el distrito tiene grandes extensiones de cultivo dedicados a la agroexportación, la cual se encuentra cerca de las viviendas.

El distrito se encuentra dividido por caseríos y a la vez estos por sectores o anexos, las cuales llevan de nombre los apellidos con mayor predominancia.

La vía principal de transporte “Panamericana sur” atraviesa el distrito, poniendo en riesgo a la población.

Tabla Nº 2 Caseríos y Anexos del distrito de Los Aquijes

Caserío	Sector o Anexo
Cercado de Los Aquijes	Los Quispes Sector La Achirana Los Yupanquis Los Acuaches Los Ormeño La Girao
El Arenal	La Salcedo Los Valencia Huarangal Jaurangita Villa Valverde El Chinarro
Huamangilla	La Perla Buenavista San Martín
Los Piscontes	La Solano
Sunampe	San Antonio
Garganto	Panamericana
Tallamana	Los Mayautes
Centro poblado El Rosario	s / n
Pariña Chico	s / n
Jauranga	s / n
Yaurilla	s / n

Fuente: Municipalidad de los Aquijes

ASPECTOS DEMOGRÁFICOS.

El distrito los Aquijes cuenta con una población total de 16,298 habitantes, con un índice de masculinidad de 97.96%, la tasa de crecimiento interesal del distrito es de 2.70%, como resultados de los censos nacionales INEI del 2007.

Tabla N° 3 Distrito Los Aquijes: población, 2007 – 2019

AÑO	POBLACIÓN
2007	16298
2008	16738
2009	17190
2010	17654
2011	18131
2012	18621
2013	19124
2014	19640
2015	20170
2016	20715
2017	21274
2018	21848
2019	22438

Fuente: INEI- Censo Nacional 2007: XI Censo de Población y VI de Vivienda.

La población del Centro Poblado de Yaurilla, según el censo del año 2007 fue de 2380 habitantes y realizando las proyecciones con la tasa de crecimiento del Distrito de 2.70% se tiene que para el este año 2019 un total de 2868 habitantes.

Tabla N° 4 CC.PP Yaurilla, 2007 – 2019

AÑO	POBLACIÓN
2007	2380
2008	2444
2009	2510
2010	2578

2011	2648
2012	2719
2013	2792
2014	2867
2015	2944
2016	3023
2017	3105
2018	3189
2019	3275

Fuente: INEI- Censo Nacional 2007: XI Censo de Población y VI de Vivienda

5.1.2. ESTUDIO DE SUELOS PARA EL DISEÑO DE LAS CIMENTACIONES.

GENERALIDADES DEL ESTUDIO.

El objetivo del presente estudio de suelo es mostrar los trabajos realizados tanto en campo como en laboratorio, así como los resultados obtenidos.

Todos estos datos servirán para nuestro diseño de las estructuras de cimentación, aplicando los parámetros técnicos del Reglamento Nacional de Edificaciones, E050 (Suelos y cimentaciones).

NÚMERO DE PUNTOS DE EXPLORACIÓN

La edificación será destinada al funcionamiento de la Institución Educativa N° 22485, a continuación, se describirá el número de pabellones y el área que cuenta:

Tabla N° 5, N° de Pabellones con su área respectiva

PABELLÓN	1 ^{er} PISO (AREA m ²)	2 ^{do} PISO (AREA m ²)	TOTAL (AREA m ²)
I	217.88	277.11	494.99
II	185.57	235.83	421.40
III	125.34	158.70	284.04
IV	125.34	158.70	284.04
V	125.34	158.70	284.04
VI	185.57	235.83	421.40

Fuente: Elaboración Propia

¿Cuántos puntos de exploración debo realizar?

La Norma E050 nos menciona lo siguiente:

Tabla N° 6, Tipo de edificación u obra para determinar el número de puntos de exploración

TIPO DE EDIFICACIÓN U OBRA PARA DETERMINAR EL NÚMERO DE PUNTOS DE EXPLORACIÓN, VER SIGUIENTE TABLA					
DESCRIPCIÓN	DISTANCIA MAYOR ENTRE APOYOS *(m)	NÚMERO DE PISOS (incluidos sótanos)			
		≤3	4 a 8	9 a 12	≥12
APORTICADA DE ACERO	<12	III	III	III	II
PÓRTICOS Y/O MUROS DE CONCRETO	<10	III	III	II	I
MUROS PORTANTES DE ALBAÑILERÍA	<12	II	I	---	---
BASES DE MÁQUINAS Y SIMILARES	Cualquiera	I	---	---	---
ESTRUCTURAS ESPECIALES	Cualquiera	I	I	I	I
OTRAS ESTRUCTURAS	Cualquiera	II	I	I	I
- Cuando la distancia sobrepasa la indicada, se clasificará en el tipo de edificación inmediato superior.					
TANQUES ELEVADOS Y SIMILARES		≤ 9 m de altura	> 9m de altura		
		II	I		
PLANTAS DE TRATAMIENTO DE AGUA		III			
INSTALACIONES SANITARIAS DE AGUA Y ALCANTARILLADO EN OBRAS URBANAS		IV			

Fuente: Norma Técnica E050 (Suelos y Cimentaciones)

Tabla N° 7, Número de puntos de exploración

EL NÚMERO DE PUNTOS DE EXPLORACIÓN	
Tipo de edificación u otra (Tabla 6)	Número de puntos de exploración (n)
I	Uno por cada 225 m ² de área techada del primer piso
II	Uno por cada 450 m ² de área techada del primer piso
III	Uno por cada 900 m ² de área techada del primer piso *
IV	Uno por cada 100 m de instalaciones sanitarias de agua y alcantarillado en obras urbanas
Habilitación urbana para Viviendas Unifamiliares de hasta 3 pisos	3 por cada hectárea de terreno por habilitar

* Dentro de esta categoría se incluyen las plantas de tratamiento de agua en la que se considera en lugar de área techada, el área en planta de la misma.
 “n” nunca será menor que 3

Teniendo en cuenta lo antes mencionado y revisando los planos en arquitectura podemos observar lo siguiente:

Tabla N° 8, Número de puntos de exploración para nuestro proyecto de investigación

PABELLÓN	PROPUESTA INICIAL DE SISTEMA ESTRUCTURAL EJE X-X	PROPUESTA INICIAL DE SISTEMA ESTRUCTURAL EJE Y-Y	TIPO DE EDIFICACIÓN (MAS DEFAVORABLE)	1 ^{er} PISO (AREA m ²)
I	PORTICOS	MUROS PORTANTE DE ALBAÑILERÍA	II	217.88
II	PORTICOS	MUROS PORTANTE DE ALBAÑILERÍA	II	185.57
III	PORTICOS	MUROS PORTANTE DE ALBAÑILERÍA	II	125.34
IV	PORTICOS	MUROS PORTANTE DE ALBAÑILERÍA	II	125.34
V	PORTICOS	MUROS PORTANTE DE ALBAÑILERÍA	II	125.34
VI	PORTICOS	MUROS PORTANTE DE ALBAÑILERÍA	II	185.57
AREA TOTAL:				965.04
NUMERO DE PUNTOS DE EXPLORACIÓN: (AREA TOTAL/450)				2.14 = 3

Fuente: Elaboración Propia

El número de puntos de exploración que se ha realizado en el terreno para nuestro proyecto de investigación ha sido **3**.

PROFUNDIDAD MÍNIMA A ALCANZAR EN CADA PUNTO DE EXPLORACIÓN.

CIMENTACIÓN SUPERFICIAL SIN SÓTANO

$$P = D_f + z \dots (\text{Ec. 5.01})$$

D_f = En una edificación sin sótano, es la distancia vertical desde la superficie del terreno o desde el nivel del piso terminado, hasta el fondo de la cimentación (RNE E050).

H = Distancia vertical entre el nivel de piso terminado del sótano más profundo y la superficie del terreno natural (RNE E050).

z = 1,5 B; siendo B el ancho de la cimentación prevista de mayor área. (RNE E050).

Nota: Uno de los puntos debe llegar hasta el nivel más bajo de las estructuras soterradas más 3 m. En ningún caso p es menor de 3 m en el caso de estructuras sin sótano. (RNE E050).

La profundidad mínima que hemos considerado en nuestro proyecto de investigación es de 3.50 m. por debajo del nivel +0.00.

DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD DE CARGA.

ANALISIS DE LA DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS DENTRO DE LA MASA DE SUELO.

(Braja M. Das) En 1885, Boussinesq desarrolló las relaciones matemáticas para la determinación de los esfuerzos normales y de corte en un punto cualquiera dentro de medio homogéneos, elásticos e isotrópicos debido a una carga puntual concentrada localizada en la superficie.

$$\Delta P = \frac{3P}{2\pi z^2 \left(1 + \left(\frac{r}{z}\right)^2\right)^{5/2}} \quad \dots \text{(Ec. 5.02)}$$

Donde:

ΔP : Incremento de esfuerzo vertical.

P : Carga puntual de magnitud P

r : Radio de influencia.

z : Profundidad

Hacemos un metrado de cargas preliminar para obtener las presiones en el suelo en los 06 pabellones.

- Características y especificaciones generales:

Número de Pisos: N = 2

Altura de Entrepiso: h= 3.40 m.

Espesor de losa aligerada: e= 0.20 m.

Espesor de muros de albañilería: t= 0.13 m y 0.23 m.

- **Materiales:**

Tabla N° 9, Especificaciones de Albañilería

ALBAÑILERIA			
KING KONG TIPO	UNIDAD f' b (kg/cm2)	PILAS f' m (kg/cm2)	MODULO DE ELASTICIDAD Em (kg/cm2)
IV	55	35	500f' m 22,500

Fuente: Elaboración Propia

Tabla N° 10, Especificaciones del concreto

CONCRETO		
γ Peso específico (kg/m3)	f' c Resistencia a la compresión (kg/cm2)	MODULO DE ELASTICIDAD Ec (kg/cm2)
2400	210	$Ec = 15000\sqrt{f' c}$ 217,370.7

Fuente: Elaboración Propia

Tabla N° 11, Especificaciones del Acero de Refuerzo

ACERO DE REFUERZO		
GRADO	fy Esfuerzo de fluencia (kg/cm2)	MODULO DE ELASTICIDAD Es (kg/cm2)
60	4200	2'000,000

Fuente: Elaboración Propia

PABELLÓN 01

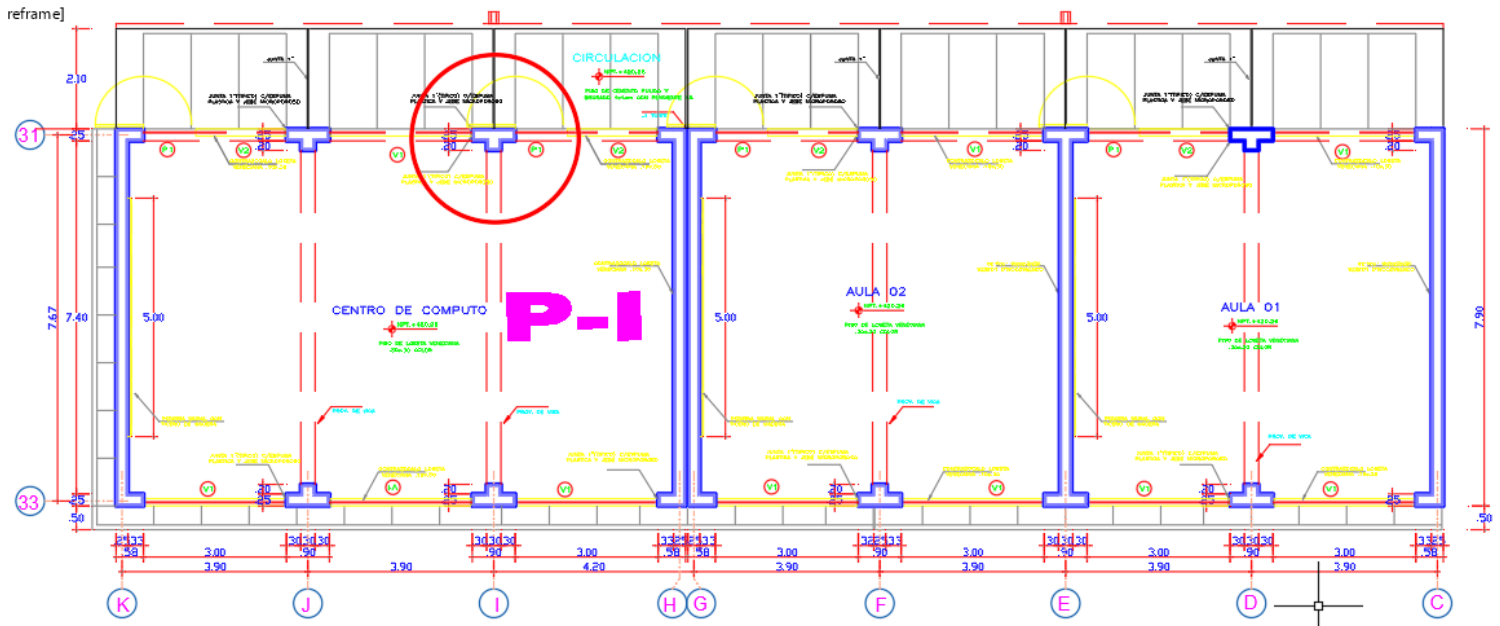


Fig. 13: Distribución en planta del Pabellón 01

Se ha seleccionado la columna en Tee que se encuentra ubicada entre el eje I-J y 31-31, que como se aprecia en la fig. 13 se encuentra dentro del círculo rojo.

Tabla N° 12, Cálculo de Peso Propio PAB-1

PESO PROPIO							
PISO	ELEMENTO ESTRUCTURAL	N° DE VECES	DIMENSIONES			PESO ESPECÍFICO γ (kg/m3)	PESO PARCIAL (Ton)
			Largo (m)	Ancho (m)	Altura (m)		
1	VIGA PERALTADA Y-Y	1	8.95	0.25	0.70	2400	3.76
	VIGA PERALTADA X-X	1	3.00	0.25	0.50	2400	0.90
	COLUMNA TEE	1	1.15	0.25	4.20	2400	2.90
	LOSA ALIGERADA e= 0.20 m	1	5.45	3.60		300 kg/m2	5.89
2	VIGA PERALTADA Y-Y	1	7.00	0.25	0.70	2400	2.94
	VIGA PERALTADA X-X	1	3.00	0.25	0.50	2400	0.90
	COLUMNA TEE	1	1.15	0.25	3.40	2400	2.35
	LOSA ALIGERADA e= 0.20 m	1	3.50	3.60		300 kg/m2	3.78
PESO TOTAL							23.42

Fuente: Elaboración Propia

Tabla N° 13, Cálculo de Carga Muerta PAB-1

CARGA MUERTA			
PISO	AREA TRIBUTARIA (m2)	SOBRE CARGA (kg/m2)	PESO PARCIAL (Ton)
1	19.62	Acabados: 100 Piso Terminado: 100	3.94
2	12.60	Pastelero: 100	1.26
PESO TOTAL			5.20

Fuente: Elaboración Propia

Tabla N° 14, Cálculo de Carga Viva PAB-1

CARGA VIVA			
PISO	AREA TRIBUTARIA (m2)	SOBRE CARGA (kg/m2)	PESO PARCIAL (Ton)
1	12.60	Aula: 250	3.15
	7.02	Corredores: 400	2.81
2	12.60	Mantenimiento: 100	1.26
PESO TOTAL			7.22

Fuente: Elaboración Propia

$$C.SERVICIO = D + L \dots (\text{Ec. 5.03})$$

D: Peso propio + Carga muerta

L: Carga viva

$$C.SERVICIO = 28.62 + 7.22 = 35.84 \text{ Ton.}$$

Cálculo de los esfuerzos dentro de la masa del suelo **Ec. 5.02**

$$\Delta p = \frac{3P}{2\pi z^2 \left(1 + \left(\frac{r}{z}\right)^2\right)^{5/2}}$$

Tabla N° 15, Cálculo de esfuerzos dentro de la masa de suelo PAB-1

Carga P (Ton)	z (m)	r (m)	Diferencial de Δp (kg/cm2)
35.84	0.00	0	∞
35.84	0.50	0	6.84
35.84	1.00	0	1.71
35.84	1.50	0	0.76

35.84	2.00	0	0.43
35.84	2.50	0	0.27

Fuente: Elaboración Propia

PABELLÓN 02

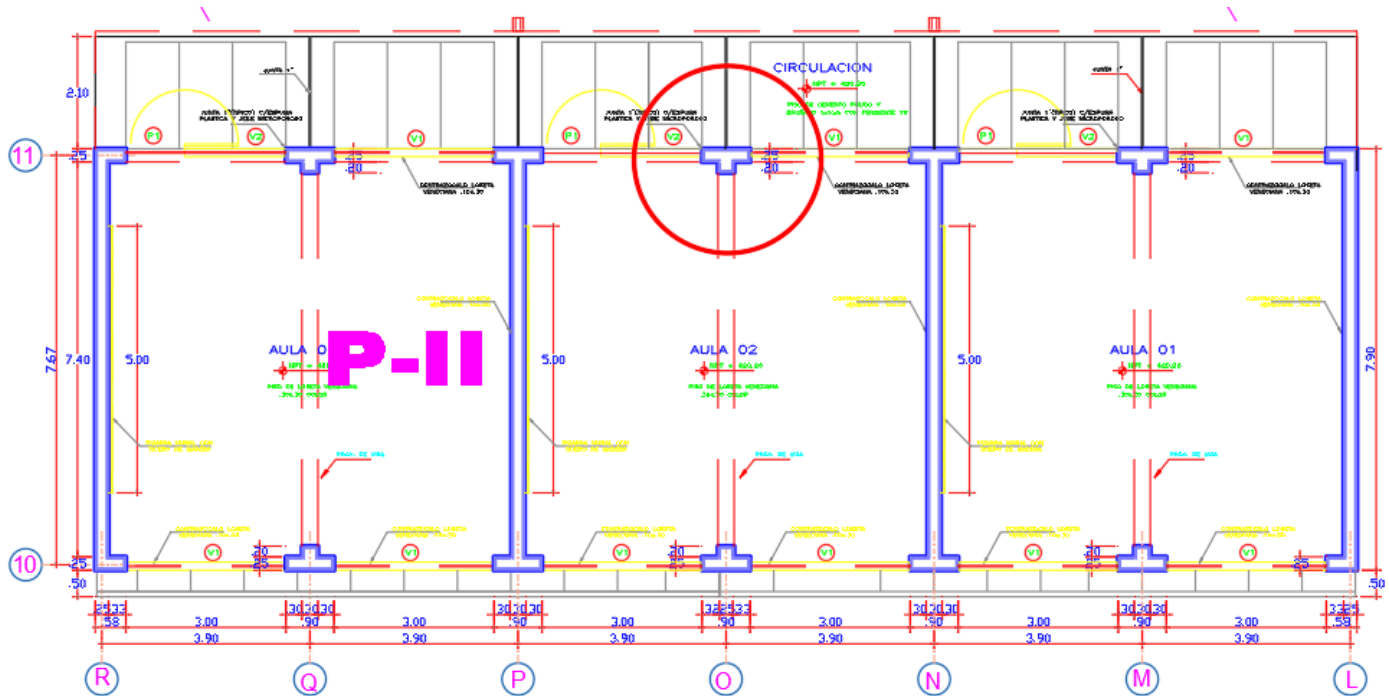


Fig. 14: Distribución en planta del Pabellón 02

Se ha seleccionado la columna en Tee que se encuentra ubicada entre el eje O-O y 11-11, que como se aprecia en la fig. 14 se encuentra dentro del círculo rojo.

Tabla N° 16, Cálculo de Peso Propio PAB-2

PESO PROPIO							
PISO	ELEMENTO ESTRUCTURAL	N° DE VECES	DIMENSIONES			PESO ESPECÍFICO γ (kg/m3)	PESO PARCIAL (Ton)
			Largo (m)	Ancho (m)	Altura (m)		
1	VIGA PERALTADA Y-Y	1	8.95	0.25	0.70	2400	3.76
	VIGA PERALTADA X-X	1	3.00	0.25	0.50	2400	0.90
	COLUMNA TEE	1	1.15	0.25	4.20	2400	2.27
	LOSA ALIGERADA e= 0.20 m	1	5.45	3.60		300 kg/m2	5.89
2	VIGA PERALTADA Y-Y	1	7.00	0.25	0.70	2400	2.94
	VIGA PERALTADA X-X	1	3.00	0.25	0.50	2400	0.90
	COLUMNA TEE	1	1.15	0.25	3.40	2400	1.84

	LOSA ALIGERADA e= 0.20 m	1	3.50	3.60		300 kg/m2	3.78
PESO TOTAL							23.42

Fuente: Elaboración Propia

Tabla N° 17, Cálculo de Carga Muerta PAB-2

CARGA MUERTA			
PISO	AREA TRIBUTARIA (m2)	SOBRE CARGA (kg/m2)	PESO PARCIAL (Ton)
1	19.62	Acabados: 100 Piso Terminado: 100	3.94
2	12.60	Pastelero: 100	1.26
PESO TOTAL			5.20

Fuente: Elaboración Propia

Tabla N° 18, Cálculo de Carga Viva PAB-2

CARGA VIVA			
PISO	AREA TRIBUTARIA (m2)	SOBRE CARGA (kg/m2)	PESO PARCIAL (Ton)
1	12.60	Aula: 250	3.15
	7.02	Corredores: 400	2.81
2	12.60	Mantenimiento: 100	1.26
PESO TOTAL			7.22

Fuente: Elaboración Propia

$$C.SERVICIO = 28.62 + 7.22 = 35.84 \text{ Ton.}$$

Cálculo de los esfuerzos dentro de la masa del suelo **Ec. 5.02**

$$\Delta p = \frac{3P}{2\pi z^2 \left(1 + \left(\frac{r}{z}\right)^2\right)^{5/2}}$$

Tabla N° 19, Cálculo de esfuerzos dentro de la masa de suelo PAB-2

Carga P (Ton)	z (m)	r (m)	Diferencial de Δp (kg/cm2)
35.84	0.00	0	∞
35.84	0.50	0	6.84
35.84	1.00	0	1.71
35.84	1.50	0	0.76
35.84	2.00	0	0.43
35.84	2.50	0	0.27

Fuente: Elaboración Propia

PABELLÓN 03

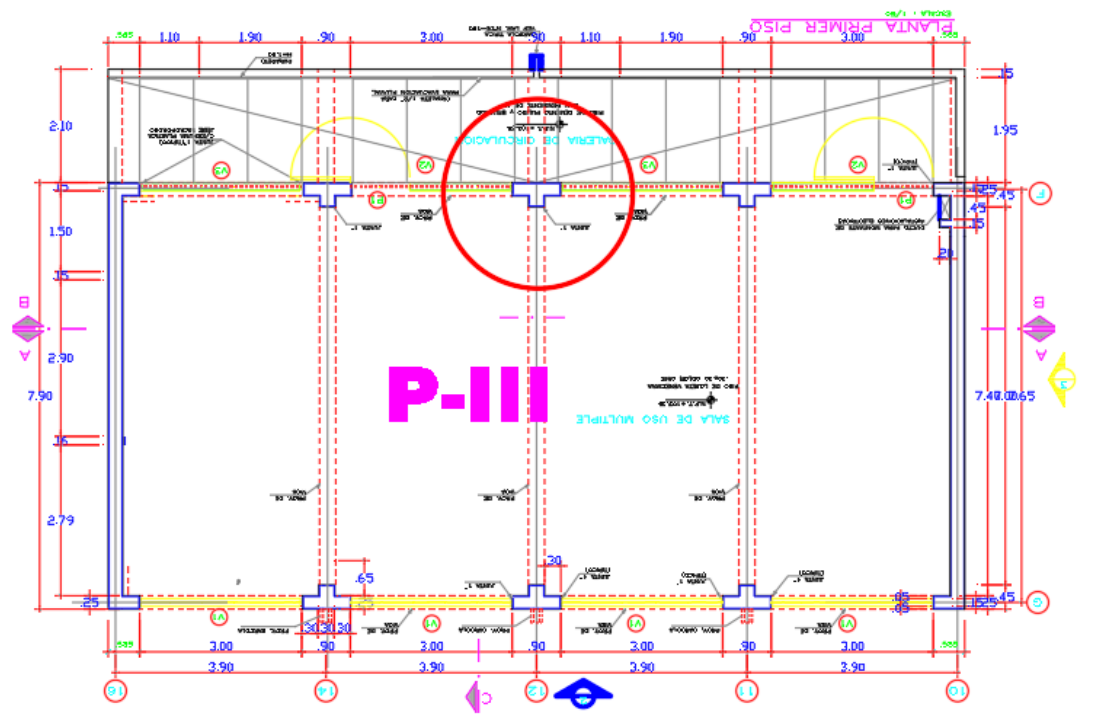


Fig. 15: Distribución en planta del Pabellón 03

Se ha seleccionado la columna en “T” que se encuentra ubicada entre el eje F-F y 12-12, que como se aprecia en la fig. 15 se encuentra dentro del círculo rojo.

Tabla N° 20, Cálculo de Peso Propio PAB-3

PESO PROPIO							
PISO	ELEMENTO ESTRUCTURAL	N° DE VECES	DIMENSIONES			PESO ESPECÍFICO γ (kg/m ³)	PESO PARCIAL (Ton)
			Largo (m)	Ancho (m)	Altura (m)		
1	VIGA PERALTADA Y-Y	1	8.95	0.25	0.70	2400	3.76
	VIGA PERALTADA X-X	1	3.00	0.25	0.50	2400	0.90
	COLUMNA TEE	1	1.15	0.25	4.20	2400	2.27
	LOSA ALIGERADA e= 0.20 m	1	5.45	3.60		300 kg/m ²	5.89
2	VIGA PERALTADA Y-Y	1	7.00	0.25	0.70	2400	2.94
	VIGA PERALTADA X-X	1	3.00	0.25	0.50	2400	0.90
	COLUMNA TEE	1	1.15	0.25	3.40	2400	1.84
	LOSA ALIGERADA e= 0.20 m	1	3.50	3.60		300 kg/m ²	3.78
PESO TOTAL							23.42

Fuente: Elaboración Propia

Tabla N° 21, Cálculo de Carga Muerta PAB-3

CARGA MUERTA			
PISO	AREA TRIBUTARIA (m2)	SOBRE CARGA (kg/m2)	PESO PARCIAL (Ton)
1	19.62	Acabados: 100 Piso Terminado: 100	3.94
2	12.60	Pastelero: 100	1.26
PESO TOTAL			5.20

Fuente: Elaboración Propia

Tabla N° 22, Cálculo de Carga Viva PAB-3

CARGA VIVA			
PISO	AREA TRIBUTARIA (m2)	SOBRE CARGA (kg/m2)	PESO PARCIAL (Ton)
1	12.60	Aula: 250	3.15
	7.02	Corredores: 400	2.81
2	12.60	Mantenimiento: 100	1.26
PESO TOTAL			7.22

Fuente: Elaboración Propia

$$C.SERVICIO = 28.62 + 7.22 = 35.84 \text{ Ton.}$$

Cálculo de los esfuerzos dentro de la masa del suelo **Ec. 5.02**

$$\Delta p = \frac{3P}{2\pi z^2 \left(1 + \left(\frac{r}{z}\right)^2\right)^{5/2}}$$

Tabla N° 23, Cálculo de esfuerzos dentro de la masa de suelo PAB-3

Carga P (Ton)	z (m)	r (m)	Diferencial de Δp (kg/cm2)
35.84	0.00	0	∞
35.84	0.50	0	6.84
35.84	1.00	0	1.71
35.84	1.50	0	0.76
35.84	2.00	0	0.43
35.84	2.50	0	0.27

Fuente: Elaboración Propia

PABELLÓN 04

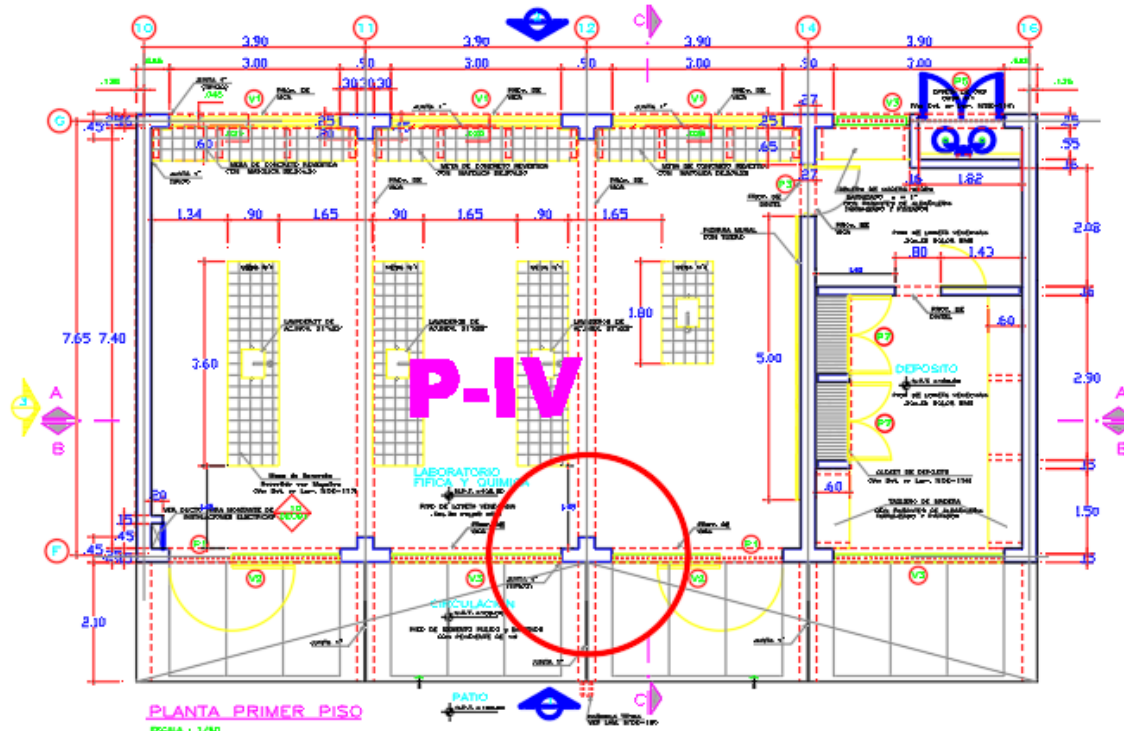


Fig. 16: Distribución en planta del Pabellón 04

Se ha seleccionado la columna en “T” que se encuentra ubicada entre el eje G-G y 12-12, que como se aprecia en la fig. 16 se encuentra dentro del círculo rojo.

Tabla N° 24, Cálculo de Peso Propio PAB-4

PESO PROPIO							
PISO	ELEMENTO ESTRUCTURAL	N° DE VECES	DIMENSIONES			PESO ESPECÍFICO γ (kg/m3)	PESO PARCIAL (Ton)
			Largo (m)	Ancho (m)	Altura (m)		
1	VIGA PERALTADA Y-Y	1	8.95	0.25	0.70	2400	3.76
	VIGA PERALTADA X-X	1	3.00	0.25	0.50	2400	0.90
	COLUMNA TEE	1	1.15	0.25	4.20	2400	2.27
	LOSA ALIGERADA e= 0.20 m	1	5.45	3.60		300 kg/m2	5.89
2	VIGA PERALTADA Y-Y	1	7.00	0.25	0.70	2400	2.94
	VIGA PERALTADA X-X	1	3.00	0.25	0.50	2400	0.90
	COLUMNA TEE	1	1.15	0.25	3.40	2400	1.84
	LOSA ALIGERADA e= 0.20 m	1	3.50	3.60		300 kg/m2	3.78
PESO TOTAL							23.42

Fuente: Elaboración Propia

Tabla N° 25, Cálculo de Carga Muerta PAB-4

CARGA MUERTA			
PISO	AREA TRIBUTARIA (m2)	SOBRE CARGA (kg/m2)	PESO PARCIAL (Ton)
1	19.62	Acabados: 100 Piso Terminado: 100	3.94
2	12.60	Pastelero: 100	1.26
PESO TOTAL			5.20

Fuente: Elaboración Propia

Tabla N° 26, Cálculo de Carga Viva PAB-4

CARGA VIVA			
PISO	AREA TRIBUTARIA (m2)	SOBRE CARGA (kg/m2)	PESO PARCIAL (Ton)
1	12.60	Laboratorios: 300	3.78
	7.02	Corredores: 400	2.81
2	12.60	Mantenimiento: 100	1.26
PESO TOTAL			7.85

Fuente: Elaboración Propia

$$C.SERVICIO = 28.62 + 7.85 = 36.47 \text{ Ton.}$$

Cálculo de los esfuerzos dentro de la masa del suelo **Ec. 5.02**

$$\Delta p = \frac{3P}{2\pi z^2 \left(1 + \left(\frac{r}{z}\right)^2\right)^{5/2}}$$

Tabla N° 27, Cálculo de esfuerzos dentro de la masa de suelo PAB-4

Carga P (Ton)	z (m)	r (m)	Diferencial de Δp (kg/cm2)
36.47	0.00	0	∞
36.47	0.50	0	6.97
36.47	1.00	0	1.74
36.47	1.50	0	0.77
36.47	2.00	0	0.44
36.47	2.50	0	0.28

Fuente: Elaboración Propia

PABELLÓN 05

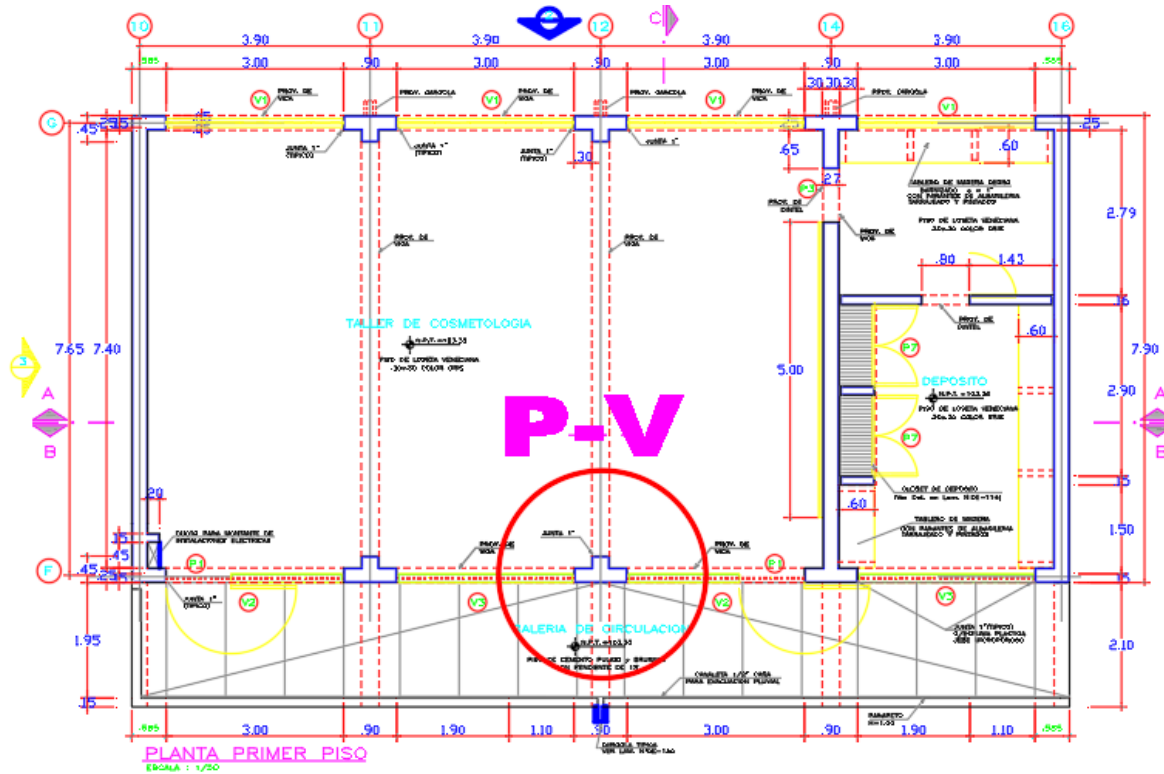


Fig. 17: Distribución en planta del Pabellón 05

Se ha seleccionado la columna en “T” que se encuentra ubicada entre el eje F-F y 12-12, que como se aprecia en la fig. 17 se encuentra dentro del círculo rojo.

Tabla N° 28, Cálculo de Peso Propio PAB-5

PESO PROPIO							
PISO	ELEMENTO ESTRUCTURAL	N° DE VECES	DIMENSIONES			PESO ESPECÍFICO y (kg/m3)	PESO PARCIAL (Ton)
			Largo (m)	Ancho (m)	Altura (m)		
1	VIGA PERALTADA Y-Y	1	8.95	0.25	0.70	2400	3.76
	VIGA PERALTADA X-X	1	3.00	0.25	0.50	2400	0.90
	COLUMNA TEE	1	1.15	0.25	4.20	2400	2.27
	LOSA ALIGERADA e= 0.20 m	1	5.45	3.60		300 kg/m2	5.89
2	VIGA PERALTADA Y-Y	1	7.00	0.25	0.70	2400	2.94
	VIGA PERALTADA X-X	1	3.00	0.25	0.50	2400	0.90
	COLUMNA TEE	1	1.15	0.25	3.40	2400	1.84
	LOSA ALIGERADA e= 0.20 m	1	3.50	3.60		300 kg/m2	3.78
PESO TOTAL							23.42

Fuente: Elaboración Propia

Tabla N° 29, Cálculo de Carga Muerta PAB-5

CARGA MUERTA			
PISO	AREA TRIBUTARIA (m2)	SOBRE CARGA (kg/m2)	PESO PARCIAL (Ton)
1	19.62	Acabados: 100 Piso Terminado: 100	3.94
2	12.60	Pastelero: 100	1.26
PESO TOTAL			5.20

Fuente: Elaboración Propia

Tabla N° 30, Cálculo de Carga Viva PAB-5

CARGA VIVA			
PISO	AREA TRIBUTARIA (m2)	SOBRE CARGA (kg/m2)	PESO PARCIAL (Ton)
1	12.60	Talleres: 350	4.41
	7.02	Corredores: 400	2.81
2	12.60	Mantenimiento: 100	1.26
PESO TOTAL			8.48

Fuente: Elaboración Propia

$$C.SERVICIO = 28.62 + 8.48 = 37.10 \text{ Ton.}$$

Cálculo de los esfuerzos dentro de la masa del suelo **Ec. 5.02**

$$\Delta p = \frac{3P}{2\pi z^2 \left(1 + \left(\frac{r}{z}\right)^2\right)^{5/2}}$$

Tabla N° 31, Cálculo de esfuerzos dentro de la masa de suelo PAB-5

Carga P (Ton)	z (m)	r (m)	Diferencial de Δp (kg/cm2)
37.10	0.00	0	∞
37.10	0.50	0	7.09
37.10	1.00	0	1.77
37.10	1.50	0	0.79
37.10	2.00	0	0.44
37.10	2.50	0	0.28

Fuente: Elaboración Propia

PABELLÓN 06

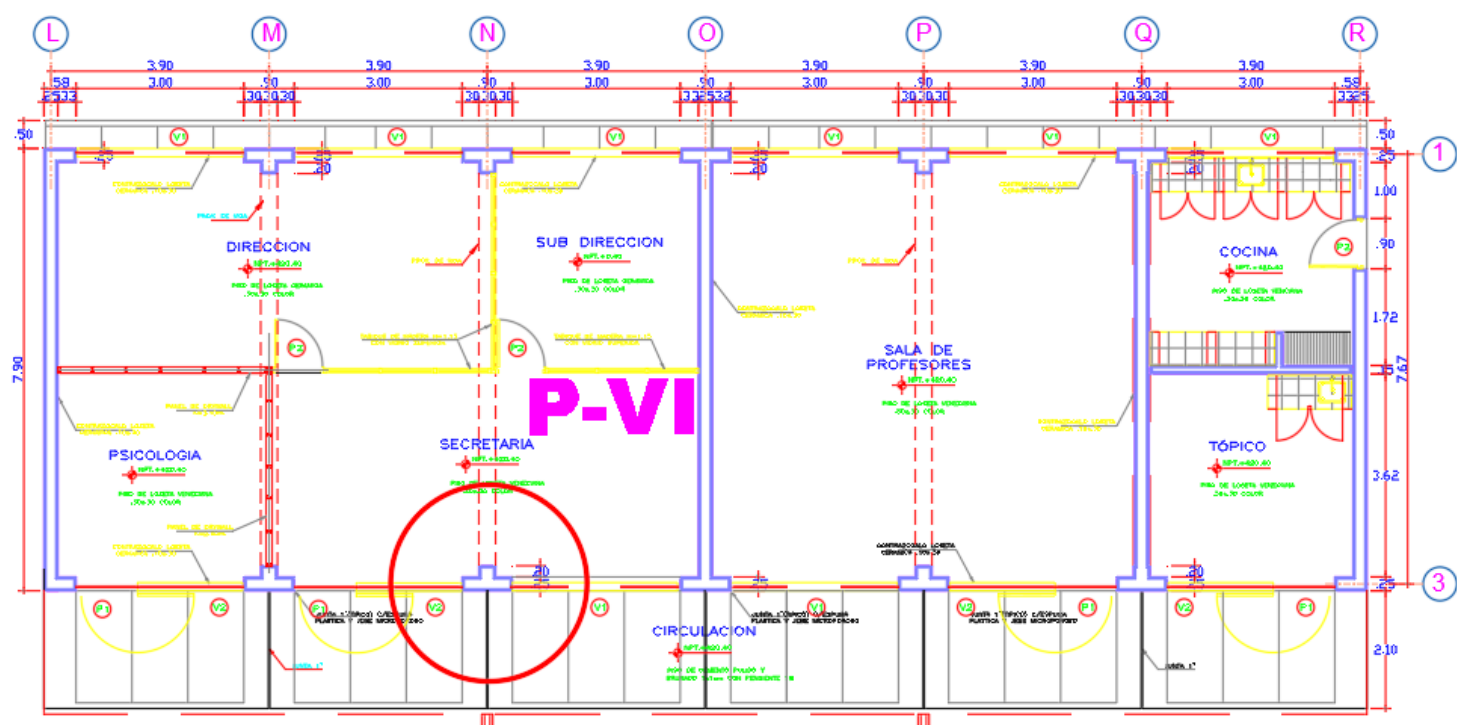


Fig. 18: Distribución en planta del Pabellón 06

Se ha seleccionado la columna en “T” que se encuentra ubicada entre el eje N-N y 3-3, que como se aprecia en la fig. 18 se encuentra dentro del círculo rojo.

Tabla N° 32, Cálculo de Peso Propio PAB-6

PESO PROPIO							
PISO	ELEMENTO ESTRUCTURAL	N° DE VECES	DIMENSIONES			PESO ESPECÍFICO y (kg/m3)	PESO PARCIAL (Ton)
			Largo (m)	Ancho (m)	Altura (m)		
1	VIGA PERALTADA Y-Y	1	8.95	0.25	0.70	2400	3.76
	VIGA PERALTADA X-X	1	3.00	0.25	0.50	2400	0.90
	COLUMNA TEE	1	1.15	0.25	4.20	2400	2.27
	LOSA ALIGERADA e= 0.20 m	1	5.45	3.60		300 kg/m2	5.89
2	VIGA PERALTADA Y-Y	1	7.00	0.25	0.70	2400	2.94
	VIGA PERALTADA X-X	1	3.00	0.25	0.50	2400	0.90
	COLUMNA TEE	1	1.15	0.25	3.40	2400	1.84
	LOSA ALIGERADA e= 0.20 m	1	3.50	3.60		300 kg/m2	3.78
PESO TOTAL							23.42

Fuente: Elaboración Propia

Tabla N° 33, Cálculo de Carga Muerta PAB-6

CARGA MUERTA			
PISO	AREA TRIBUTARIA (m2)	SOBRE CARGA (kg/m2)	PESO PARCIAL (Ton)
1	19.62	Acabados: 100 Piso Terminado: 100	3.94
2	12.60	Pastelero: 100	1.26
PESO TOTAL			5.20

Fuente: Elaboración Propia

Tabla N° 34, Cálculo de Carga Viva PAB-6

CARGA VIVA			
PISO	AREA TRIBUTARIA (m2)	SOBRE CARGA (kg/m2)	PESO PARCIAL (Ton)
1	12.60	Biblioteca: 300	3.78
	7.02	Corredores: 400	2.81
2	12.60	Mantenimiento: 100	1.26
PESO TOTAL			7.85

Fuente: Elaboración Propia

$$C.SERVICIO = 28.62 + 7.85 = 36.47 \text{ Ton.}$$

Cálculo de los esfuerzos dentro de la masa del suelo **Ec. 5.02**

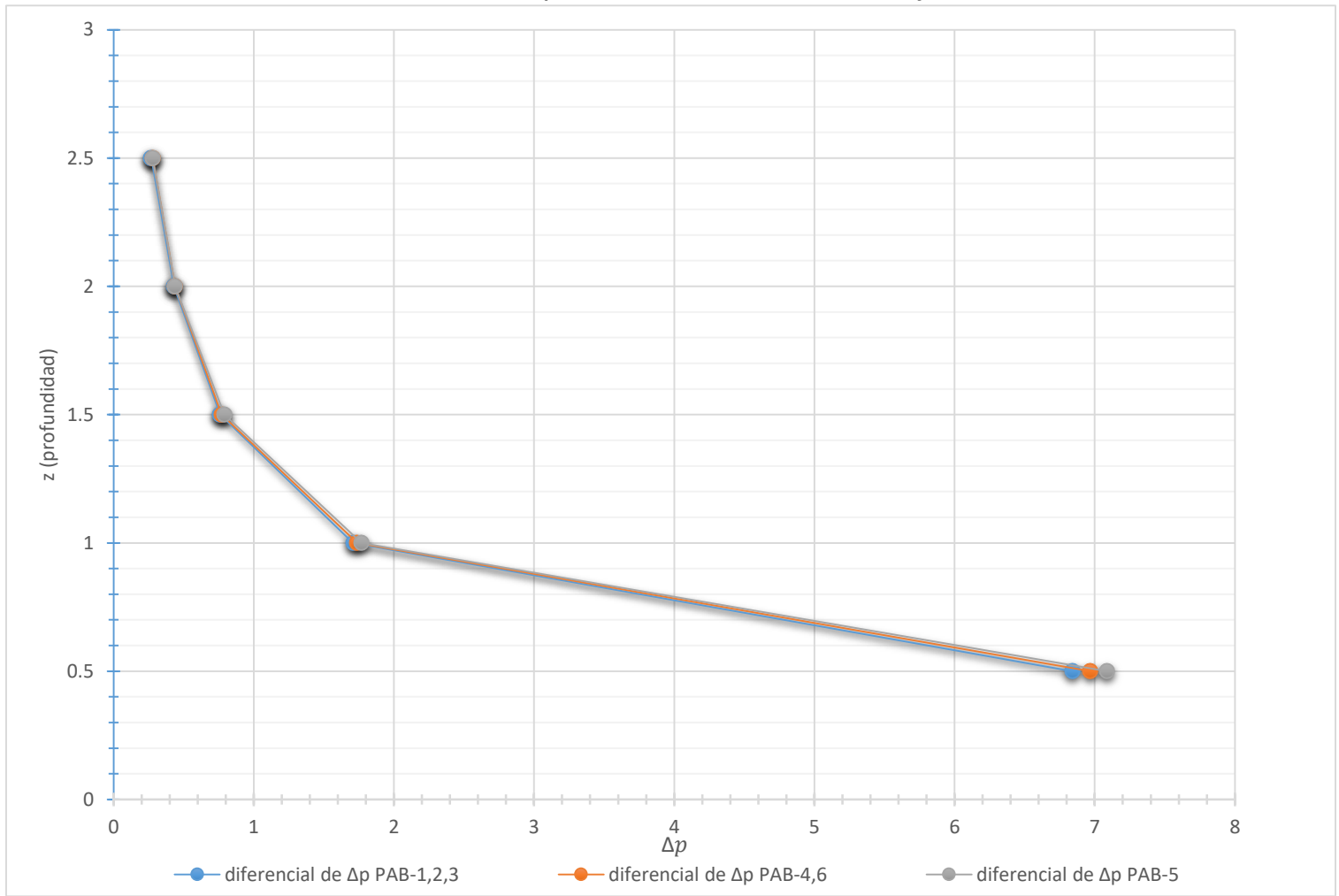
$$\Delta p = \frac{3P}{2\pi z^2 \left(1 + \left(\frac{r}{z}\right)^2\right)^{5/2}}$$

Tabla N° 35, Cálculo de esfuerzos dentro de la masa de suelo PAB-6

Carga P (Ton)	z (m)	r (m)	Diferencial de Δp (kg/cm2)
36.47	0.00	0	∞
36.47	0.50	0	6.97
36.47	1.00	0	1.74
36.47	1.50	0	0.77
36.47	2.00	0	0.44
36.47	2.50	0	0.28

Fuente: Elaboración Propia

Gráfico N° 1, Comparación de la distribución de esfuerzos dentro de la masa de suelo para los Pabellones 1,2,3,4,5 y 6



Fuente: Elaboración Propia

Se observa en la gráfica que la distribución de esfuerzos dentro de la masa del suelo desciende desde un máximo hasta un mínimo a medida que aumenta la profundidad, se realizó la comparación entre los pabellones y se obtuvo que hasta una profundidad de 2.50 m. la distribución de esfuerzos es casi la misma, y que el Pabellón 5 tuvo más esfuerzo a 0.50 m. que los demás pabellones debido a que el metrado de cargas fue mayor.

CÁLCULO DE LA CARGA DE ROTURA POR CORTE.

La teoría de Terzaghi cubre el caso más general se suelos con cohesión y fricción y su impacto en la mecánica de suelos es tal, que en la actualidad es muy utilizado para la capacidad de carga.

Terzaghi en su propuesta no considera los efectos del suelo por arriba del fondo de la cimentación y puede ser remplazado por una sobrecarga equivalente efectiva, esto no es estrictamente cierto ya que la posición de superficie de falla teórica es algo diferente, sin embargo, se ha demostrado que esta hipótesis conduce a resultados satisfactorios.

Se tiene que:

$$Qu = 1.3CNc + qNq + 0.4\gamma BN\gamma \text{ (Cimentación cuadrada) ... (Ec. 5.03)}$$

Para cimentaciones que exhiben falla local por corte en suelos, Terzaghi sugirió modificaciones en la Ec. 5.03

$$Qu = 0.867CN'c + qN'q + 0.4\gamma BN'\gamma \text{ (Cimentación cuadrada) ... (Ec. 5.04)}$$

$$Nc = \cot\phi(Nq - 1) \dots \text{(Ec. 5.05)}$$

$$Nq = \tan^2(45 + \frac{\phi}{2})e^{\pi \tan\phi} \dots \text{(Ec. 5.06)}$$

$$N\gamma = 2(Nq + 1)\tan\phi \dots \text{(Ec. 5.07)}$$

C: Cohesión

ϕ : Angulo de fricción

γ : Peso específico del suelo

$q: \gamma D_f$

D_f : Profundidad de desplante

B: Ancho de zapata

N_c, N_q, N_γ : Factores de carga adimensionales que están en función del ángulo ϕ de fricción del suelo.

N'_c, N'_q, N'_γ : Factores de carga modificada y remplazando el valor ϕ por $\phi' = \text{Tang}^{-1}(2/3 \text{tang } \phi)$.

En la calicata N°3 de 0.00 a 3.50 m. de profundidad se realizó el ensayo de corte directo y de acuerdo a este ensayo se obtuvieron los siguientes resultados (Ver anexo A).

Para ϕ : 30,7° los factores de capacidad de carga correspondientes son:

Tabla N° 36, Cálculo de Capacidad de Carga última Q_u

CALICATA	CLASIFICACION DE SUELO	Ø'	C (kg/cm2)	γ (gr/cm3)	B (m)	Df (m)	N'c	N'q	N' γ	Qu (kg/cm2)
03	SP	21.59	0.04	1.96	2.00	1.30	16.43	7.50	6.73	3.54
					2.20					3.64
					2.50					3.80
					2.70					3.91
					3.00					4.06
Qu promedio										3.79

Fuente: Elaboración Propia

En la tabla N° 36 se puede apreciar un Q_u (capacidad de carga última) para diferente ancho "B" de cimentación, promediando estos datos y obteniendo un Q_u promedio.

FACTOR DE SEGURIDAD.

El factor de seguridad es un valor el cual divide a la capacidad de carga última (Q_u), para obtener la capacidad de carga admisible (Q_{adm}), carga con la cual se diseñará la cimentación.

El Art. 21 Factor de seguridad frente a una falla por corte (RNE E050)

menciona los factores de seguridad mínimos que deben tener las cimentaciones:

- Para cargas estáticas: 3,0
- Para solicitaciones máximas de sismo o viento (la que sea más desfavorable): 2.5

Para nuestro caso optaremos por el factor de seguridad de 3,0

CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE.

Es la presión con la que se diseñará la cimentación, capacidad de carga última que se verá afectada por el factor de seguridad.

$$Q_{adm} = \frac{Q_u \text{ (promedio)}}{F.S} \dots \text{(Ec. 5.08)}$$

$$Q_{adm} = \frac{3.79}{3} = 1.26 \text{ kg/cm}^2$$

ASENTAMIENTOS.

Para poder hallar los asentamientos en Mecánica de Suelos se empleó el Método Elástico, la cual consiste en aplicar a la Mecánica de suelos los conceptos de E (Módulo de Elasticidad) y μ (Módulo de Poisson). Estos conceptos se aplican siempre y cuando el suelo sea homogéneo e isótropo,

lo que en la realidad no se refleja del todo, sin embargo, ante lo expuesto, en muchos casos prácticos las distribuciones de esfuerzos que se obtienen mediante la aplicación de Teoría de la Elasticidad, han resultado satisfactorias en sus confrontaciones con el experimento.

Se distinguen dos clases de asentamientos, asentamientos totales y diferenciales, siendo estos últimos los más importantes ya que podrían comprometer la seguridad de la estructura.

Para determinar el asentamiento de una carga puntual en la superficie de un espacio semi- espacio homogéneo isotrópico y elástico.

$$\rho i = pB \frac{(1-\mu^2)I}{E} \dots \text{(Ec. 5.09)}$$

Donde:

ρi = asentamiento inicial (cm)

p = presión transmitida a la cimentación (ton/m²)

B = ancho de la cimentación (m)

E = módulo de Elasticidad (tn/m²)

I = factor de influencia (cm/m)

μ = relación de Poisson

A continuación, se mostrará cuadros auxiliares para determinar los factores como E_s (Módulo de Elasticidad), μ (módulo de poisson) y factor de Influencia (I_f).

Tabla N° 37, Módulo de Elasticidad, con respecto a los tipos de suelo

TIPO DE SUELO	Es (ton/m2)
ARCILLA MUY BLANDA	30-300
Blanda	200-400
Media	450-900
Dura	700-2000
ARCILLA ARENOSA	3000-4250
SUELOS GRACIARES	1000-16000
LOESS	1500-6000
ARENA LIMOSA	500-200
ARENA: SUELTA	1000-2500
DENSA	5000-10000
GRAVA ARENOSA: DENSA	8000-20000
SUELTO	5000-14000
ARCILLA ESQUISTOSA	14000-140000
LIMOS	200-2000

Fuente: Cimentaciones superficiales (Dr Jorge E. Alva Hurtado).

Tabla N° 38, Módulo de Poisson, con respecto a los tipos de suelo

TIPO DE SUELO	μ (-)
ARCILLA: SATURADA	0,4 - 0,5
NO SATURADA	0,1 - 0,3
ARENOSA	0,2 - 0,3
LIMO	0,3 – 0,35
ARENA: DENSA	0,2 – 0,4
DE GRANO GRUESO	0,15
DE GRANO FINO	0,25
ROCA	0,1 – 0,4
LOESS	0,1 – 0,3
HIELO	0,36
CONCRETO	0,15

Fuente: Cimentaciones superficiales (Dr Jorge E. Alva Hurtado).

Tabla N° 39, Factor de influencia, con respecto a la forma de zapata

FORMA DE ZAPATA	VALORES DE I_f (cm/m)			
	CIMENTACIÓN FLEXIBLE			RIGIDA
UBICACIÓN	CENTRO	ESQUINA	MEDIO	---
RECTANGULAR L/B = 2	153	77	130	120
	210	105	183	170
	254	127	225	210
CUADRADA	112	56	95	82
CIRCULAR	100	64	85	88

Fuente: Cimentaciones superficiales (Dr Jorge E. Alva Hurtado).

Con los datos anteriormente mencionados, se determinaron los valores para:

Una arena suelta de grano fino y la forma de la zapata a emplear es cuadrada de 2.50 m x 2.50 m con cimentación flexible en el centro, se tiene de la **Ec.**

5.09.

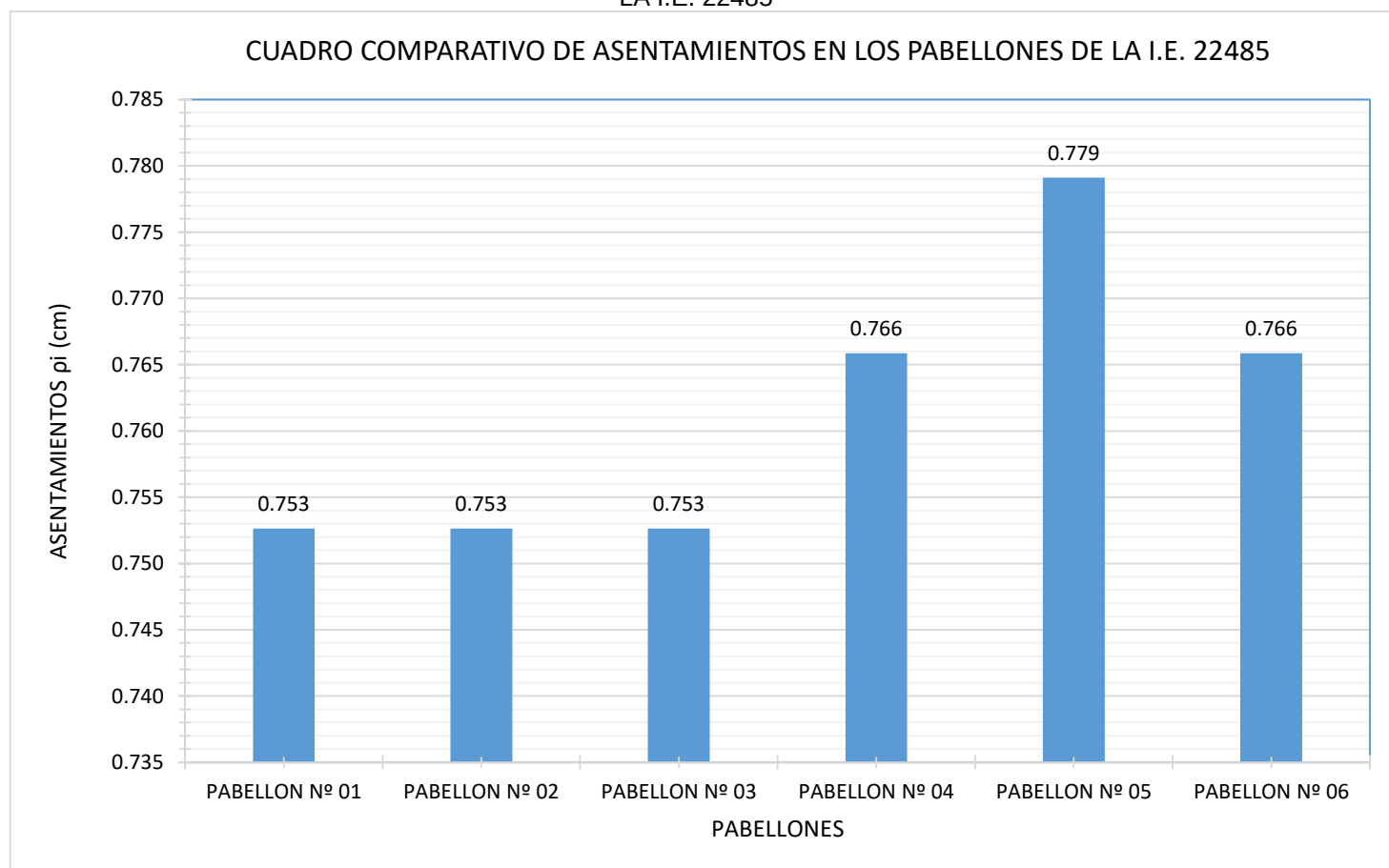
Tabla N° 40, Cálculo de Asentamientos por cada Pabellón

ASENTAMIENTO (cm)	PABELLON N° 1	PABELLON N° 2	PABELLON N° 3	PABELLON N° 4	PABELLON N° 5	PABELLON N° 6
$\rho i = pB \frac{(1-\mu^2)I}{E}$	0.753	0.753	0.753	0.766	0.779	0.766

Fuente: Elaboración Propia.

Gráfico N° 2, CUADRO COMPARATIVO DE LOS ASENTAMIENTOS EN LOS PABELLONES DE

LA I.E. 22485



Fuente: Elaboración Propia.

De la gráfica N° 2, se puede deducir que el Pabellón N° 06 presenta un mayor asentamiento, porque tiene una presión que transmite a la cimentación (p) superior a los demás pabellones.

ASENTAMIENTO TOLERABLE.

El **Art. 19 Asentamiento Tolerable (NTP E050)** nos menciona acerca que el Asentamiento Diferencial no debe ocasionar una distorsión angular mayor a la indicada en la Tabla N° 41.

Tabla N° 41, Distorsión Angular “ α ”

DISTORSIÓN ANGULAR = α	
$\alpha = \delta/L$	DESCRIPCIÓN
1/150	Límite en el que se debe esperar daño estructural en edificios convencionales.
1/250	Límite en que la pérdida de verticalidad de edificios altos y rígidos puede ser visible.
1/300	Límite en que se debe esperar dificultades con puentes grúas.
1/300	Límite en que se debe esperar las primeras grietas en paredes.
1/500	Límite seguro para edificios en los que no se permiten grietas
1/500	Límite para cimentaciones rígidas circulares o para anillos de cimentación de estructuras rígidas, altas y esbeltas.
1/650	Límite para edificios rígidos de concreto cimentados sobre un solado con espesor aproximado de 1,20 m.
1/750	Límite donde se esperan dificultades en maquinaria sensible a asentamientos.

Fuente: Norma Técnica E050 (Suelos y Cimentaciones)

Como lo anterior mencionado para los pabellones la distorsión angular permitido es de 1/500 (Límite seguro para edificios en los que no se permite grietas), que quiere decir que se permite una distorsión de hasta 1 cm por cada 5.00 m. de luz. Habiendo hallado un Asentamiento de 0.779 cm. En el Pabellón N° 06 podemos decir que es correcto nuestro diseño ya que la distorsión límite

para este caso es de: $1/500 \times 700 = 1.40$ cm.

5.1.3. ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES.

ESTRUCTURACIÓN.

La Norma E030 nos menciona lo siguiente:

El comportamiento de edificaciones ante sismos será de:

- Resistir sismos leves sin daño, la Norma nos indica todos los parámetros sísmicos que se deben seguir para diseñar una edificación que sea capaz de resistir sismos, evitando daños.

- Resistir sismos moderados, existen casos en los cuales los sismos tienden a ser más severos, provocando que nuestra estructura sufra daños estructurales leves, sin colapso.

- Resistir sismos severos, nos vamos a un extremo la cual nuestra edificación puede sufrir daños importantes en su estructura, considerando tal vez la posibilidad de un colapso. Esto no quiere decir que el colapso ocurrirá repentinamente, si no buscan un comportamiento elástico, dando tiempo a los ocupantes a evacuar o ubicarse en zonas seguras.

Parte importante de la estructuración es la forma estructural en la que esté orientada, si tiene una forma regular podemos intuir que la edificación tendrá

un buen desempeño cuando se presente un sismo.

Los cálculos exactos no siempre arrojan resultados de como es el comportamiento de una estructura, y prevalece más los conceptos de comportamientos y tipos de fallas.

CRITERIOS DE ESTRUCTURACIÓN Y DISEÑO

El Ing. Antonio Blanco Blasco (1994) planteó los siguientes criterios:

- **Simplicidad y Simetría**

La estructuración de la edificación se comporta mejor durante un sismo y es más fácil de predecir, nuestra habilidad para idealizar elementos estructurales es mayor para estructuras simples que para las complicadas.

La simetría es un factor importante por que guarda una estrecha relación con los efectos torsionales. El centro de rigideces no se debe de alejar mucho del centro de masa, ya que si lo fuese ocasionaría efectos torsionales que son difíciles de evaluar y en lo preferible evitar.

¿Cómo saber si mi estructura es simétrica?

Hacemos un trazo en nuestra edificación, si la edificación se corta en dos puntos, quiere decir que mi edificación es simétrica, y si corta en más de dos puntos, mi edificación no es simétrica.

- **Resistencia y Ductilidad**

Característica importante en la edificación ya que al diseñar por fuerza sísmica se deberá conferir a la estructura una resistencia menor a la resistencia máxima necesaria, y el saldo se deberá complementar con una adecuada ductilidad, llegando a un estado plástico sin que llegue a la falla.

Para el caso de la ductilidad en vigas de concreto armado se deberá verificar que la suma de los momentos flectores en los extremos dividido por la luz libre sea menor que la capacidad resistente al corte de la viga.

- **Hiperestaticidad y monolitismo**

Las estructuras deberán tener una disposición hiperestáticas, con ello se logra de que se formen rótulas plásticas, la cual disiparán de mejor manera la energía sísmica y además aumenta la capacidad resistente logrando un mayor grado de seguridad.

- **Uniformidad y continuidad de la estructura**

La estructura debe ser continua tanto en planta como en elevación, con elementos que no cambien bruscamente de rigidez, con esta medida se buscará evitar concentraciones de esfuerzos.

- **Rigidez lateral**

Para que una estructura pueda resistir fuerzas horizontales es necesario

proveerla de elementos que aporten rigidez lateral en sus direcciones principales.

Existe una ventaja y desventaja cuando se tienen estructuras flexibles, es mucho más fácil de analizar y alcanzar la ductilidad deseada, pero también genera una desventaja, que, por tratarse de una estructura flexible, en el proceso constructivos podría haber una congestión de armadura en los nudos, además de que los elementos no estructurales podrían invalidar el análisis debido a que es muy difícil separarla completamente de la estructura.

En estructuras rígidas no presentan problemas constructivos, pero posee desventaja debido a que no se llega a la ductilidad elevada y su análisis es más complejo.

Es recomendable incluir muros de corte que aporten rigidez lateral en edificios aporticados a fin de tener una combinación de rigidez y ductilidad.

- **Existencia de Diafragma Rígido**

Ocurre cuando la losa transmite los desplazamientos, fuerzas hacia muros, columnas de manera que la deformación lateral sea la misma.

- **Elementos no estructurales**

Desempeñan un efecto positivo en la estructura debido a que colaboran a un amortiguamiento dinámico, esto porque al agrietarse los muros producen un

contribuyen a disipar la energía sísmica, pero también tiene un efecto nocivo debido a que puede presentar que toman esfuerzos a los cuales no están provistos y distorsionan la distribución supuesta de esfuerzos.

- **El diseño en concreto armado**

Las consideraciones más importantes para el diseño sismorresistente son:

- Diseño por flexión
- Elemento sometido a flexión y cortante.
- Diseñar elementos con cuantías de fierro en tracción y en compresión que permitan la redistribución de momentos.
- Diseñar las columnas con mayor capacidad de resistir momentos en relación a las vigas, de manera que las rótulas plásticas se formen en los extremos de la viga y no en las columnas.

ESTRUCTURACIÓN DEL PROYECTO.

- **Pabellón 01**

Consta de dos bloques separados por una junta de 2", en la dirección X-X está formado por pórticos de concreto armado, las columnas serán diseñadas para resistir cargas de gravedad y de sismos, las vigas serán diseñadas para resistir cargas de sismos y gravedad por carga de tabiquería. En la dirección Y-Y está formado por Muro de albañilería de Cabeza, los cuales absorberán

la fuerza de la cortante basal y estarán dispuestos en los extremos para dar rigidez a la edificación y evitar efectos torsionales, también existe pórtico de concreto armado que soportará la mayor de las cargas de gravedad.

La losa del proyecto se estructuró tomando en cuenta los criterios anteriormente mencionado formando un diafragma rígido para asegurar que los desplazamientos laterales sean los mismos.

La tabiquería a emplear para el alfeizar de las ventanas será de espesor 15 cm.

Para mantener la uniformidad y continuidad de la estructura, se mantendrá las mismas dimensiones en columnas y vigas, de la misma forma para los muros que mantendrán el mismo espesor.

La edificación cuenta con regularidad en planta, es decir, la relación del largo sobre el ancho es menor que 4.

En la Fig. 19 se puede apreciar la estructuración en planta del piso típico del Pabellón 01.

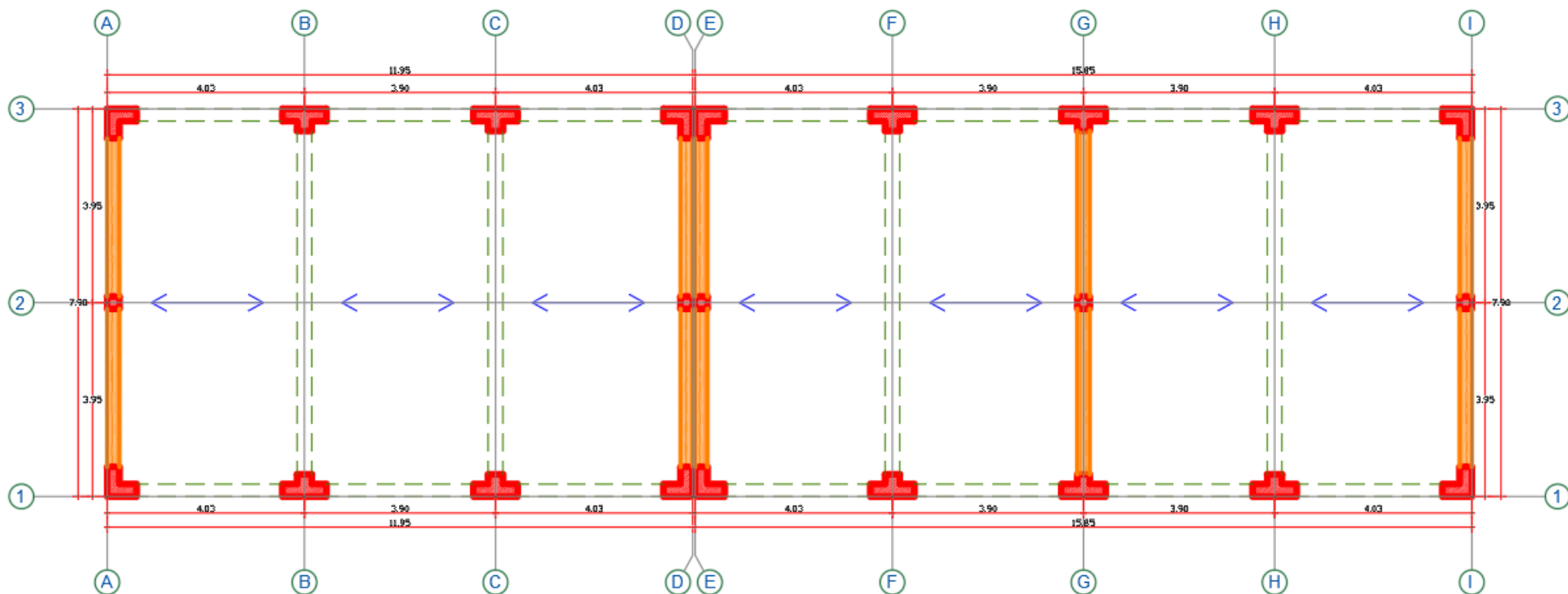


Fig. 19: Plano de estructuración del piso típico del Pabellón 01

- **Pabellón 02**

En la dirección X-X está formado por pórticos de concreto armado, las columnas serán diseñadas para resistir cargas de gravedad y de sismos, las vigas serán diseñadas para resistir cargas de sismos y gravedad por carga de tabiquería. En la dirección Y-Y está formado por Muro de albañilería de Cabeza, los cuales absorberán la fuerza de la cortante basal y estarán dispuestos de manera alterna para dar rigidez a la edificación y evitar efectos torsionales, también existe pórtico de concreto armado que soportará la mayor de las cargas por gravedad.

La losa del proyecto se estructuró tomando en cuenta los criterios anteriormente mencionado formando un diafragma rígido para asegurar que los desplazamientos laterales sean los mismos.

La tabiquería a emplear para el alfeizar de las ventanas será de espesor 15 cm.

Para mantener la uniformidad y continuidad de la estructura, se mantendrá las mismas dimensiones en columnas y vigas, de la misma forma para los muros que mantendrán el mismo espesor.

La edificación cuenta con regularidad en planta, es decir, la relación del largo sobre el ancho es menor que 4,

En la Fig. 20 se puede apreciar la estructuración en planta del piso típico del Pabellón 02.

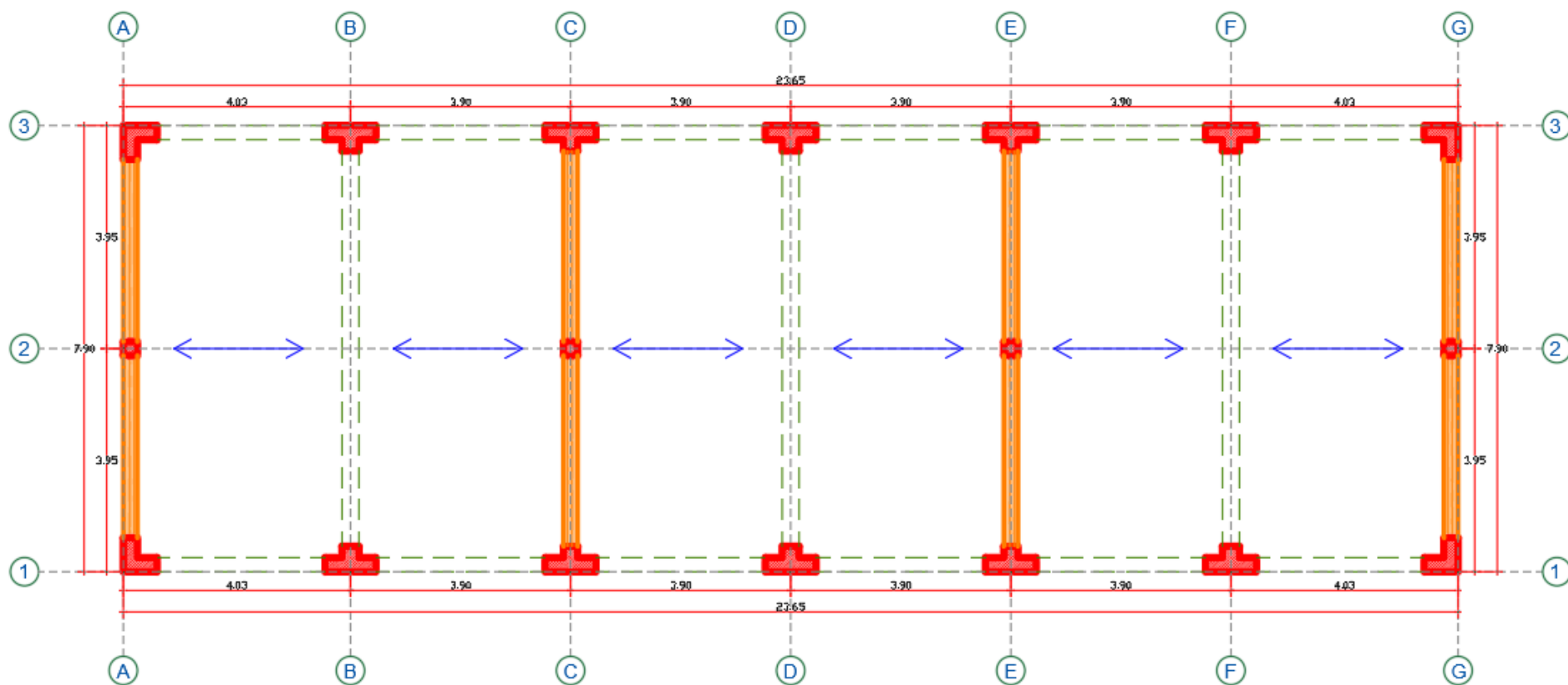


Fig. 20: Plano de estructuración del piso típico del Pabellón 02

- **Pabellón 03**

En la dirección X-X está formado por pórticos de concreto armado, las columnas serán diseñadas para resistir cargas de gravedad y de sismos, las vigas serán diseñadas para resistir cargas de sismos y gravedad por carga de tabiquería. En la dirección Y-Y está formado por Muro de albañilería de Cabeza, los cuales absorberán la fuerza de la cortante basal y estarán dispuestos en los extremos para dar rigidez a la edificación y evitar efectos torsionales, también existe pórtico de concreto armado formando que soportará la mayor de las cargas.

La losa del proyecto se estructuró tomando en cuenta los criterios anteriormente mencionado formando un diafragma rígido para asegurar que los desplazamientos laterales sean los mismos.

La tabiquería a emplear para el alfeizar de las ventanas será de espesor 15 cm.

Para mantener la uniformidad y continuidad de la estructura, se mantendrá las mismas dimensiones en columnas y vigas, de la misma forma para los muros que mantendrán el mismo espesor.

La edificación cuenta con regularidad en planta, es decir, la relación del largo sobre el ancho es menor que 4.

En la Fig. 21 se puede apreciar la estructuración en planta del piso típico del Pabellón 03.

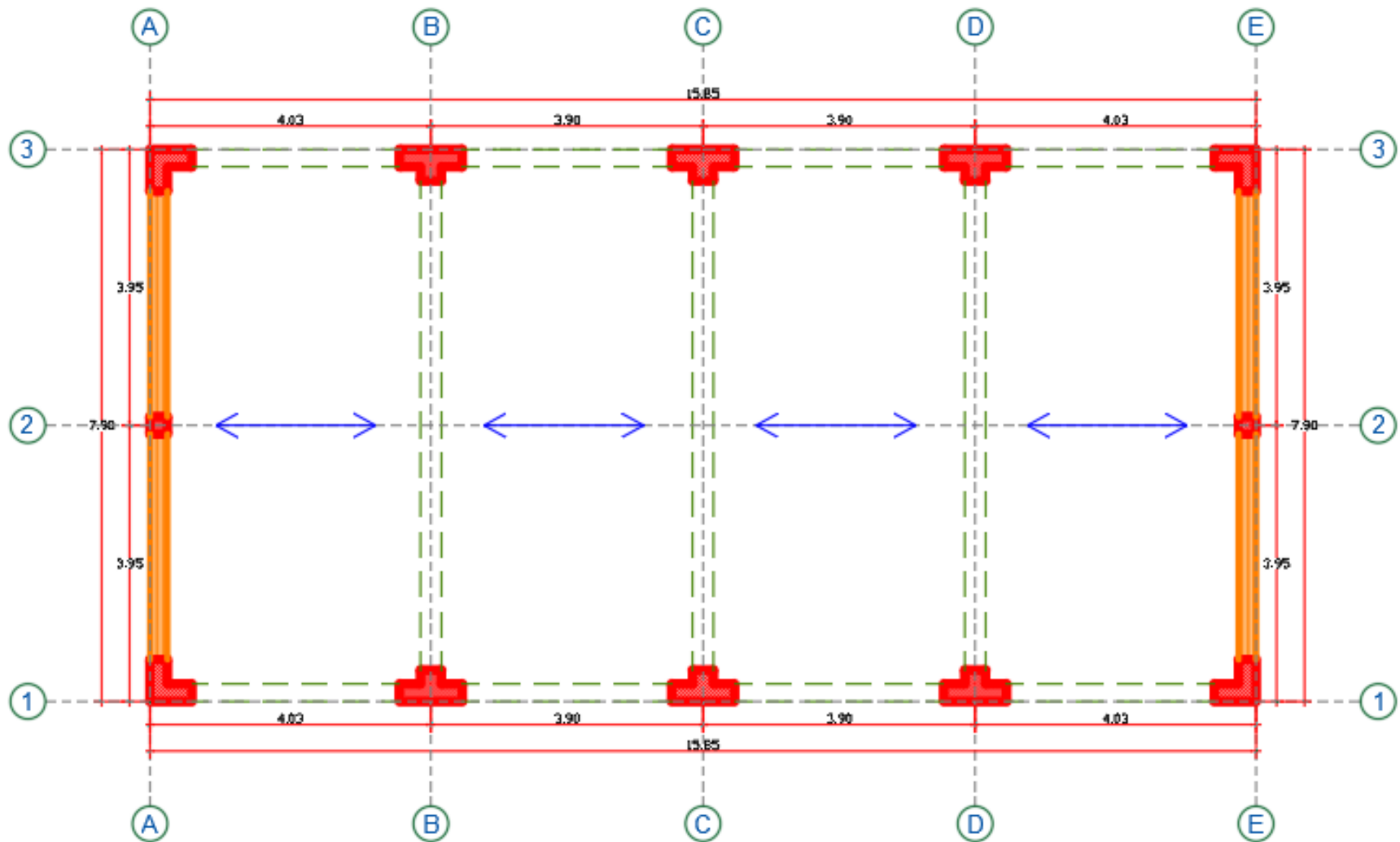


Fig. 21: Plano de estructuración del piso típico del Pabellón 03

- **Pabellón 04**

En la dirección X-X está formado por pórticos de concreto armado, las columnas serán diseñadas para resistir cargas de gravedad y de sismos, las vigas serán diseñadas para resistir cargas de sismos y gravedad por carga de tabiquería. En la dirección Y-Y está formado por Muro de albañilería de Cabeza, los cuales absorberán la fuerza de la cortante basal y dar rigidez a la edificación y evitar efectos torsionales, también existe pórtico de concreto armado formando que soportará la mayor de las cargas.

La losa del proyecto se estructuró tomando en cuenta los criterios anteriormente mencionado formando un diafragma rígido para asegurar que los desplazamientos laterales sean los mismos.

La tabiquería a emplear para el alfeizar de las ventanas será de espesor 15 cm.

Para mantener la uniformidad y continuidad de la estructura, se mantendrá las mismas dimensiones en columnas y vigas, de la misma forma para los muros que mantendrán el mismo espesor.

La edificación cuenta con regularidad en planta, es decir, la relación del largo sobre el ancho es menor que 4,

En la Fig. 22 se puede apreciar la estructuración en planta del piso típico del Pabellón 04.

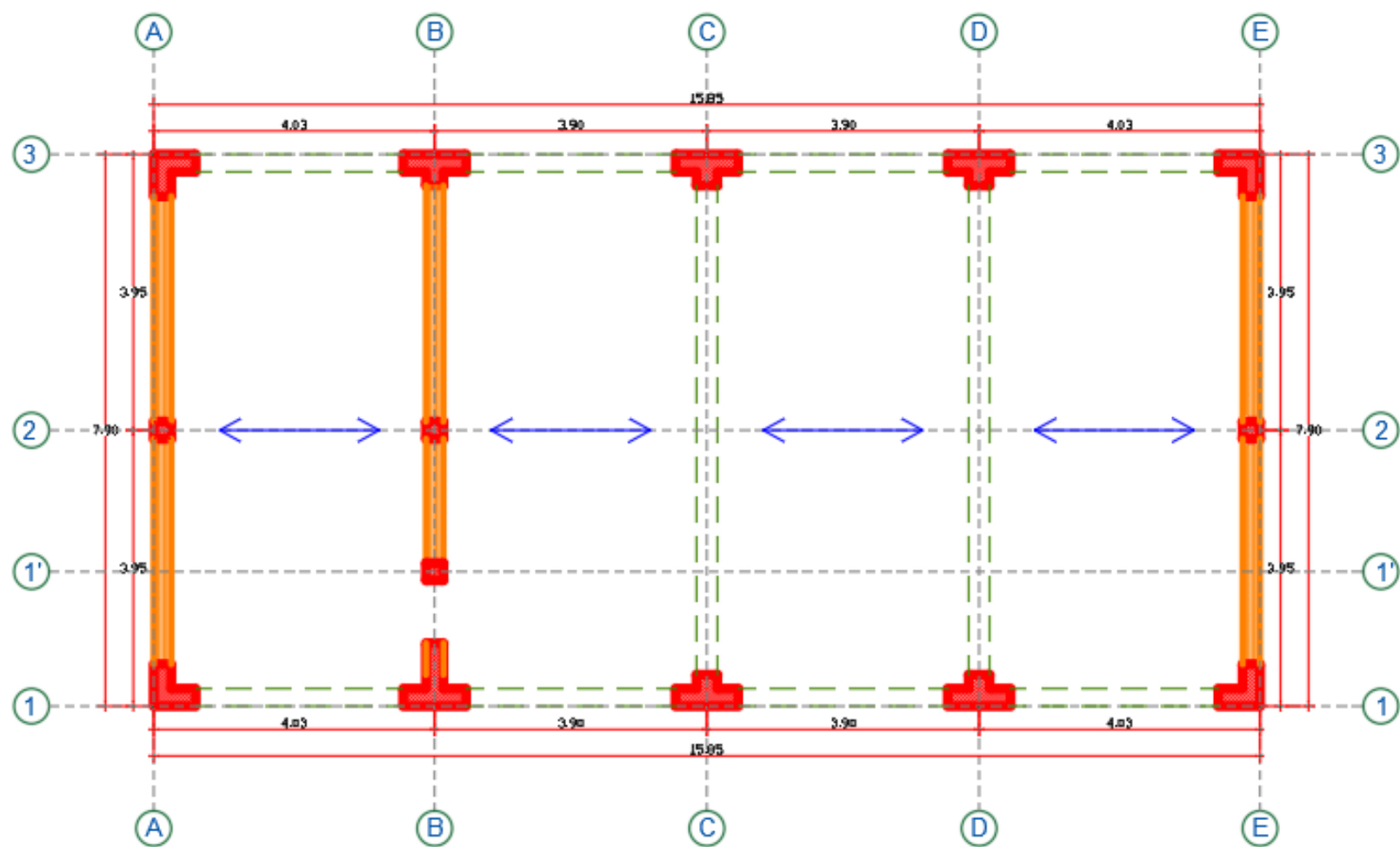


Fig. 22: Plano de estructuración del piso típico del Pabellón 04

- **Pabellón 05**

En la dirección X-X está formado por pórticos de concreto armado, las columnas serán diseñadas para resistir cargas de gravedad y de sismos, las vigas serán diseñadas para resistir cargas de sismos y gravedad por carga de tabiquería. En la dirección Y-Y está formado por Muro de albañilería de Cabeza, los cuales absorberán la fuerza de la cortante basal y evitar efectos torsionales, también existe pórtico de concreto armado formando que soportará la mayor de las cargas.

La losa del proyecto se estructuró tomando en cuenta los criterios anteriormente mencionado formando un diafragma rígido para asegurar que los desplazamientos laterales sean los mismos.

La tabiquería a emplear para el alfeizar de las ventanas será de espesor 15 cm.

Para mantener la uniformidad y continuidad de la estructura, se mantendrá las mismas dimensiones en columnas y vigas, de la misma forma para los muros que mantendrán el mismo espesor.

La edificación cuenta con regularidad en planta, es decir, la relación del largo sobre el ancho es menor que 4,

En la Fig. 23 se puede apreciar la estructuración en planta del piso típico del Pabellón 05.

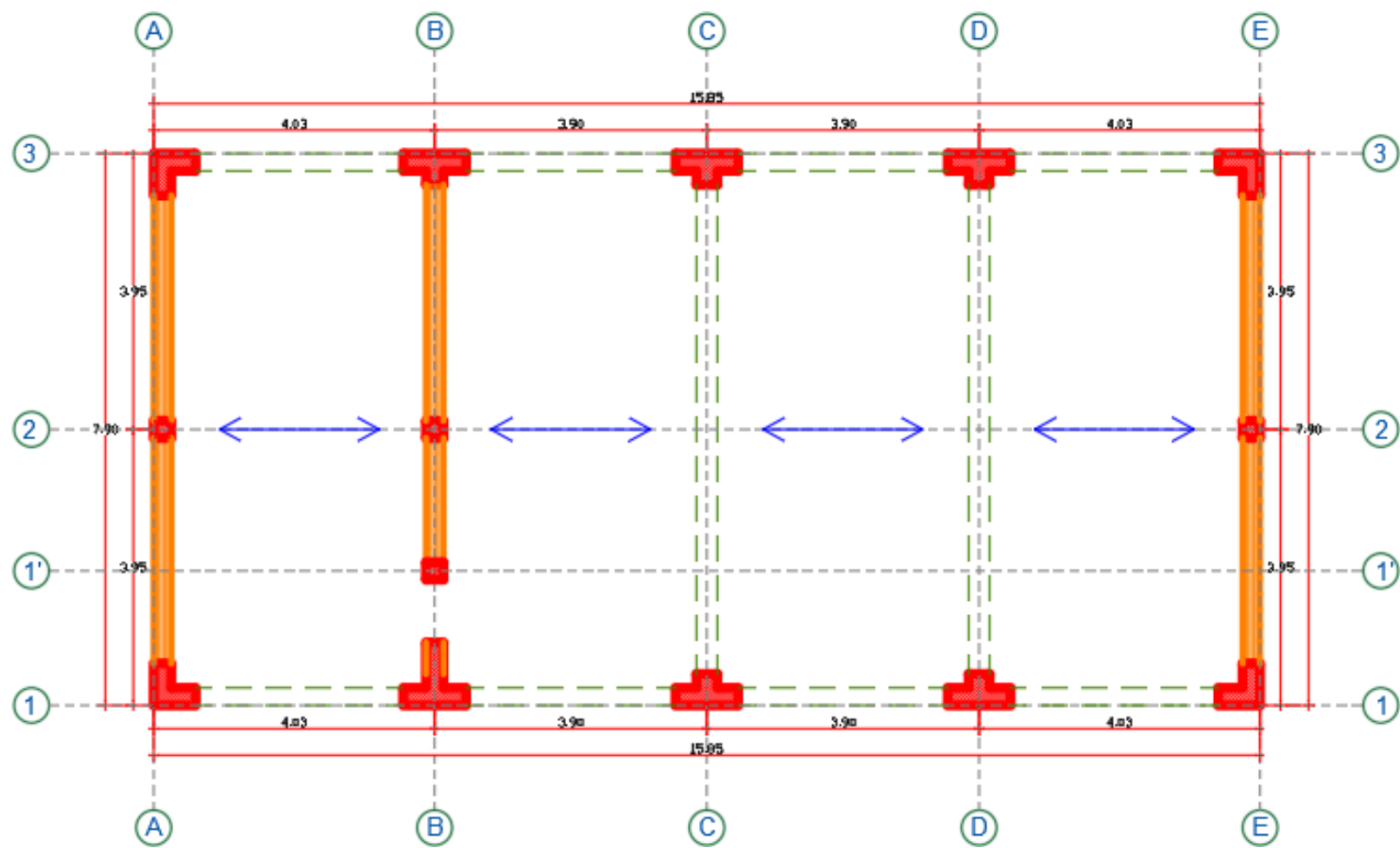


Fig. 23: Plano de estructuración del piso típico del Pabellón 05

- **Pabellón 06**

En la dirección X-X está formado por pórticos de concreto armado, las columnas serán diseñadas para resistir cargas de gravedad y de sismos, las vigas serán diseñadas para resistir cargas de sismos y gravedad por carga de tabiquería. En la dirección Y-Y está formado por Muro de albañilería de Cabeza, los cuales absorberán la fuerza de la cortante basal y estarán dispuestos de manera alterna para dar rigidez a la edificación y evitar efectos torsionales, también existe pórtico de concreto armado que soportará la mayor de las cargas por gravedad.

La losa del proyecto se estructuró tomando en cuenta los criterios anteriormente mencionado formando un diafragma rígido para asegurar que los desplazamientos laterales sean los mismos.

La tabiquería a emplear para el alfeizar de las ventanas será de espesor 15 cm.

Para mantener la uniformidad y continuidad de la estructura, se mantendrá las mismas dimensiones en columnas y vigas, de la misma forma para los muros que mantendrán el mismo espesor.

La edificación cuenta con regularidad en planta, es decir, la relación del largo sobre el ancho es menor que 4,

En la Fig. 24 se puede apreciar la estructuración en planta del piso típico del Pabellón 06.

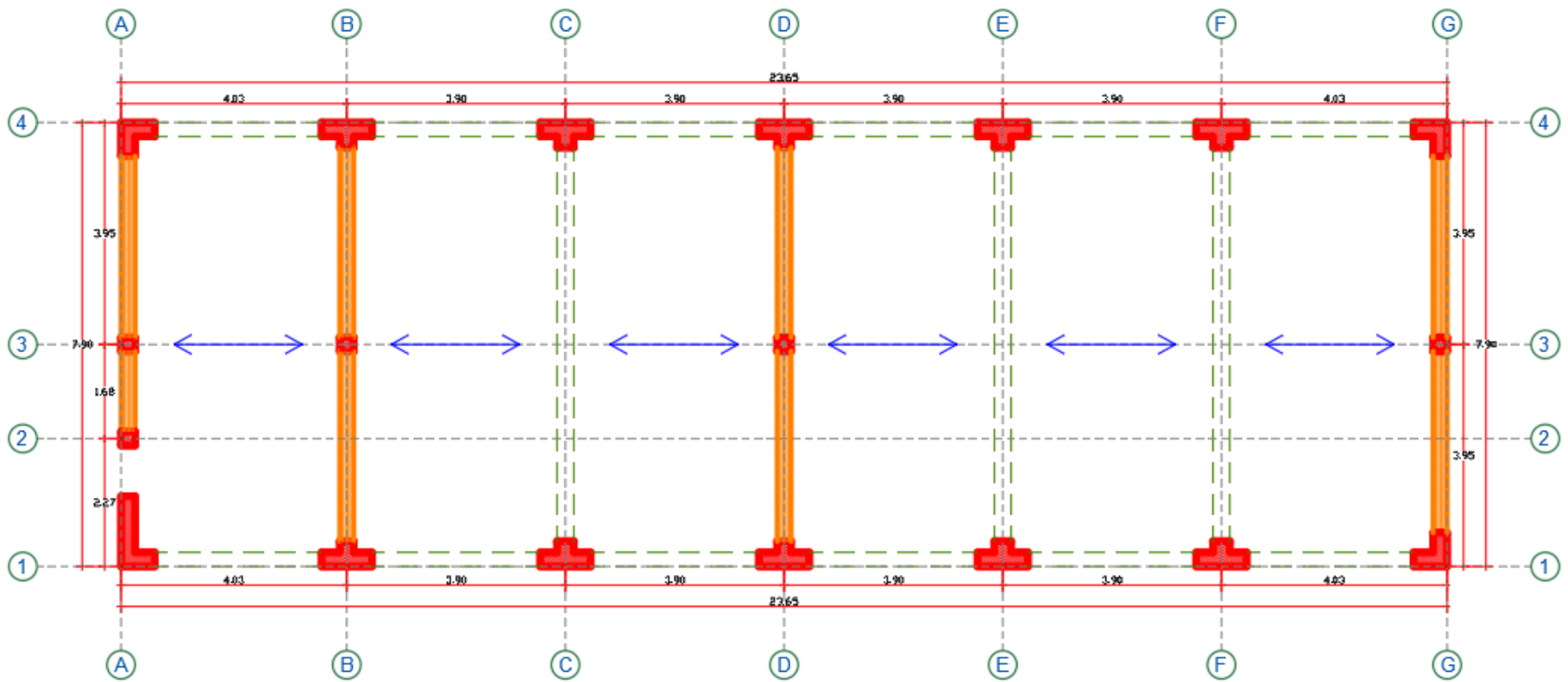


Fig. 24: Plano de estructuración del piso típico del Pabellón 06.

PREDIMENSIONAMIENTO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Es encontrar la dimensión la cuál puede ser usada en la edificación con cierto grado de seguridad, pero esto no es necesariamente suficiente, se debe tener en consideración además de las cargas por gravedad las cargas por sismo.

Posteriormente será necesario verificar si las dimensiones propuestas son las adecuadas.

Para dimensionar es necesario conocer ciertos datos, como por ejemplo la luz entre apoyos, la carga de servicio, la resistencia del concreto.

LOSAS

El Ingeniero Antonio Blanco Blasco propuso las dimensiones tentativas para el espesor de la losa aligerada unidireccional para una sobrecarga máxima de 300 a 350 kg/m², tal como se muestra a continuación en la Tabla N° 42.

Tabla N° 42, Valores recomendados para el espesor la losa aligerada

ESPESOR “h” (m)	LUCES (m)
0.17	< 4.00
0.20	4.00 < L < 5.50
0.25	5.00 < L < 6.50
0.30	6.00 < L < 7.50

Fuente: Estructuración y diseño de edificaciones de Concreto Armado- Ing. Antonio Blanco Blasco.

Para el Pabellón 01, 02, 03, 04, 05 y 06, por condiciones iguales se tiene una luz libre (L_n) de 3.63 m. lo cual correspondería un espesor de 0.17, pero en este caso por tener una Sobrecarga viva de 400 kg/m² en los corredores del voladizo se optó por el espesor de 0.20 m.

VIGAS PERALTADAS.

Se tomó en cuenta las recomendaciones del Ingeniero Antonio Blanco Blasco para el predimensionamiento de vigas:

$$\frac{Luz\ libre\ (Ln)}{12} < \textit{Peralte de Viga} < \frac{Luz\ libre\ (Ln)}{10} \dots \text{Ec. 5.10}$$

En cuanto al ancho de la base la Norma E060 nos indica que mínimo debe ser de 0.25 m. y estará entre un rango de 0.30H a 0.50H

Para el caso de las vigas peraltadas principales se determinó los siguientes peraltes:

Tabla N° 43, Predimensionamiento de vigas peraltadas principales.

PABELLÓN	EJE	LUZ LIBRE "Ln" (m)	PERALTE DE VIGA (m)	ANCHO DE BASE (m)
01	B-B entre 1-1 Y 3-3	6.70	0.60	0.30
02	D-D entre 1-1 Y 3-3	6.70	0.60	0.30
03	C-C entre 1-1 Y 3-3	6.70	0.60	0.30
04	C-C entre 1-1 Y 3-3	6.70	0.60	0.30
05	C-C entre 1-1 Y 3-3	6.70	0.60	0.30
06	E-E entre 1-1 Y 3-3	6.70	0.60	0.30

Fuente: Elaboración propia.

Para el caso de las vigas peraltadas secundarias, la función principal no será de soportar cargas de gravedad, si no, soportar las cargas por fuerzas sísmicas que muchas veces es más importantes que las cargas de gravedad, por ello es necesario darle a la edificación una rigidez lateral optándose el mismo peralte que las vigas principales, pero con un ancho de 0.25 m.

Nota: En la Norma E060 **Art. 9.6 CONTROL DE DEFLEXIONES**, nos indica

peraltes o espesores mínimos de vigas no preesforzadas, siempre y cuando no se haga un cálculo de deflexiones. Estos peraltes resultan menores que los calculados en la Tabla N° 43, la razón es que se tomaron otros criterios como la rigidez lateral y diseño sismorresistente.

COLUMNAS.

Se tomó en cuenta las recomendaciones del Ingeniero Antonio Blanco Blasco que sugiere lo siguiente:

- Para edificios que tengan muros de corte en las dos direcciones, tal que la rigidez lateral y la resistencia van a estar principalmente controladas por los muros, las columnas se pueden dimensionar de la siguiente manera:

$$\text{Area de columna} = \frac{P(\text{servicio})}{0.45 f'_c} \dots \text{Ec. 5.11}$$

- Para el mismo tipo de edificio, el dimensionamiento de las columnas con menos carga axial, como es el caso de las columnas exteriores o esquinas se pueden dimensionar de la siguiente manera:

$$\text{Area de columna} = \frac{P(\text{servicio})}{0.35 f'_c} \dots \text{Ec. 5.12}$$

- Para edificios aporticados, las columnas se deberán dimensionar con un área fluctuante entre 1000 y 2000 cm².
- El peralte de la viga debería ser similar al peralte de la columna a fin de lograr:

$$\sum Mn \text{ col} \geq 1,20 \sum Mn \text{ vigas} \dots \text{Ec. 5.13}$$

Tabla N° 44, Predimensionamiento de columnas.

PABELLÓN	EJE	$A_c = \frac{P(\text{servicio})}{0.45 f'_c}$ Columnas intermedias	$A_c = \frac{P(\text{servicio})}{0.35 f'_c}$ Columnas esquineras	DIMENSIONES PROPUESTAS		
				ANCHO (cm)	PERALTE (cm)	ÁREA (cm ²)
01	B-B entre 1-1	379.26 cm ²		30	60	1800
	A-A entre 1-1		487.62 cm ²	25	60	1500
02	D-D entre 1-1	379.26 cm ²		30	60	1800
	A-A entre 1-1		487.62 cm ²	25	60	1500
03	C-C entre 1-1	379.26 cm ²		30	60	1800
	A-A entre 1-1		487.62 cm ²	25	60	1500
04	C-C entre 1-1	385.93 cm ²		30	60	1800
	A-A entre 1-1		496.20 cm ²	25	60	1500
05	C-C entre 1-1	392.59 cm ²		30	60	1800
	A-A entre 1-1		504.76 cm ²	25	60	1500
06	C-C entre 1-1	385.93 cm ²		30	60	1800
	A-A entre 1-1		496.20 cm ²	25	60	1500

Fuente: Elaboración propia.

Se tomó en cuenta el metrado preliminar para CARGA DE SERVICIO que se realizó en el “ANÁLISIS DE LA DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS DENTRO DE LA MASA DE SUELO”.

Para la dirección Y-Y (principal), se buscó cumplir con la Ec. 5.13, los Momentos Nominales de la columna deberán ser mayor o igual a 1.20 veces el Momento Nominal en las vigas para evitar que se formen rótulas plásticas en las columnas y que haya un colapso de la estructura por falla frágil.

Para la dirección X-X (transversal), para columnas intermedias se peraltó 0.30 m. convirtiéndola en una columna en forma de “T”, la razón principal es que se necesita tener rigidez lateral por el tema de las fuerzas sísmicas que debe absorber.

En columnas esquineras se peraltó de la misma manera 0.35 m. convirtiendo la columna en forma de “L”.

MUROS DE ALBAÑILERÍA

De la Norma E050, **Art. 19.2 ESTRUCTURACIÓN EN PLANTA**, Los muros de albañilería se dimensionan por condición sísmica, la Norma E030, **Art. 16 SISTEMAS ESTRUCTURALES**, considera que para muros estructurales actúa por lo menos el 70% de la fuerza cortante en la base. Así entonces tenemos:

$$\frac{\text{Area de los muros reforzados}}{\text{Area de planta típica}} = \frac{\sum L.t}{A_p} \geq \frac{Z.U.S.N}{56} \dots \text{Ec. 5.14}$$

Dónde: “Z”, “U” y “S” corresponden a los factores de zona sísmica, uso de la edificación y factor de suelo, respectivamente, especificados en la Norma E030 Diseño Sismorresistente.

N: Número de pisos del edificio.

L: Longitud total del muro (incluyendo columnas si existiesen)

t: Espesor efectivo del muro.

Tabla N° 45, Predimensionamiento de muros de albañilería.

PABELLÓN	AREA DE LOS MUROS REFORZADOS		AREA DE PLANTA TÍPICA Ap (m2)	FACTORES DE ZONA SISMICA			Nº PISOS	$\frac{\sum L.t}{A_p} \geq \frac{Z.U.S.N}{56}$	CUMPLE
	L (m)	t (m)		Z	U	S			
01 BLOQUE 1 BLOQUE 2	15.80 23.70	0.23 0.23	94.41 125.22	4 0.45	A2 1.50	S ₂ 1.05	2	0.038>0.025 0.044>0.025	SI SI
02	31.60	0.23	186.84	4 0.45	A2 1.50	S ₂ 1.05	2	0.039>0.025	SI
03	15.80	0.23	125.22	4 0.45	A2 1.50	S ₂ 1.05	2	0.029>0.025	SI
04	21.90	0.23	125.22	4 0.45	A2 1.50	S ₂ 1.05	2	0.040>0.025	SI
05	21.90	0.23	125.22	4 0.45	A2 1.50	S ₂ 1.05	2	0.040>0.025	SI
06	29.45	0.23	186.84	4 0.45	A2 1.50	S ₂ 1.05	2	0.036>0.025	SI

Fuente: Elaboración propia.

Como se puede apreciar en la Tabla N° 45, el predimensionamiento de los muros es correcto incluso para absorber el 100% de la cortante basal, además que cuenta con una buena densidad de muros ya que todos los resultados fueron mayores a 0.025.

5.1.4. ANALISIS SÍSMICO ESTÁTICO Y DINÁMICO.

Procedimiento para realizar un Análisis Sísmico Estático y Dinámico de los Pabellones de la I.E. N° 22485:

- Requisitos Generales para el Análisis y Diseño según la Norma E030.
- Métodos de Análisis.
- Calcular el Peso Sísmico de la Edificación según la Norma E030.
- Determinar el Periodo de Vibración de la estructura (T)
- Determinar los Factores Z, U, C, S y R_0 según la Norma E030.
- Determinación de la Regularidad de la Edificación (R).
- Calcular la fuerza cortante en la base $\frac{Z*U*C*S}{R} * P$, para cada dirección de análisis.
- Determinación del Sistema Estructural Sismorresistente.
- Determinar la distribución en la altura de la fuerza sísmica de cada dirección.
- Calcular el centro de masa (CM) y centro de rigidez (CR) de la estructura.
- Determinar el Espectro de Respuesta.
- Calcular la Fuerza Cortante Mínima.
- Determinación de los Desplazamientos Laterales Relativos Admisibles.

REQUISITOS GENERALES PARA EL ANALISIS Y DISEÑO SEGÚN LA NORMA E030

En la actualidad el método de Resistencia es el más utilizado, la cual se caracteriza por emplear factores de reducción de resistencia, además de amplificar las cargas actuantes.

Las estructuras o elementos estructurales deberán diseñarse para todas sus secciones **resistencias de diseño** (ϕR_n) por lo menos iguales a las **resistencias requeridas** (R_u).

$$\phi R_n \geq R_u \dots \text{Ec. 5.15}$$

Resistencia Requerida.

- Resistencia requerida para cargas muertas (CM) y cargas vivas (CV)

$$U = 1.4CM + 1.7CV \dots \text{Ec. 5.16}$$

- Si en el diseño se tuvieran que considerar cargas de viento (CVi), la resistencia requerida será de:

$$U = 1.25(CM + CV \pm CVi) \dots \text{Ec. 5.17}$$

$$U = 0.9 CM \pm 1.25CVi \dots \text{Ec. 5.18}$$

- Si en el diseño se tuvieran que considerar cargas de sismo (CS), la resistencia requerida será de:

$$U = 1.25(CM + CV) \pm CS \dots \text{Ec. 5.19}$$

$$U = 0.9 CM \pm 1.25CS \dots \text{Ec. 5.20}$$

Resistencia de Diseño.

Deberá considerarse como la Resistencia Nominal del elemento estructural, multiplicadas con los factores ϕ de reducción de resistencia:

- | | | |
|---|----------|------|
| ○ Flexión sin carga Axial (Flexión Pura) | ϕ : | 0.90 |
| ○ Carga axial de tracción con o sin flexión | ϕ : | 0.90 |
| ○ Compresión y Flexocompresión | ϕ : | 0.70 |
| ○ Cortante y Torsión | ϕ : | 0.85 |

METODOS DE ANALISIS.

El ingeniero Antonio Blanco Blasco recomienda utilizar cualquier método que suponga el comportamiento elástico del material, llámese concreto, albañilería, acero.

El desarrollo del procesamiento de la información se realizará con el Programa ETABS 2016, aquí una breve descripción del software.

ETABS 2016 es un programa de análisis y diseño de sistema de edificaciones, que desde hace más de 30 años ha estado en continuo desarrollo para brindarle al ingeniero una herramienta confiable, sofisticada y fácil de usar.

ETABS 2016 posee una poderosa e intuitiva interfaz gráfica con procedimientos de modelaje, análisis, todos integrados usando una base de datos común. Aunque es fácil y sencillo para estructuras simples, ETABS 2016 también puede manejar grandes y complejos modelos de edificios, incluyendo

un amplio rango de comportamientos no lineales, haciéndolo la herramienta predilecta para ingenieros estructurales en la industria de la construcción.



Fig. 25: Logotipo del Software ETABS 2016.

CARicular EL PESO SÍSMICO DE LA EDIFICACIÓN SEGÚN LA NORMA E030.

Carga viva que se considera.

Según RNE. (E.020) indica las cargas vivas mínimas repartidas según su ocupación (centro de educación) se deberá considerar:

Tabla N° 46, Carga viva repartida

CENTROS DE EDUCACIÓN	CARGAS REPARTIDAS Kpa (kg/m2)
Aulas	2,5 (250)
Talleres	3,5 (350) Ver 6.4
Auditorios, gimnasios, etc.	De acuerdo a lugares de asambleas
Laboratorios	3,0 (300) Ver 6.4
Corredores y escaleras	4,0 (400)

Fuente: Norma E020.

Carga muerta que se considera.

Según RNE. (E.020) indica las cargas muertas, como es el peso unitario de los materiales, dispositivos de servicio, equipos, tabiques y otros elementos soportados por la edificación, incluyendo su peso propio, que sea permanentes o con una variación en su magnitud:

Tabla N° 47, Carga muerta

PESOS UNITARIOS	CARGAS REPARTIDAS (kg/m²)
Losa Aligerada	300
Piso terminado	100
Tabiquería	100

Fuente: Norma E020.

Especificaciones de materiales

La calidad de los Materiales se eligió de acuerdo al requerimiento mínimo del Reglamento Nacional de Edificaciones:

- Zapatas, Losa Aligerada, Vigas : $f'c = 210 \text{ Kg. /cm}^2$
- Columnas : $f'c = 210 \text{ Kg. /cm}^2$

El acero deberá garantizar la fluencia y será del tipo corrugado, grado 60, con diámetros variables dependiendo de la función del elemento, y deberá actuar en forma conjunta con el concreto.

- Acero Corrugado : $f_y = 4200 \text{ Kg. /cm}^2$

La albañilería utilizada para el diseño de los muros de tabiquería tiene las siguientes características:

- Tipo de ladrillo : King Kong 18 Huecos (muros

portantes)

- Dimensiones : (9x13x24)
- Mortero : 1:4 (cemento: Arena)
- Junta : 1.5 cm Maximo

Los pesos Específicos considerados par el Análisis Según al RNE E.020 cargas, son:

- Concreto Armado : 2400 Kg. /m3
- Unidades de albañilería (sólidas) : 1800 Kg. /m3
- Unidades de albañilería (huecas) : 1350 Kg. /m3

Peso Sísmico de la edificación.

Según la Nomra E030, **Art. 26 ESTIMACIÓN DEL PESO (P)**, se calcula adicionando a la carga permanente (Peso Propio + Carga Muerta) un porcentaje de la Carga Viva, que se determina de la siguiente manera:

- a. En edificaciones de las categorías A y B, se toma el 50% de la carga viva.
- b. En edificaciones de las categorías C, se toma el 25% de la carga viva.
- c. En depósitos, se toma el 80% del peso total que es posible almacenar.
- d. En azoteas y techos se toma el 25% de la carga viva.
- e. En estructuras de tanques, silos y estructuras similares se considera el 100% de la carga que puede contener.

De manera que, tratándose de una institución educativa, se trataría de una edificación de categoría A, adoptándose un Peso sísmico igual al 100% de la carga permanente más un 50% de la carga viva.

Pabellón 01- Bloque 1

- Modelo Estructural.

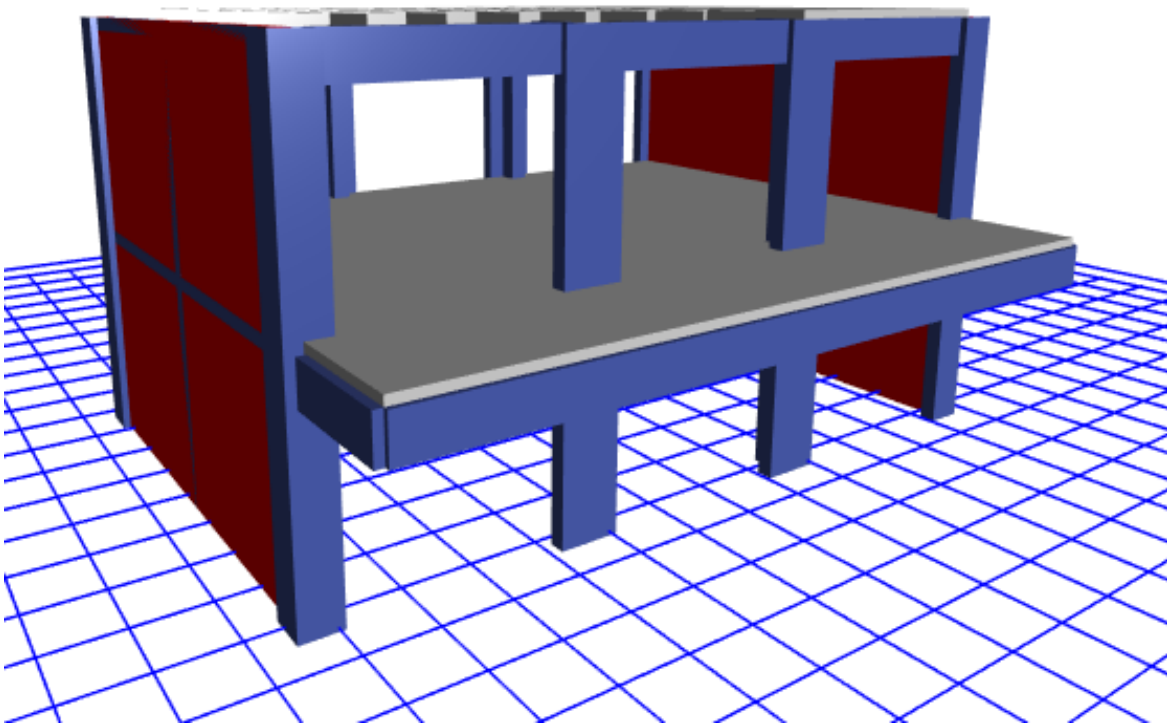


Fig. 26: Vista 3d del Pabellón 01- Bloque 1.

Tabla N° 48, Peso sísmico del pabellón 01- bloque 1

PISO	PESO (Ton)
1	134.45
2	77.56
TOTAL	212.01

Fuente: Datos extraídos del Etabs.

Pabellón 01- Bloque 2

- Modelo Estructural.

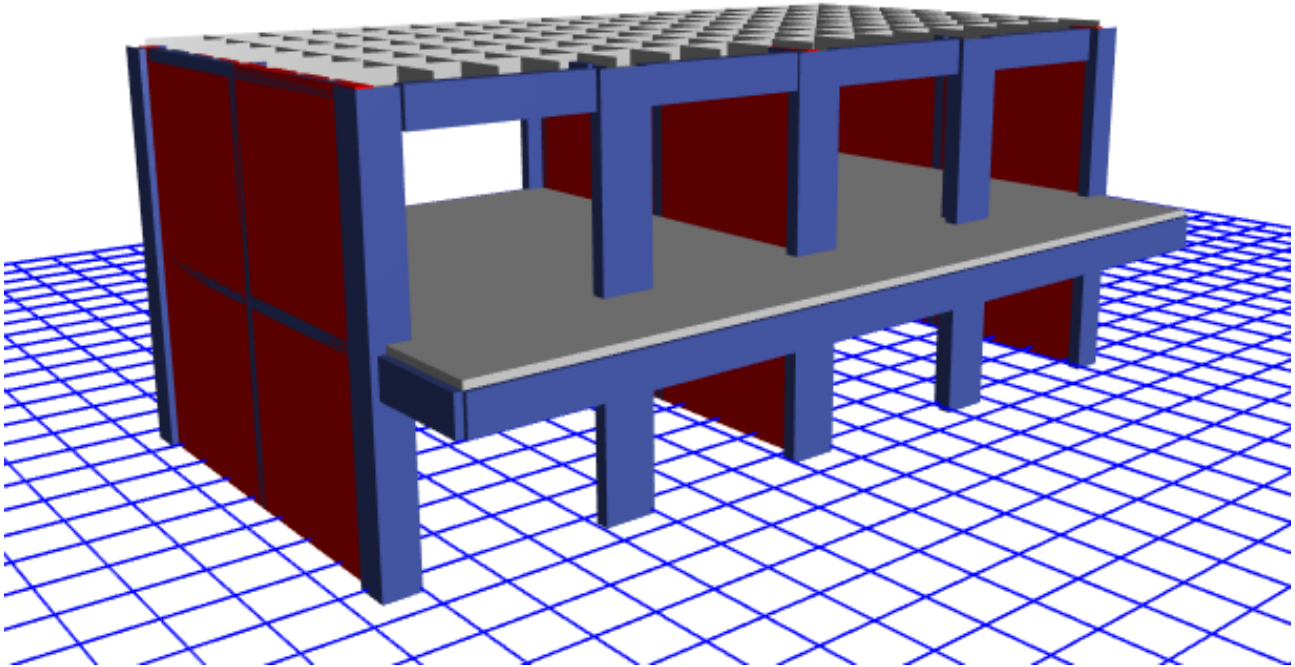


Fig. 27: Vista 3d del Pabellón 01- Bloque 2.

Tabla N° 49, Peso sísmico del pabellón 01- bloque 2

PISO	PESO (Ton)
1	179.59
2	100.11
TOTAL	279.70

Fuente: Datos extraídos del Etabs.

Pabellón 02

- Modelo Estructural.

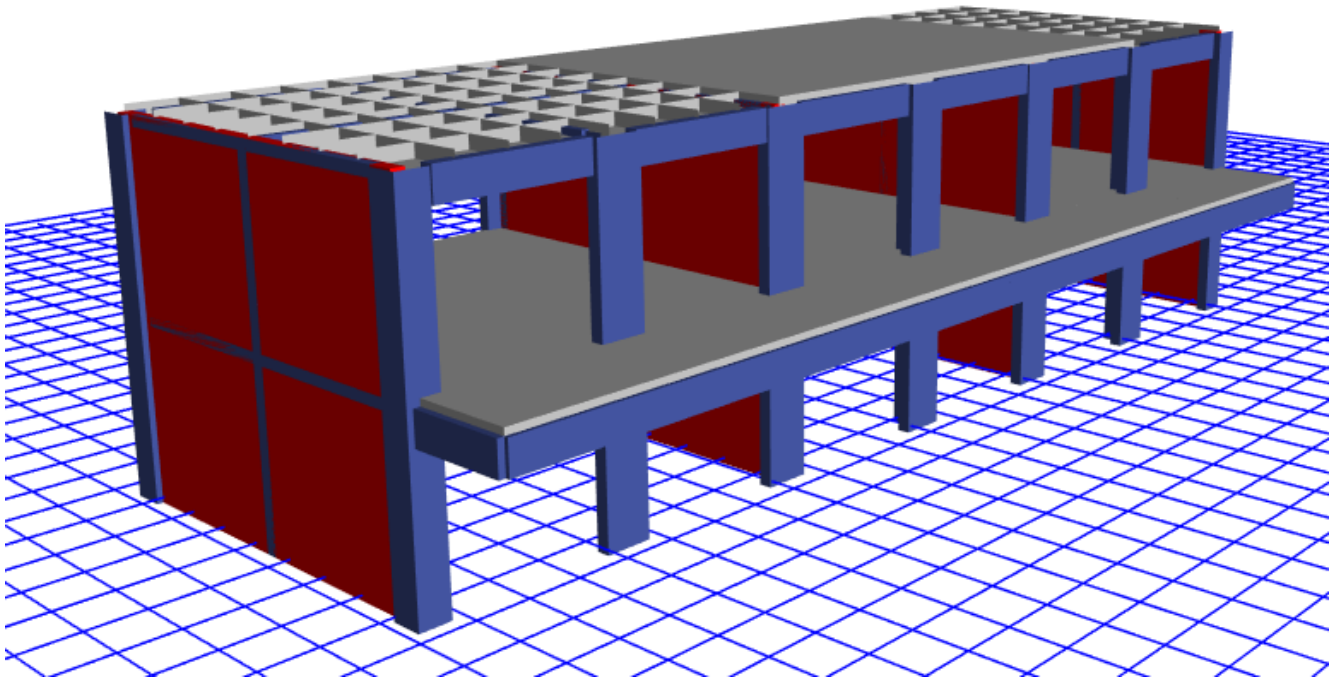


Fig. 28: Vista 3d del Pabellón 02

Tabla N° 50, Peso sísmico del pabellón 02

PISO	PESO (Ton)
1	260.65
2	150.22
TOTAL	410.87

Fuente: Datos extraídos del Etabs.

Pabellón 03

- Modelo Estructural.

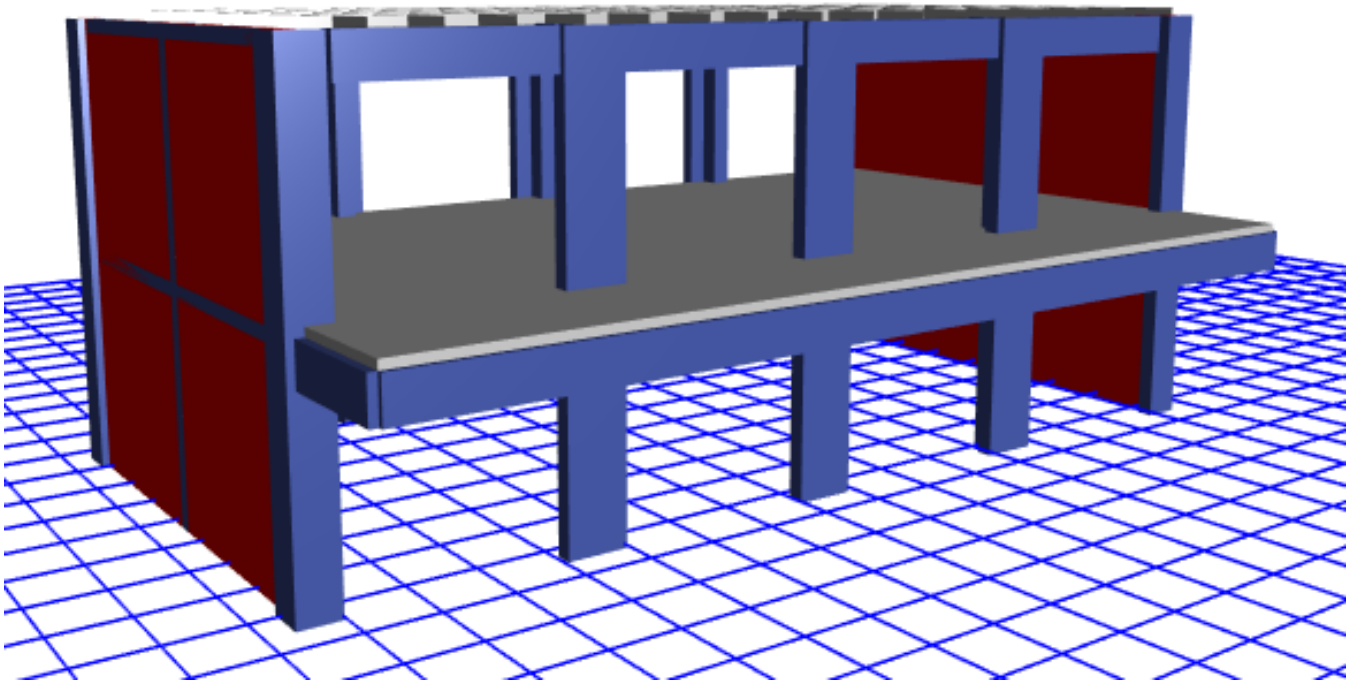


Fig. 29: Vista 3d del Pabellón 03

Tabla N° 51, Peso sísmico del pabellón 03

PISO	PESO (Ton)
1	170.34
2	96.22
TOTAL	266.56

Fuente: Datos extraídos del Etabs.

Pabellón 04

- Modelo Estructural.

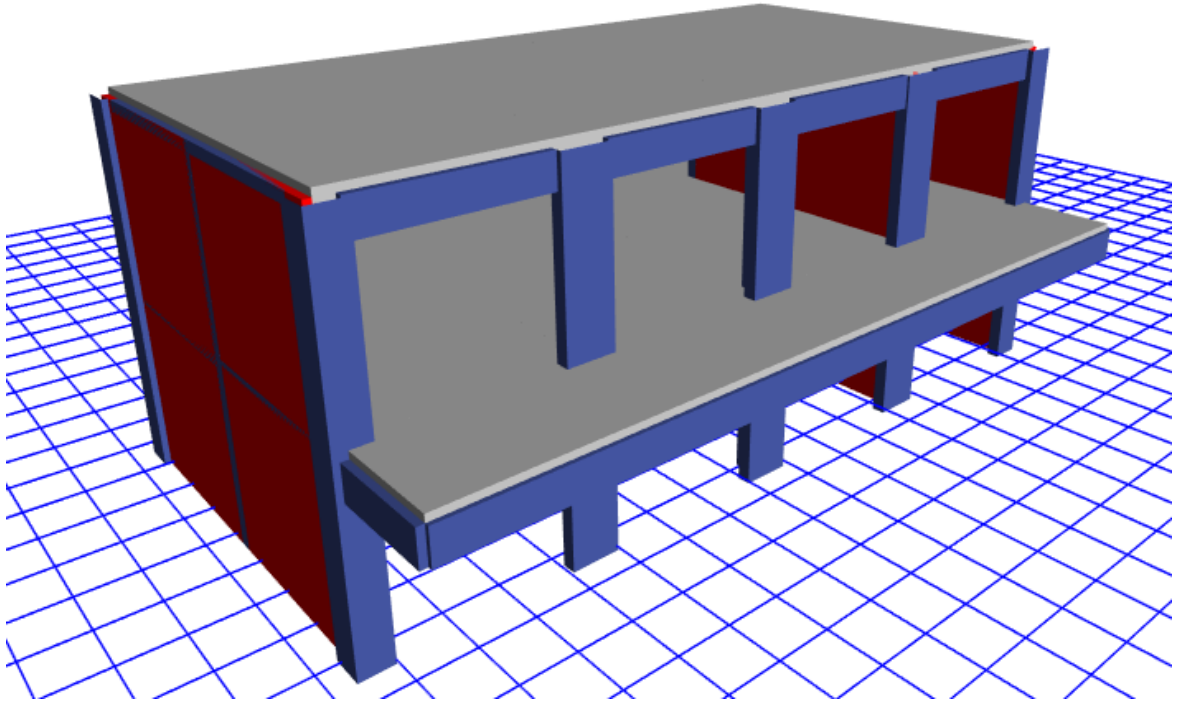


Fig. 30: Vista 3d del Pabellón 04

Tabla N° 52, Peso sísmico del pabellón 04

PISO	PESO (Ton)
1	179.92
2	100.72
TOTAL	280.64

Fuente: Datos extraídos del Etabs.

Pabellón 05

- Modelo Estructural.

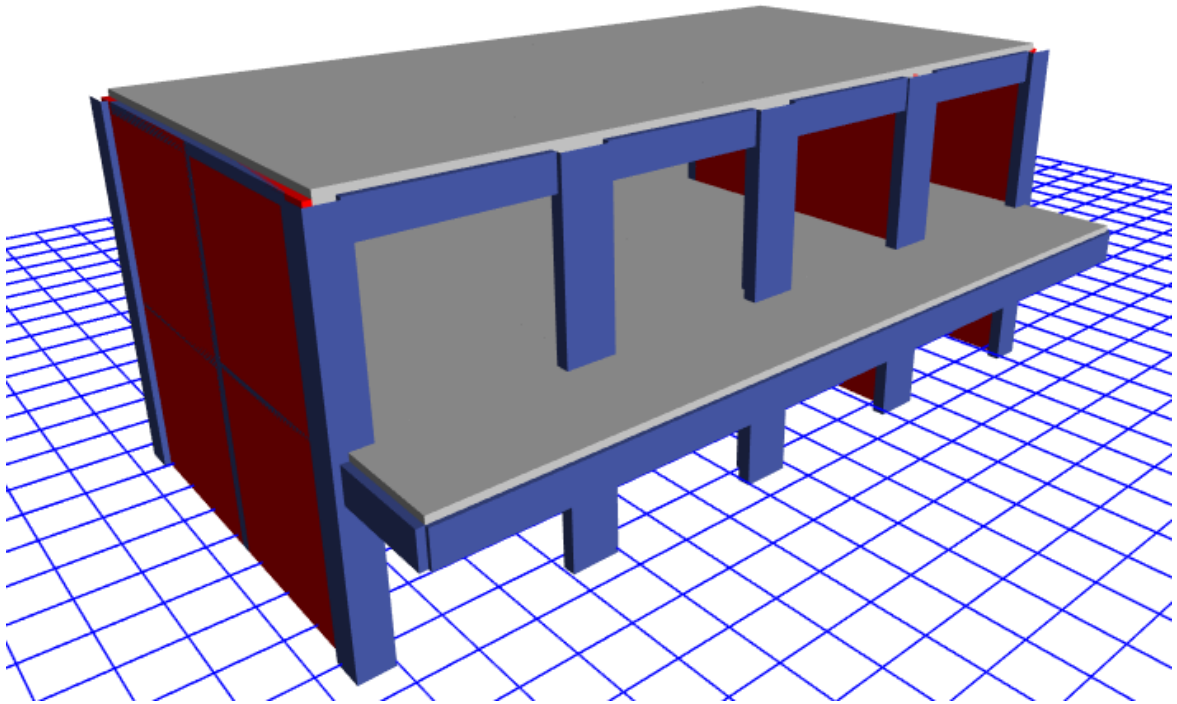


Fig. 31: Vista 3d del Pabellón 05

Tabla N° 53, Peso sísmico del pabellón 05

PISO	PESO (Ton)
1	182.93
2	100.70
TOTAL	283.63

Fuente: Datos extraídos del Etabs.

Pabellón 06

- Modelo Estructural.

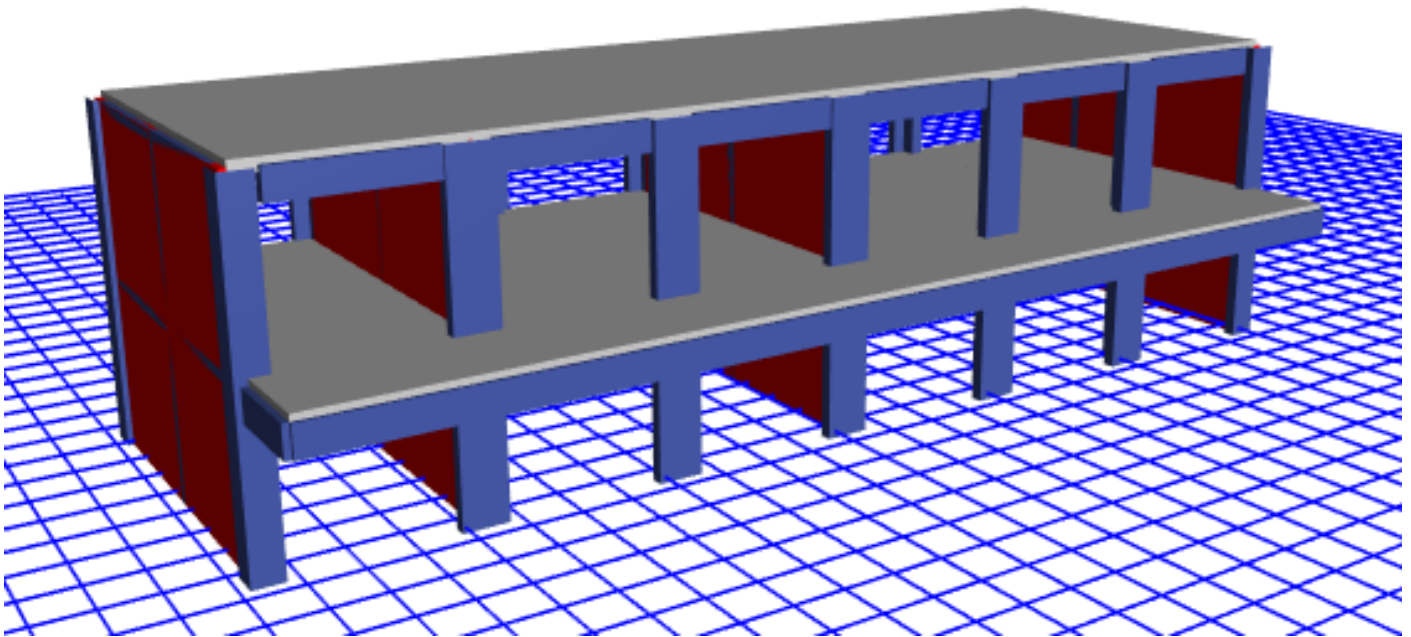


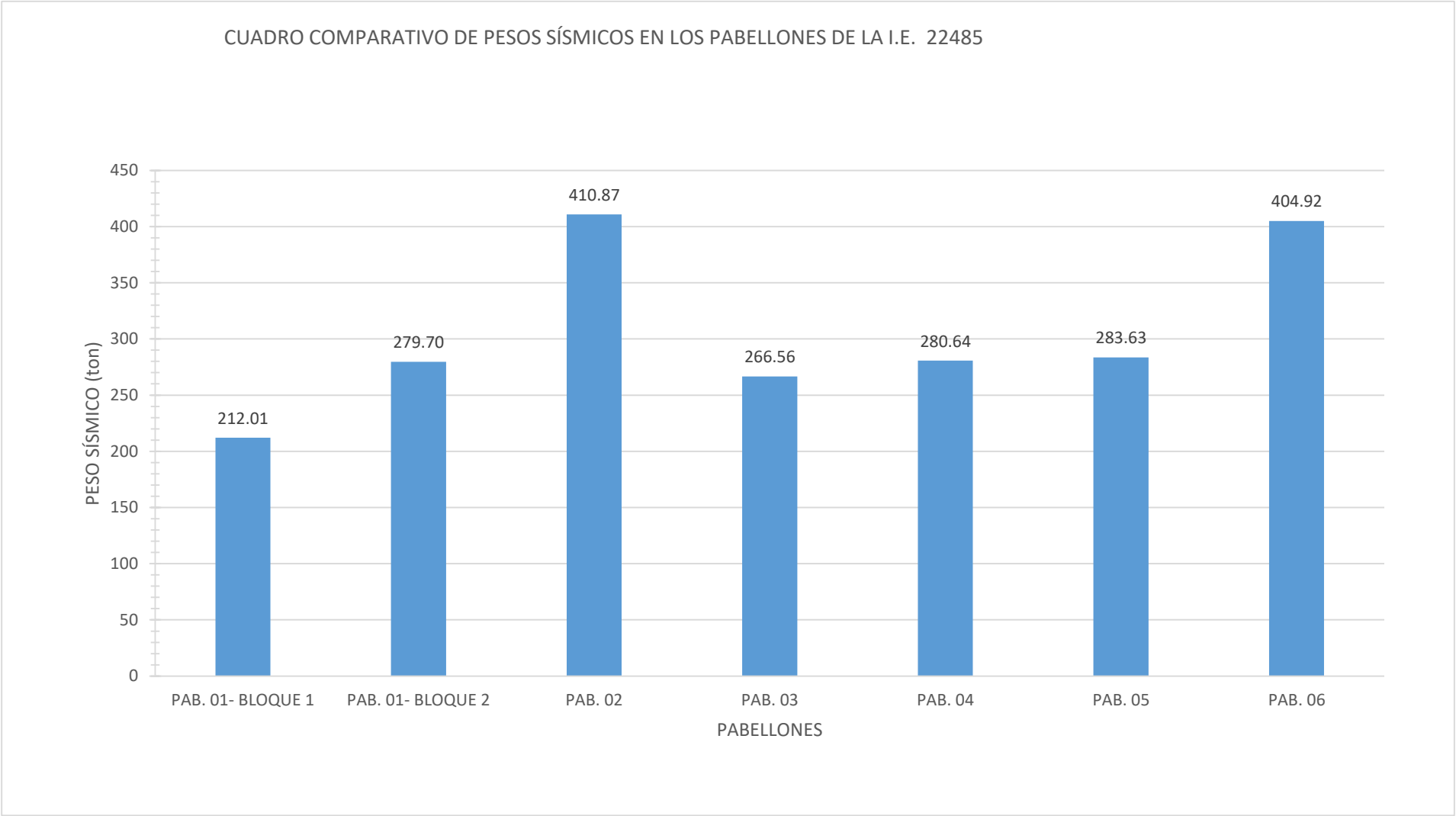
Fig. 32: Vista 3d del Pabellón 06

Tabla N° 54, Peso sísmico del pabellón 06

PISO	PESO (Ton)
1	256.79
2	148.13
TOTAL	404.92

Fuente: Datos extraídos del Etabs.

Gráfico N° 3, CUADRO COMPARATIVO DE LOS PESOS SÍSMICOS EN LOS PABELLONES DE LA I.E. 22485



Fuente: Elaboración propia.

En la gráfica N° 3, se realiza un cuadro comparativo de los pesos sísmicos indicados por la Norma E030 respecto a los seis pabellones y se puede concluir que el pabellón 02 con 410.87 Ton. posee mayor peso sísmico en relación con los demás, esto se debería a que la edificación posee mayor dimensión y por tanto aumentaría el peso por cargas permanentes.

DETERMINAR EL PERIODO DE VIBRACIÓN DE LA ESTRUCTURA (T)

El periodo de vibración (T) de una edificación es el tiempo del ciclo que demora en vibrar, depende principalmente de los parámetros de la estructura, es decir, de su rigidez (K) y su masa (m).

Es de gran importancia saber cuál es el Periodo (T) de la estructura, debido a que existen factores como el periodo natural del suelo (T_P y T_L) que produciría un efecto de resonancia en la estructura, lo cual se quiere evitar.

¿Cómo se crea el efecto de resonancia en la estructura?

El valor del Periodo (T) resulta ser igual o cercano al Periodo del Suelo (T_P y T_L), amplificando los daños en la estructura hasta llegar al punto de colapso.

El ingeniero Antonio Blanco Blasco nos menciona que si se realiza un comparativo entre el Periodo de Vibración de la estructura (T) dados por la Norma E030 y el Periodo de vibración (T) del análisis dinámico, se encontrará que estos últimos generalmente es mayor, lo cual produce un coeficiente sísmico menor.

Sin embargo, hay que tener cuidado porque no necesariamente el Periodo de vibración obtenido al realizar un análisis dinámico es el adecuado, puesto que haya sido obtenido por modelos que no consideren la influencia de la tabiquería de albañilería o que se haya simplificado el análisis. Por que como sabemos estos rigidizan la estructura en forma importante produciendo una variación en el Periodo (T).

Ahora bien, si la edificación cuenta con muros de cortes en los dos sentidos, la influencia de la tabiquería podría obviarse, porque la rigidez de los muros es mucho mayor que el de la tabiquería. En este caso se podría dar fe a los periodos obtenidos dinámicamente.

Solo si se tienen estructuras netamente aporticadas, sin ningún muro de corte, es que los resultados para encontrar el periodo de vibración (T) perdería validez.

El **Art. 28.4 PERIODO FUNDAMENTAL DE VIBRACIÓN** de la Norma E030 nos recomienda utilizar la fórmula para calcular el Periodo de la estructura:

$$T = \frac{H_n}{C_T} \dots \text{Ec. 5.21}$$

Donde:

H_n : Altura total de la edificación en metros

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

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

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

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

C_T: 60 Para edificios de albañilería y para todos los edificios de concreto armado duales, de muros estructurales, y muros de ductilidad limitada.

A continuación, se muestra los resultados del Periodo Fundamental de Vibración (T), el porcentaje de masa participante y el acumulado para las dos direcciones, con el análisis dinámico. Se considera que existen tres grados de libertad por piso, en total tendríamos 6 modos de vibración:

Tabla N° 55, Periodo de vibración y masa participante del Pabellón 01-

Bloque 1

MODO DE VIBRACIÓN	PERIODO (Seg.)	%MASA PARTICIPANTE EN X-X	%MASA PARTICIPANTE EN Y-Y	SUMA DE MASA PARTICIPANTE EN X-X	SUMA DE MASA PARTICIPANTE EN Y-Y
1	0.189	89.38	0.64×10^{-4}	89.38	0.64×10^{-4}
2	0.085	1.85×10^{-6}	93.10	89.38	93.10
3	0.073	1.83	0.10×10^{-3}	91.21	93.10
4	0.064	8.78	0.19×10^{-3}	99.99	93.10
5	0.034	0	6.90	99.99	100
6	0.029	0.01	0.79×10^{-6}	100	100

Fuente: Datos extraídos del Etabs.

Tabla N° 56, Periodo de vibración y masa participante del Pabellón 01-

Bloque 2

MODO DE VIBRACIÓN	PERIODO (Seg.)	%MASA PARTICIPANTE EN X-X	%MASA PARTICIPANTE EN Y-Y	SUMA DE MASA PARTICIPANTE EN X-X	SUMA DEMASA PARTICIPANTE EN Y-Y
1	0.176	89.31	0	89.31	0
2	0.08	6.10×10^{-4}	93.13	89.31	93.13
3	0.072	0.47	0.32	89.78	93.45
4	0.059	10.21	2.2×10^{-3}	99.99	93.45
5	0.032	0	6.54	99.99	99.99
6	0.029	0.01	0.01	100	100

Fuente: Datos extraídos del Etabs.

Tabla N° 57, Periodo de vibración y masa participante del Pabellón 02

MODO DE VIBRACIÓN	PERIODO (Seg.)	%MASA PARTICIPANTE EN X-X	%MASA PARTICIPANTE EN Y-Y	SUMA DE MASA PARTICIPANTE EN X-X	SUMA DEMASA PARTICIPANTE EN Y-Y
1	0.179	88.76	0	88.76	0
2	0.084	0	93.32	88.76	93.32
3	0.075	0.21	2.5×10^{-3}	88.98	93.33
4	0.059	11.02	0	99.99	93.33
5	0.033	0	6.67	99.99	100
6	0.03	0.01	2.2×10^{-4}	100	100

Fuente: Datos extraídos del Etabs.

Tabla N° 58, Periodo de vibración y masa participante del Pabellón 03

MODO DE VIBRACIÓN	PERIODO (Seg.)	%MASA PARTICIPANTE EN X-X	%MASA PARTICIPANTE EN Y-Y	SUMA DE MASA PARTICIPANTE EN X-X	SUMA DEMASA PARTICIPANTE EN Y-Y
1	0.173	89.20	0	89.20	0
2	0.093	0	92.62	89.20	92.62
3	0.072	0.42	0.04	89.62	92.66
4	0.058	10.37	8.6×10^{-4}	99.99	92.66
5	0.036	0	7.34	99.99	100
6	0.029	0.01	1.3×10^{-4}	100	100

Fuente: Datos extraídos del Etabs.

Tabla N° 59, Periodo de vibración y masa participante del Pabellón 04

MODO DE VIBRACIÓN	PERIODO (Seg.)	%MASA PARTICIPANTE EN X-X	%MASA PARTICIPANTE EN Y-Y	SUMA DE MASA PARTICIPANTE EN X-X	SUMA DEMASA PARTICIPANTE EN Y-Y
1	0.191	88.14	1.2×10^{-4}	88.14	1.2×10^{-4}
2	0.085	0.02	85.62	88.15	85.62
3	0.07	1.14	6.58	89.29	92.19
4	0.062	10.70	0.22	99.99	92.41
5	0.034	1.8×10^{-3}	6.99	99.99	99.40
6	0.028	0.01	0.60	100	100

Fuente: Datos extraídos del Etabs.

Tabla N° 60, Periodo de vibración y masa participante del Pabellón 05

MODO DE VIBRACIÓN	PERIODO (Seg.)	%MASA PARTICIPANTE EN X-X	%MASA PARTICIPANTE EN Y-Y	SUMA DE MASA PARTICIPANTE EN X-X	SUMA DEMASA PARTICIPANTE EN Y-Y
1	0.191	88.18	1.2×10^{-4}	88.18	1.2×10^{-4}
2	0.085	0.01	85.73	88.20	85.73
3	0.071	1.16	6.54	89.36	92.26
4	0.062	10.63	0.23	99.99	92.49
5	0.034	1.7×10^{-3}	6.92	99.99	99.42
6	0.028	0.01	0.58	100	100

Fuente: Datos extraídos del Etabs.

Tabla N° 61, Periodo de vibración y masa participante del Pabellón 06

MODO DE VIBRACIÓN	PERIODO (Seg.)	%MASA PARTICIPANTE EN X-X	%MASA PARTICIPANTE EN Y-Y	SUMA DE MASA PARTICIPANTE EN X-X	SUMA DEMASA PARTICIPANTE EN Y-Y
1	0.182	88.28	0	88.28	0
2	0.088	0.02	76.29	88.30	76.29
3	0.071	0.34	17.19	88.64	93.48
4	0.06	11.35	0.12	99.99	93.60
5	0.033	1.7×10^{-3}	5.80	100	99.40
6	0.028	4.9×10^{-3}	0.60	100	100

Fuente: Datos extraídos del Etabs.

Ahora calculamos el Periodo de vibración (T), de acuerdo a la **Ec. 5.21** con la fórmula que nos indica la Norma E030:

Pabellón 01- Bloque 1

En la dirección X-X

$$T = \frac{6.80}{35} = 0.194 \text{ Seg.}$$

En la dirección Y-Y

$$T = \frac{6.80}{60} = 0.113 \text{ Seg.}$$

Pabellón 01- Bloque 2

En la dirección X-X

$$T = \frac{6.80}{35} = 0.194 \text{ Seg.}$$

En la dirección Y-Y

$$T = \frac{6.80}{60} = 0.113 \text{ Seg.}$$

Pabellón 02

En la dirección X-X

$$T = \frac{6.80}{35} = 0.194 \text{ Seg.}$$

En la dirección Y-Y

$$T = \frac{6.80}{60} = 0.113 \text{ Seg.}$$

Pabellón 03

En la dirección X-X

$$T = \frac{6.80}{35} = 0.194 \text{ Seg.}$$

En la dirección Y-Y

$$T = \frac{6.80}{60} = 0.113 \text{ Seg.}$$

Pabellón 04

En la dirección X-X

$$T = \frac{6.80}{35} = 0.194 \text{ Seg.}$$

En la dirección Y-Y

$$T = \frac{6.80}{60} = 0.113 \text{ Seg.}$$

Pabellón 05

En la dirección X-X

$$T = \frac{6.80}{35} = 0.194 \text{ Seg.}$$

En la dirección Y-Y

$$T = \frac{6.80}{60} = 0.113 \text{ Seg.}$$

Pabellón 06

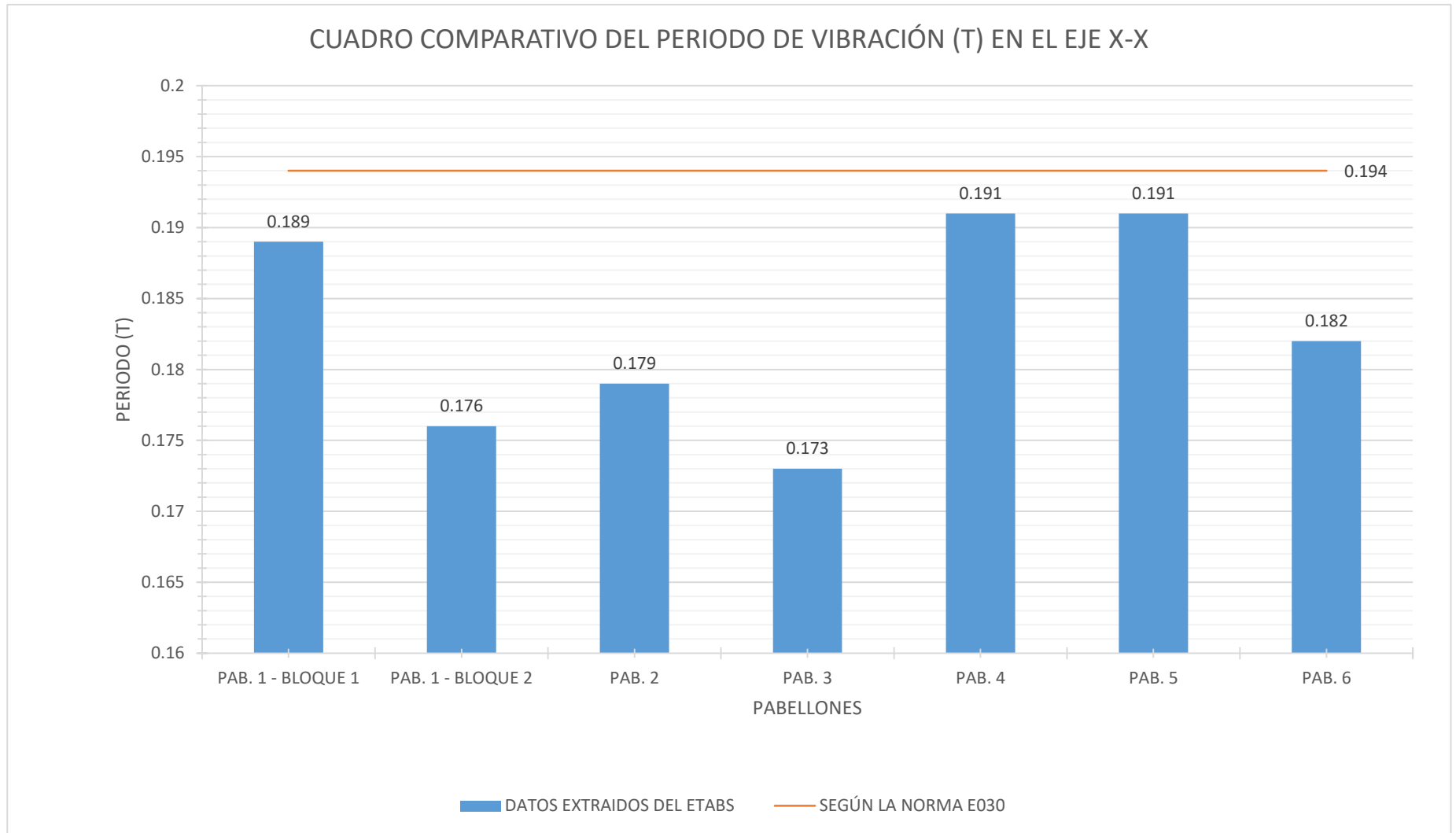
En la dirección X-X

$$T = \frac{6.80}{35} = 0.194 \text{ Seg.}$$

En la dirección Y-Y

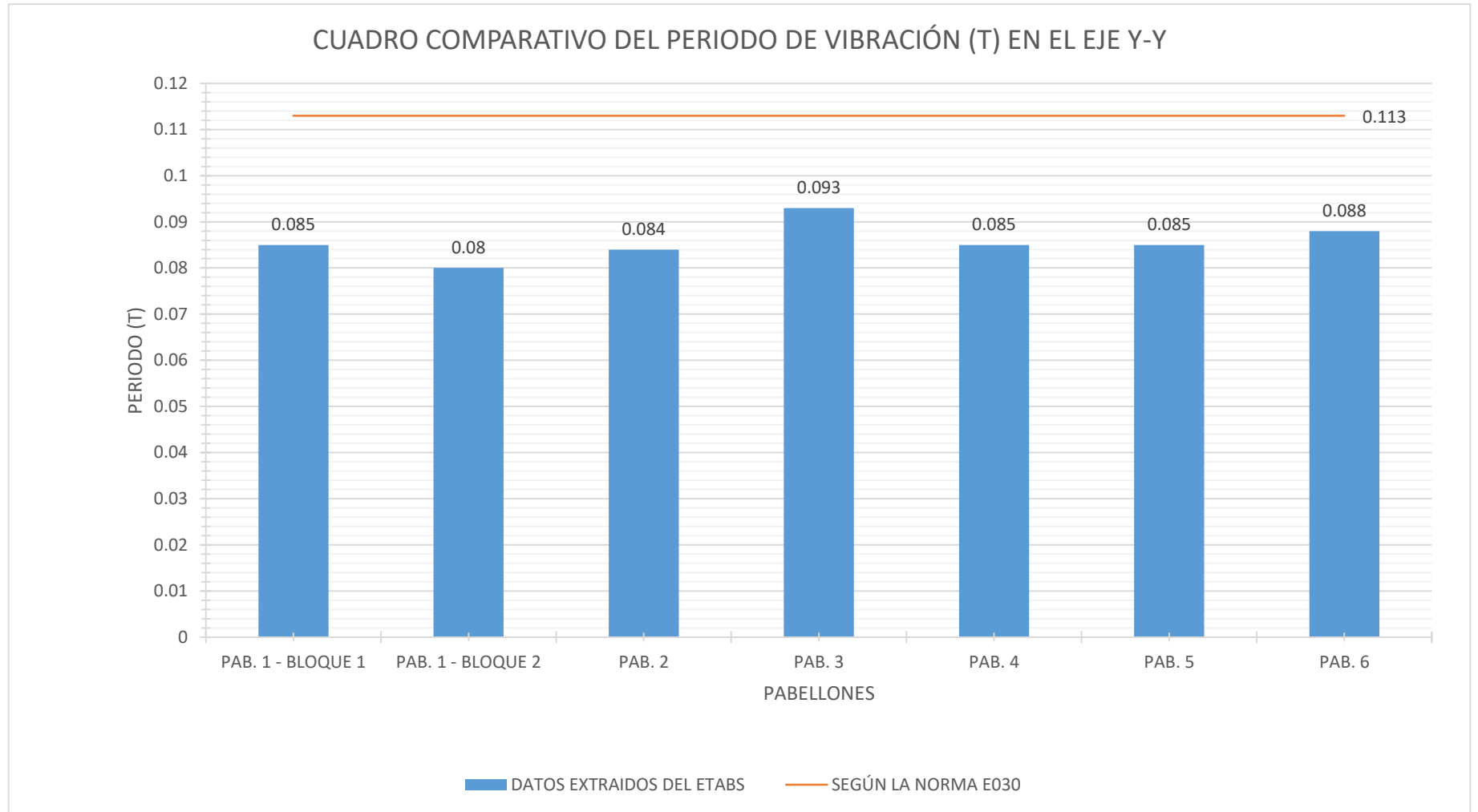
$$T = \frac{6.80}{60} = 0.113 \text{ Seg.}$$

Gráfico N° 4, CUADRO COMPARATIVO DE LOS PERIODOS DE VIBRACIÓN (T) EN EL EJE X-X



Fuente: Elaboración propia.

Gráfico N° 5, CUADRO COMPARATIVO DE LOS PERIODOS DE VIBRACIÓN (T) EN EL EJE Y-Y



Fuente: Elaboración propia.

Se observa en la gráfica N° 4 y 5 un comparativo de los resultados del Periodo de Vibración (T) de los pabellones arrojados por el Etabs y según la Norma E03, pudiéndose deducir que el periodo obtenido por la Norma E030 es mayor al obtenido por el Etabs en los dos ejes de análisis “X” y “Y”, y según el Ingeniero Antonio Blanco Blasco que a mayor periodo de vibración el coeficiente sísmico será menor. Además, en la estructuración se cuenta con muros de corte y columnas en forma de “T” que dan rigidez a la edificación, por lo tanto, la influencia de la tabiquería es nula ya que el aporte de su rigidez es pequeño en relación a la columna, dando validez al Periodo (T) obtenido del Etabs.

DETERMINAR LOS FACTORES Z, U, C, S Y R SEGÚN LA NORMA E030

Según el **Cap. 2 “PELIGRO SISMICO”** de la norma E030, la zona (Z) en que se encuentra el proyecto de investigación es **4**, con un factor de 0.45.

Tabla N° 62, Factores de Zona “Z”

FACTORES DE ZONA “Z”	
ZONA	Z
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.10

Fuente: Norma Técnica E030

Los factores de Zona “Z” se entiende que es la aceleración horizontal máxima de suelo rígido con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años.

Según el **Cap. 3 “CATEGORÍA, SISTEMA ESTRUCTURAL Y REGULARIDAD DE LAS EDIFICACIONES”** de la norma E030, los pabellones

pertenecen a la categoría “**A2**” y tiene un factor de uso (U) igual a **1.50**.

Tabla N° 63, Categoría de Edificación y Factor “U”

CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES Y FACTOR “U”		
CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR U
A Edificaciones Esenciales	A1: Establecimientos 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 para el manejo de las emergencias, el funcionamiento del gobierno y en general aquellas edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre. Se incluyen las siguientes edificaciones: - Establecimientos de salud no comprendidos en la categoría A1. - Puertos, aeropuertos, estaciones ferroviarias de pasajeros, sistemas masivos de transporte, 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. - Instituciones educativas, institutos superiores tecnológicos y universidades. - Edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, tales como grandes hornos, fábricas y depósitos de materiales inflamables o tóxicos. - Edificios que almacenen archivos e información esencial del Estado.	1,5
B Edificaciones Importantes	Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas tales como cines, teatros, estadios, coliseos, centros comerciales, terminales de buses de pasajeros, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos y bibliotecas. También se consideran depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento.	1,3
C Edificaciones Comunes	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 Edificaciones Temporales	Construcciones provisionales para depósitos, casetas y otras similares.	Ver nota 2

Fuente: Norma Técnica E030

Según el **Cap. 2.3 “CONDICIONES GEOTÉCNICAS”** de la Norma E030, y de acuerdo con nuestro perfil estratigráfico que se aprecia en el Anexo A, nuestro proyecto de investigación califica como **Perfil Tipo S2: Suelos intermedios**, cuya característica es una Arena gruesa a media, medianamente densa, con una resistencia al corte en condiciones no drenada S_u , entre (0.5 kg/cm² y 1

kg/cm²).

En el **Cap. 2.4 “PARÁMETROS DE SITIO (S, T_P Y T_L)”** de la Norma E030 nos presenta las siguientes tablas:

Tabla N° 64, Factores de Suelo “S”

FACTOR DE SUELO “S”				
SUELO ZONA	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
Z4	0,80	1,00	1,05	1,10
Z3	0,80	1,00	1,15	1,20
Z2	0,80	1,00	1,20	1,40
Z1	0,80	1,00	1,60	2,00

Fuente: Norma Técnica E030

Tabla N° 65, Periodos “T_P y T_L”

PERIODOS “T _P Y T _L ”				
	PERFIL DE SUELO			
	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
T _P (seg)	0,30	0,40	0,60	1,00
T _L (seg)	3,00	2,50	2,00	1,60

Fuente: Norma Técnica E030

Para nuestro proyecto de investigación el Factor de Suelo “**S**” que le corresponde es de 1,05 y con Periodos “**T_P y T_L**” de 0,60 y 2,00 seg. Respectivamente.

Según el **Cap. 2.5 “FACTOR DE AMPLIFICACIÓN SÍSMICA (C)”** de la Norma E030 se tiene el siguiente valor en relación de las características de sitio:

$$T < T_P \quad C = 2,5 \dots \text{Ec. 5.22}$$

$$T_P < T < T_L \quad C = 2,5 * \left(\frac{T_P}{T_L}\right) \dots \text{Ec. 5.23}$$

$$T_L < T \quad C = 2,5 * \left(\frac{T_P * T_L}{T^2}\right) \dots \text{Ec. 5.24}$$

Tabla N° 66, Cálculo del Coeficiente de Amplificación Sísmica “C”

PABELLONES	PERODO (T) EN EL EJE X-X	PERODO (T) EN EL EJE Y-Y	COEFICIENTE DE AMPLIFICACIÓN SÍSMICA “C” EN X-X	COEFICIENTE DE AMPLIFICACIÓN SÍSMICA “C” EN Y- Y
PAB. 01- BLOQUE1	0.189	0.085	2,5	2,5
PAB. 01- BLOQUE2	0.176	0.080	2,5	2,5
PAB. 02	0.179	0.084	2,5	2,5
PAB. 03	0.173	0.093	2,5	2,5
PAB. 04	0.191	0.085	2,5	2,5
PAB. 05	0.191	0.085	2,5	2,5
PAB. 06	0.182	0.088	2,5	2,5

Fuente: Elaboración propia

El **Cap. 3.4 “SISTEMAS ESTRUCTURALES Y COEFICIENTE BASICO DE REDUCCIÓN DE LAS FUERZAS SÍSMICAS (R_0)”** de la Norma E030 nos presenta la siguiente tabla, indicando el coeficiente R_0 según el sistema estructural empleado:

Tabla N° 67, Coeficiente Básico de Reducción de las Fuerzas Sísmicas “ R_0 ”

SISTEMAS ESTRUCTURALES	
SISTEMA ESTRUCTURAL	COEFICIENTE DE BASICO DE REDUCCIÓN R_0
ACERO:	
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	7
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	6
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)	8
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)	6
Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)	8
CONCRETO ARMADO:	
Pórticos	8
Dual	7
De muros Estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
ALBAÑILERÍA ARMADA O CONFINADA	3
MADERA (POR ESFUERZOS ADMISIBLES)	7

Fuente: Norma Técnica E030

Tabla N° 68, Cálculo del Coeficiente Básico de Reducción de las Fuerzas

Sísmicas “R₀”

PABELLONES	SISTEMA ESTRUCTURAL EJE X-X	SISTEMA ESTRUCTURAL EJE Y-Y	COEFICIENTE DE REDUCCIÓN SISMICA “R” EN X-X	COEFICIENTE DE REDUCCIÓN SISMICA “R” EN Y-Y
PAB. 01-BLOQUE1	Pórtico de Concreto Armado	Albañilería Confinada	8	3 (Sismo severo) con comportamiento inelástico
PAB. 01-BLOQUE1	Pórtico de Concreto Armado	Albañilería Confinada	8	3 (Sismo severo) con comportamiento inelástico
PAB. 02	Pórtico de Concreto Armado	Albañilería Confinada	8	3 (Sismo severo) con comportamiento inelástico
PAB. 03	Pórtico de Concreto Armado	Albañilería Confinada	8	3 (Sismo severo) con comportamiento inelástico
PAB. 04	Pórtico de Concreto Armado	Albañilería Confinada	8	3 (Sismo severo) con comportamiento inelástico
PAB. 05	Pórtico de Concreto Armado	Albañilería Confinada	8	3 (Sismo severo) con comportamiento inelástico
PAB. 06	Pórtico de Concreto Armado	Albañilería Confinada	8	3 (Sismo severo) con comportamiento inelástico

Fuente: Elaboración propia.

El coeficiente de reducción sísmica en el eje Y-Y se consideró el valor de 3 según la Norma E030, considerando que en este estado la albañilería tendrá un comportamiento inelástico y con probabilidad de fisuramiento.

DETERMINACIÓN DE LA REGULARIDAD DE LA EDIFICACIÓN (R)

A continuación, se presenta un cuadro de Irregularidades estructurales en Altura y en Planta que la Norma E030 nos indica, las cuales castigará con un factor de reducción al Coeficiente Básico de Reducción sísmica (R₀).

Tabla N° 69, Factor de Irregularidad I_a

IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA	FACTOR DE IRREGULARIDAD I_a
Irregularidad de Rigidez- Piso Blando. Existe irregularidad de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la distorsión de entrepiso (deriva) 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 Irregularidad 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.	0,75
Irregularidad Extrema de Rigidez- Piso Blando. Se considera que existe irregularidad extrema en la rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la distorsión de entrepiso (deriva) es mayor que 1,60 veces el correspondiente valor del entrepiso inmediato superior, o mayor que 1,40 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. Irregularidad Extrema de Resistencia- Piso Débil. 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 65% de la resistencia del entrepiso inmediato superior.	0,50
Irregularidad de Masa o Peso. Se tiene irregularidad de Masa o Peso cuando el peso de un piso es mayor que 1,5 veces el peso de un piso adyacente. Este criterio no aplica en azoteas y 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
Discontinuidad Extrema en los sistemas Resistentes. 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.	0,60

Fuente: Norma Técnica E030.

Tabla N° 70, Factor de Irregularidad I_p

IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA	FACTOR DE IRREGULARIDAD I_a
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 (Δ_{max}), es mayor que 1,2 veces el desplazamiento relativo del centro de masas del mismo entrepiso para la misma condición de carga (Δ_{CM}). Este criterio solo se aplica en edificios con diafragma rígido y solo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50% del desplazamiento permisible.	0,75
Irregularidad Torsional Extrema. 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 (Δ_{CM}), es mayor que 1,5 veces el desplazamiento relativo del centro de masas del mismo entrepiso para la misma condición de carga (Δ_{CM}). Este criterio solo se aplica en edificios con diafragma rígido y solo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50% del desplazamiento permisible.	0,60
Esquinas entrantes. La estructura se califica como irregular cuando tiene esquinas entrantes cuyas dimensiones en ambas direcciones son mayores que el 20% de la correspondiente dimensión total en planta	0,90
Discontinuidad de 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.	0,85
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 de 30° ni cuando los elementos no paralelos resisten menos del 10% de la fuerza cortante del piso.	0,90

Fuente: Norma Técnica E030.

Tabla N° 71, Categoría y regularidad de las edificaciones

CATEGORIA 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 extremas
B	4,3 y 2	No se permiten irregularidades extremas
	1	Sin restricciones
C	4 Y 3	No se permiten irregularidades extremas
	2	No se permiten irregularidades extremas excepto en edificios de hasta 2 pisos u 8 m. de altura total
	1	Sin restricciones

Fuente: Norma Técnica E030.

Ahora con estos parámetros que nos indica la norma definiremos, si los pabellones cuentan con alguna irregularidad ya sea en planta o en altura, además de, cuales son las restricciones que presentan de acuerdo a la categoría de edificación.

Irregularidad en Altura.

Tabla N° 72, Cálculo de Irregularidad de rigidez- Piso blando en X-X Pabellón

01- Boque 01.

X-X					
PISO	ALTURA (m)	DESPLAZ. PROMEDIO (m)	DERIVA	IRREGULARIDAD DE RIGIDEZ- PISO BLANDO	
2	3.4	0.00285	0.000414412	1.025	<i>NO EXISTE IRREGULARIDAD</i>
1	3.4	0.00144	0.000424706	0	
BASE	0	0			

Fuente: Datos extraídos del Etabs.

Tabla N° 73, Cálculo de Irregularidad de rigidez- Piso blando en Y-Y Pabellón

01- Boque 01.

Y-Y					
PISO	ALTURA (m)	DESPLAZ. PROMEDIO (m)	DERIVA	IRREGULARIDAD DE RIGIDEZ- PISO BLANDO	
2	3.4	0.001473	0.000186176	1.327	<i>NO EXISTE IRREGULARIDAD</i>
1	3.4	0.00084	0.000247059	0	
BASE	0	0			

Fuente: Datos extraídos del Etabs.

Tabla N° 74, Cálculo de Irregularidad de rigidez- Piso blando en X-X Pabellón

01- Boque 02.

X-X					
PISO	ALTURA (m)	DESPLAZ. PROMEDIO (m)	DERIVA	IRREGULARIDAD DE RIGIDEZ- PISO BLANDO	
2	3.4	0.00251	0.000365	1.023	<i>NO EXISTE IRREGULARIDAD</i>
1	3.4	0.00127	0.000373235	0	
BASE	0	0			

Fuente: Datos extraídos del Etabs.

Tabla N° 75, Cálculo de Irregularidad de rigidez- Piso blando en Y-Y Pabellón

01- Boque 02.

Y-Y					
PISO	ALTURA (m)	DESPLAZ. PROMEDIO (m)	DERIVA	IRREGULARIDAD DE RIGIDEZ- PISO BLANDO	
2	3.4	0.001298	0.000161765	1.360	<i>NO EXISTE IRREGULARIDAD</i>
1	3.4	0.000748	0.00022	0	
BASE	0	0			

Fuente: Datos extraídos del Etabs.

Tabla N° 76, Cálculo de Irregularidad de rigidez- Piso blando en X-X Pabellón

02.

X-X					
PISO	ALTURA (m)	DESPLAZ. PROMEDIO (m)	DERIVA	IRREGULARIDAD DE RIGIDEZ- PISO BLANDO	
2	3.4	0.00260	0.000383824	0.989	<i>NO EXISTE IRREGULARIDAD</i>
1	3.4	0.00129	0.000379412	0	
BASE	0	0			

Fuente: Datos extraídos del Etabs.

Tabla N° 77, Cálculo de Irregularidad de rigidez- Piso blando en Y-Y Pabellón

02.

Y-Y					
PISO	ALTURA (m)	DESPLAZ. PROMEDIO (m)	DERIVA	IRREGULARIDAD DE RIGIDEZ- PISO BLANDO	
2	3.4	0.001432	0.000179118	1.351	<i>NO EXISTE IRREGULARIDAD</i>
1	3.4	0.000823	0.000242059	0	
BASE	0	0			

Fuente: Datos extraídos del Etabs.

Tabla N° 78, Cálculo de Irregularidad de rigidez- Piso blando en X-X Pabellón

03.

X-X					
PISO	ALTURA (m)	DESPLAZ. PROMEDIO (m)	DERIVA	IRREGULARIDAD DE RIGIDEZ- PISO BLANDO	
2	3.4	0.00242	0.000353235	1.013	<i>NO EXISTE IRREGULARIDAD</i>
1	3.4	0.00122	0.000357941	0	
BASE	0	0			

Fuente: Datos extraídos del Etabs.

Tabla N° 79, Cálculo de Irregularidad de rigidez- Piso blando en Y-Y Pabellón

03.

Y-Y					
PISO	ALTURA (m)	DESPLAZ. PROMEDIO (m)	DERIVA	IRREGULARIDAD DE RIGIDEZ- PISO BLANDO	
2	3.4	0.001779	0.000229412	1.281	<i>NO EXISTE IRREGULARIDAD</i>
1	3.4	0.000999	0.000293824	0	
BASE	0	0			

Fuente: Datos extraídos del Etabs.

Tabla N° 80, Cálculo de Irregularidad de rigidez- Piso blando en X-X Pabellón

04.

X-X					
PISO	ALTURA (m)	DESPLAZ. PROMEDIO (m)	DERIVA	IRREGULARIDAD DE RIGIDEZ- PISO BLANDO	
2	3.4	0.00298	0.000448529	0.951	<i>NO EXISTE IRREGULARIDAD</i>
1	3.4	0.00145	0.000426765	0	
BASE	0	0			

Fuente: Datos extraídos del Etabs.

Tabla N° 81, Cálculo de Irregularidad de rigidez- Piso blando en Y-Y Pabellón

04.

Y-Y					
PISO	ALTURA (m)	DESPLAZ. PROMEDIO (m)	DERIVA	IRREGULARIDAD DE RIGIDEZ- PISO BLANDO	
2	3.4	0.001457	0.000189706	1.259	<i>NO EXISTE IRREGULARIDAD</i>
1	3.4	0.000812	0.000238824	0	
BASE	0	0			

Fuente: Datos extraídos del Etabs.

Tabla N° 82, Cálculo de Irregularidad de rigidez- Piso blando en X-X Pabellón

05.

X-X					
PISO	ALTURA (m)	DESPLAZ. PROMEDIO (m)	DERIVA	IRREGULARIDAD DE RIGIDEZ- PISO BLANDO	
2	3.4	0.00300	0.000450882	0.955	<i>NO EXISTE IRREGULARIDAD</i>
1	3.4	0.00146	0.000430588	0	
BASE	0	0			

Fuente: Datos extraídos del Etabs.

Tabla N° 83, Cálculo de Irregularidad de rigidez- Piso blando en Y-Y Pabellón

05.

Y-Y					
PISO	ALTURA (m)	DESPLAZ. PROMEDIO (m)	DERIVA	IRREGULARIDAD DE RIGIDEZ- PISO BLANDO	
2	3.4	0.001468	0.000190588	1.265	<i>NO EXISTE IRREGULARIDAD</i>
1	3.4	0.00082	0.000241176	0	
BASE	0	0			

Fuente: Datos extraídos del Etabs.

Tabla N° 84, Cálculo de Irregularidad de rigidez- Piso blando en X-X Pabellón

06.

X-X					
PISO	ALTURA (m)	DESPLAZ. PROMEDIO (m)	DERIVA	IRREGULARIDAD DE RIGIDEZ- PISO BLANDO	
2	3.4	0.00269	0.000404118	0.960	<i>NO EXISTE IRREGULARIDAD</i>
1	3.4	0.00132	0.000387941	0	
BASE	0	0			

Fuente: Datos extraídos del Etabs.

Tabla N° 85, Cálculo de Irregularidad de rigidez- Piso blando en Y-Y Pabellón

06.

Y-Y					
PISO	ALTURA (m)	DESPLAZ. PROMEDIO (m)	DERIVA	IRREGULARIDAD DE RIGIDEZ- PISO BLANDO	
2	3.4	0.001513	0.000185588	1.398	<i>NO EXISTE IRREGULARIDAD</i>
1	3.4	0.000882	0.000259412	0	
BASE	0	0			

Fuente: Datos extraídos del Etabs.

Tabla N° 86, Cálculo de Irregularidad de resistencia- Piso débil en X-X

Pabellón 01- bloque 1.

X-X			
PISO	RIGIDEZ TON/M	IRREGULARIDAD DE RESISTENCIA- PISO DEBIL	
2	17849.825	182.2107051	<i>NO EXISTE IRREGULARIDAD</i>
1	32524.292	0	
BASE	0		

Fuente: Datos extraídos del Etabs.

Tabla N° 87, Cálculo de Irregularidad de resistencia- Piso débil en Y-Y

Pabellón 01 – bloque 1.

Y-Y			
PISO	RIGIDEZ TON/M	IRREGULARIDAD DE RESISTENCIA- PISO DEBIL	
2	105874.005	140.8236998	<i>NO EXISTE IRREGULARIDAD</i>
1	149095.691	0	
BASE	0		

Fuente: Datos extraídos del Etabs.

Tabla N° 88, Cálculo de Irregularidad de resistencia- Piso débil en X-X

Pabellón 01- bloque 2.

X-X			
PISO	RIGIDEZ TON/M	IRREGULARIDAD DE RESISTENCIA- PISO DEBIL	
2	26292.122	185.7303035	<i>NO EXISTE IRREGULARIDAD</i>
1	48832.438	0	
BASE	0		

Fuente: Datos extraídos del Etabs.

Tabla N° 89, Cálculo de Irregularidad de resistencia- Piso débil en Y-Y

Pabellón 01 – bloque 2.

Y-Y			
PISO	RIGIDEZ TON/M	IRREGULARIDAD DE RESISTENCIA- PISO DEBIL	
2	158534.263	139.2173501	<i>NO EXISTE IRREGULARIDAD</i>
1	220707.2	0	
BASE	0		

Fuente: Datos extraídos del Etabs.

Tabla N° 90, Cálculo de Irregularidad de resistencia- Piso débil en X-X

Pabellón 02.

X-X			
PISO	RIGIDEZ TON/M	IRREGULARIDAD DE RESISTENCIA- PISO DEBIL	
2	37321.15	189.0702966	<i>NO EXISTE IRREGULARIDAD</i>
1	70563.209	0	
BASE	0		

Fuente: Datos extraídos del Etabs.

Tabla N° 91, Cálculo de Irregularidad de resistencia- Piso débil en Y-Y

Pabellón 02.

Y-Y			
PISO	RIGIDEZ TON/M	IRREGULARIDAD DE RESISTENCIA- PISO DEBIL	
2	213223.987	138.3127195	<i>NO EXISTE IRREGULARIDAD</i>
1	294915.895	0	
BASE	0		

Fuente: Datos extraídos del Etabs.

Tabla N° 92, Cálculo de Irregularidad de resistencia- Piso débil en X-X

Pabellón 03.

X-X			
PISO	RIGIDEZ TON/M	IRREGULARIDAD DE RESISTENCIA- PISO DEBIL	
2	26080.891	185.9879289	<i>NO EXISTE IRREGULARIDAD</i>
1	48507.309	0	
BASE	0		

Fuente: Datos extraídos del Etabs.

Tabla N° 93, Cálculo de Irregularidad de resistencia- Piso débil en Y-Y

Pabellón 03.

Y-Y			
PISO	RIGIDEZ TON/M	IRREGULARIDAD DE RESISTENCIA- PISO DEBIL	
2	107107.733	147.1079245	<i>NO EXISTE IRREGULARIDAD</i>
1	157563.963	0	
BASE	0		

Fuente: Datos extraídos del Etabs.

Tabla N° 94, Cálculo de Irregularidad de resistencia- Piso débil en X-X

Pabellón 04.

X-X			
PISO	RIGIDEZ TON/M	IRREGULARIDAD DE RESISTENCIA- PISO DEBIL	
2	21532.148	198.9387496	<i>NO EXISTE IRREGULARIDAD</i>
1	42835.786	0	
BASE	0		

Fuente: Datos extraídos del Etabs.

Tabla N° 95, Cálculo de Irregularidad de resistencia- Piso débil en Y-Y

Pabellón 04.

Y-Y			
PISO	RIGIDEZ TON/M	IRREGULARIDAD DE RESISTENCIA- PISO DEBIL	
2	135733.399	150.4224056	<i>NO EXISTE IRREGULARIDAD</i>
1	204173.444	0	
BASE	0		

Fuente: Datos extraídos del Etabs.

Tabla N° 96, Cálculo de Irregularidad de resistencia- Piso débil en X-X

Pabellón 05.

X-X			
PISO	RIGIDEZ TON/M	IRREGULARIDAD DE RESISTENCIA- PISO DEBIL	
2	21472.74	199.7934218	<i>NO EXISTE IRREGULARIDAD</i>
1	42901.122	0	
BASE	0		

Fuente: Datos extraídos del Etabs.

Tabla N° 97, Cálculo de Irregularidad de resistencia- Piso débil en Y-Y

Pabellón 05.

Y-Y			
PISO	RIGIDEZ TON/M	IRREGULARIDAD DE RESISTENCIA- PISO DEBIL	
2	135524.448	150.7480827	<i>NO EXISTE IRREGULARIDAD</i>
1	204300.507	0	
BASE	0		

Fuente: Datos extraídos del Etabs.

Tabla N° 98, Cálculo de Irregularidad de resistencia- Piso débil en X-X

Pabellón 06.

X-X			
PISO	RIGIDEZ TON/M	IRREGULARIDAD DE RESISTENCIA- PISO DEBIL	
2	34959.67	194.5137669	<i>NO EXISTE IRREGULARIDAD</i>
1	68001.371	0	
BASE	0		

Fuente: Datos extraídos del Etabs.

Tabla N° 99, Cálculo de Irregularidad de resistencia- Piso débil en Y-Y

Pabellón 06.

Y-Y			
PISO	RIGIDEZ TON/M	IRREGULARIDAD DE RESISTENCIA- PISO DEBIL	
2	202990.424	133.5549927	<i>NO EXISTE IRREGULARIDAD</i>
1	271103.846	0	
BASE	0		

Fuente: Datos extraídos del Etabs.

Irregularidad de masa o peso: Al tener pabellones de dos pisos, no habría irregularidad de masa para ningún pabellón, puesto que el último piso se cuenta con cobertura de pastelero.

Irregularidad geométrica vertical: Los pabellones repiten sus dimensiones en planta en los dos pisos, por ello no existiría irregularidad geométrica vertical.

Irregularidad en los sistemas resistentes: No existe en los elementos estructurales desalineamiento vertical, esto se repite en todos los pabellones, como conclusión se tiene que no existe irregularidad para ningún pabellón.

Tabla N° 100, Cuadro Resumen de las Irregularidades en Altura para los Pabellones.

IRREGULARIDAD EN ALTURA						
PABELLÓN	RESTRICCIÓN	Piso blando	Piso débil	Masa o peso	Geométrica vertical	Discontinuidad en los sistemas resistentes
PAB. 01- BLOQUE1	No se permiten irregularidades	NO	NO	NO	NO	NO
PAB. 01- BLOQUE2	No se permiten irregularidades	NO	NO	NO	NO	NO
PAB. 02	No se permiten irregularidades	NO	NO	NO	NO	NO
PAB. 03	No se permiten irregularidades	NO	NO	NO	NO	NO
PAB. 04	No se permiten irregularidades	NO	NO	NO	NO	NO
PAB. 05	No se permiten irregularidades	NO	NO	NO	NO	NO
PAB. 06	No se permiten irregularidades	NO	NO	NO	NO	NO

Fuente: Elaboración propia.

Irregularidad en Planta.

Tabla N° 101, Cálculo de Irregularidad torsional en X-X Pabellón 01- bloque1.

X-X				
PISO	Δ_{max} (m.)	Δ_{CM} (m.)	RATIO	IRREGULARIDAD TORSIONAL
2	0.002873	0.002853	1.007	<i>NO EXISTE IRREGULARIDAD</i>
1	0.001449	0.001444	1.004	

Fuente: Datos extraídos del Etabs.

Tabla N° 102, Cálculo de Irregularidad torsional en Y-Y Pabellón 01- bloque1.

Y-Y				
PISO	Δ_{max} (m.)	Δ_{CM} (m.)	RATIO	IRREGULARIDAD TORSIONAL
2	0.001612	0.001473	1.094	<i>NO EXISTE IRREGULARIDAD</i>
1	0.000921	0.00084	1.096	

Fuente: Datos extraídos del Etabs.

Tabla N° 103, Cálculo de Irregularidad torsional en X-X Pabellón 01- bloque2.

X-X				
PISO	Δ_{max} (m.)	Δ_{CM} (m.)	RATIO	IRREGULARIDAD TORSIONAL
2	0.00264	0.00263	1.004	<i>NO EXISTE IRREGULARIDAD</i>
1	0.001332	0.001329	1.002	

Fuente: Datos extraídos del Etabs.

Tabla N° 104, Cálculo de Irregularidad torsional en Y-Y Pabellón 01- bloque2.

Y-Y				
PISO	Δ_{max} (m.)	Δ_{CM} (m.)	RATIO	IRREGULARIDAD TORSIONAL
2	0.00146	0.001298	1.125	<i>NO EXISTE IRREGULARIDAD</i>
1	0.000844	0.000748	1.128	

Fuente: Datos extraídos del Etabs.

Tabla N° 105, Cálculo de Irregularidad torsional en X-X Pabellón 02.

X-X				
PISO	Δ_{max} (m.)	Δ_{CM} (m.)	RATIO	IRREGULARIDAD TORSIONAL
2	0.002601	0.002595	1.002	<i>NO EXISTE IRREGULARIDAD</i>
1	0.001291	0.00129	1.001	

Fuente: Datos extraídos del Etabs.

Tabla N° 106, Cálculo de Irregularidad torsional en Y-Y Pabellón 02.

Y-Y				
PISO	Δ_{max} (m.)	Δ_{CM} (m.)	RATIO	IRREGULARIDAD TORSIONAL
2	0.00168	0.001432	1.173	<i>NO EXISTE IRREGULARIDAD</i>
1	0.000965	0.000823	1.173	

Fuente: Datos extraídos del Etabs.

Tabla N° 107, Cálculo de Irregularidad torsional en X-X Pabellón 03.

X-X				
PISO	Δ_{max} (m.)	Δ_{CM} (m.)	RATIO	IRREGULARIDAD TORSIONAL
2	0.002427	0.002418	1.004	<i>NO EXISTE IRREGULARIDAD</i>
1	0.001219	0.001217	1.002	

Fuente: Datos extraídos del Etabs.

Tabla N° 108, Cálculo de Irregularidad torsional en Y-Y Pabellón 03.

Y-Y				
PISO	Δ_{max} (m.)	Δ_{CM} (m.)	RATIO	IRREGULARIDAD TORSIONAL
2	0.001936	0.001779	1.088	<i>NO EXISTE IRREGULARIDAD</i>
1	0.001092	0.000999	1.093	

Fuente: Datos extraídos del Etabs.

Tabla N° 109, Cálculo de Irregularidad torsional en X-X Pabellón 04.

X-X				
PISO	Δ_{max} (m.)	Δ_{CM} (m.)	RATIO	IRREGULARIDAD TORSIONAL
2	0.002984	0.002976	1.003	<i>NO EXISTE IRREGULARIDAD</i>
1	0.001453	0.001451	1.002	

Fuente: Datos extraídos del Etabs.

Tabla N° 110, Cálculo de Irregularidad torsional en Y-Y Pabellón 04.

Y-Y				
PISO	Δ_{max} (m.)	Δ_{CM} (m.)	RATIO	IRREGULARIDAD TORSIONAL
2	0.00147	0.001457	1.009	<i>NO EXISTE IRREGULARIDAD</i>
1	0.000816	0.000812	1.006	

Fuente: Datos extraídos del Etabs.

Tabla N° 111, Cálculo de Irregularidad torsional en X-X Pabellón 05.

X-X				
PISO	Δ_{max} (m.)	Δ_{CM} (m.)	RATIO	IRREGULARIDAD TORSIONAL
2	0.003006	0.002997	1.003	<i>NO EXISTE IRREGULARIDAD</i>
1	0.001467	0.001464	1.002	

Fuente: Datos extraídos del Etabs.

Tabla N° 112, Cálculo de Irregularidad torsional en Y-Y Pabellón 05.

Y-Y				
PISO	Δ_{max} (m.)	Δ_{CM} (m.)	RATIO	IRREGULARIDAD TORSIONAL
2	0.001481	0.001468	1.009	<i>NO EXISTE IRREGULARIDAD</i>
1	0.000824	0.00082	1.005	

Fuente: Datos extraídos del Etabs.

Tabla N° 113, Cálculo de Irregularidad torsional en X-X Pabellón 06.

X-X				
PISO	Δ_{max} (m.)	Δ_{CM} (m.)	RATIO	IRREGULARIDAD TORSIONAL
2	0.0027	0.002693	1.003	<i>NO EXISTE IRREGULARIDAD</i>
1	0.001321	0.001319	1.002	

Fuente: Datos extraídos del Etabs.

Tabla N° 114, Cálculo de Irregularidad torsional en Y-Y Pabellón 06.

Y-Y				
PISO	Δ_{max} (m.)	Δ_{CM} (m.)	RATIO	IRREGULARIDAD TORSIONAL
2	0.002067	0.001513	1.366	<i>SI EXISTE IRREGULARIDAD*</i>
1	0.001216	0.000882	1.378	

Fuente: Datos extraídos del Etabs.

En los cuadros anteriormente presentados se puede observar que:

- El pabellón 2 se encuentra cerca de los límites de irregularidad torsional.
- El pabellón 4 y 5 presentan un mejor comportamiento sísmico evitando los efectos torsionales por lo que su ratio es bajo.
- El pabellón 6, no cumplió con la restricción de irregularidad, alcanzando un ratio de 1.378 por lo que “Si existe irregularidad*”, pero esta premisa será cierta siempre y cuando el desplazamiento relativo sea mayor que el 50% del desplazamiento permisible indicado por la Norma E030.

Esquinas entrantes: No presenta esquinas entrantes en ningún pabellón.

Discontinuidad de diafragma: No presenta discontinuidad de diafragma en

ningún pabellón.

Sistemas no paralelos: No presenta discontinuidad por sistemas no paralelos, ya que los ejes en donde se encuentra ubicados los elementos estructurales que darán rigidez a la edificación son paralelos y guardan simetría, estas características se repiten en todos los pabellones.

Tabla N° 115, Cuadro Resumen de las Irregularidades en Planta para los Pabellones.

IRREGULARIDAD EN PLANTA					
PABELLÓN	RESTRICCIÓN	Irregularidad Torsional	Esquinas entrantes	Discontinuidad de diafragma	Sistemas no paralelos
PAB. 01- BLOQUE1	No se permiten irregularidades	NO	NO	NO	NO
PAB. 01- BLOQUE2	No se permiten irregularidades	NO	NO	NO	NO
PAB. 02	No se permiten irregularidades	NO	NO	NO	NO
PAB. 03	No se permiten irregularidades	NO	NO	NO	NO
PAB. 04	No se permiten irregularidades	NO	NO	NO	NO
PAB. 05	No se permiten irregularidades	NO	NO	NO	NO
PAB. 06	No se permiten irregularidades	SI*	NO	NO	NO

Fuente: Elaboración propia.

CALCULAR LA FUERZA CORTANTE EN LA BASE $\frac{Z*U*C*S}{R} * P$, PARA CADA

DIRECCIÓN DE ANÁLISIS

Una vez definido los Parámetros Sísmicos Z, U, C, S, R y luego encontrar el Peso Sísmico (P) de todos los pabellones procederemos a calcular la Cortante Basal.

Pabellón 01- Bloque 1 en el eje X-X

$$\frac{Z * U * C * S}{R} * P = \frac{0.45 * 1.50 * 2.50 * 1.05}{8} * 212.01 = 46.96 \text{ Ton}$$

Pabellón 01- Bloque 1 en el eje Y-Y

$$\frac{Z * U * C * S}{R} * P = \frac{0.45 * 1.50 * 2.50 * 1.05}{3} * 212.01 = 125.22 \text{ Ton}$$

Pabellón 01- Bloque 2 en el eje X-X

$$\frac{Z * U * C * S}{R} * P = \frac{0.45 * 1.50 * 2.50 * 1.05}{8} * 279.70 = 61.95 \text{ Ton}$$

Pabellón 01- Bloque 2 en el eje Y-Y

$$\frac{Z * U * C * S}{R} * P = \frac{0.45 * 1.50 * 2.50 * 1.05}{3} * 279.70 = 165.20 \text{ Ton}$$

Pabellón 02 en el eje X-X

$$\frac{Z * U * C * S}{R} * P = \frac{0.45 * 1.50 * 2.50 * 1.05}{8} * 410.87 = 91.00 \text{ Ton}$$

Pabellón 02 en el eje Y-Y

$$\frac{Z * U * C * S}{R} * P = \frac{0.45 * 1.50 * 2.50 * 1.05}{3} * 410.87 = 242.67 \text{ Ton}$$

Pabellón 03 en el eje X-X

$$\frac{Z * U * C * S}{R} * P = \frac{0.45 * 1.50 * 2.50 * 1.05}{8} * 266.56 = 59.04 \text{ Ton}$$

Pabellón 03 en el eje Y-Y

$$\frac{Z * U * C * S}{R} * P = \frac{0.45 * 1.50 * 2.50 * 1.05}{3} * 266.56 = 157.44 \text{ Ton}$$

Pabellón 04 en el eje X-X

$$\frac{Z * U * C * S}{R} * P = \frac{0.45 * 1.50 * 2.50 * 1.05}{8} * 280.64 = 62.16 \text{ Ton}$$

Pabellón 04 en el eje Y-Y

$$\frac{Z * U * C * S}{R} * P = \frac{0.45 * 1.50 * 2.50 * 1.05}{3} * 280.64 = 165.75 \text{ Ton}$$

Pabellón 05 en el eje X-X

$$\frac{Z * U * C * S}{R} * P = \frac{0.45 * 1.50 * 2.50 * 1.05}{8} * 283.63 = 62.82 \text{ Ton}$$

Pabellón 05 en el eje Y-Y

$$\frac{Z * U * C * S}{R} * P = \frac{0.45 * 1.50 * 2.50 * 1.05}{3} * 283.63 = 167.52 \text{ Ton}$$

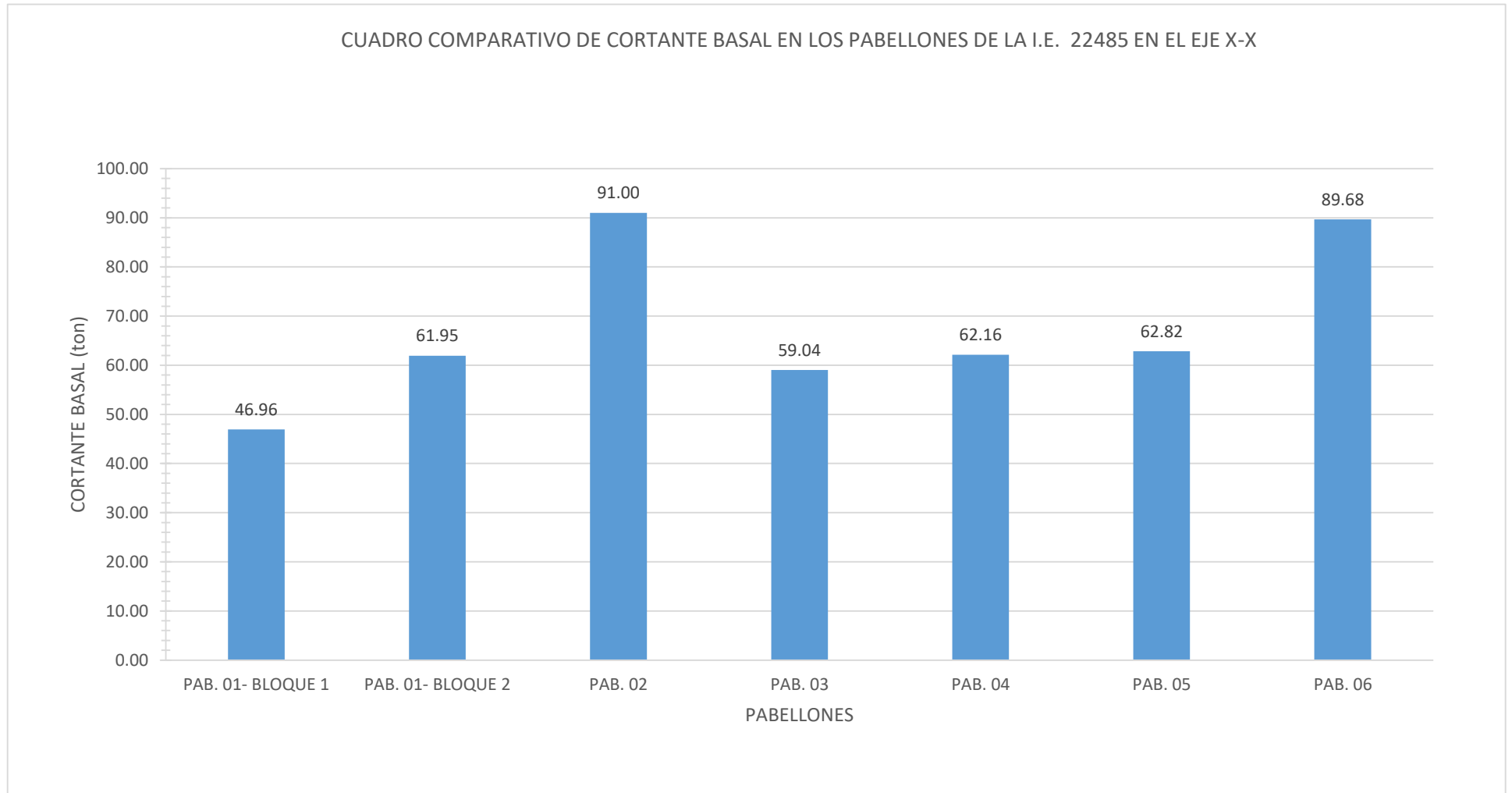
Pabellón 06 en el eje X-X

$$\frac{Z * U * C * S}{R} * P = \frac{0.45 * 1.50 * 2.50 * 1.05}{8} * 404.92 = 89.68 \text{ Ton}$$

Pabellón 06 en el eje Y-Y

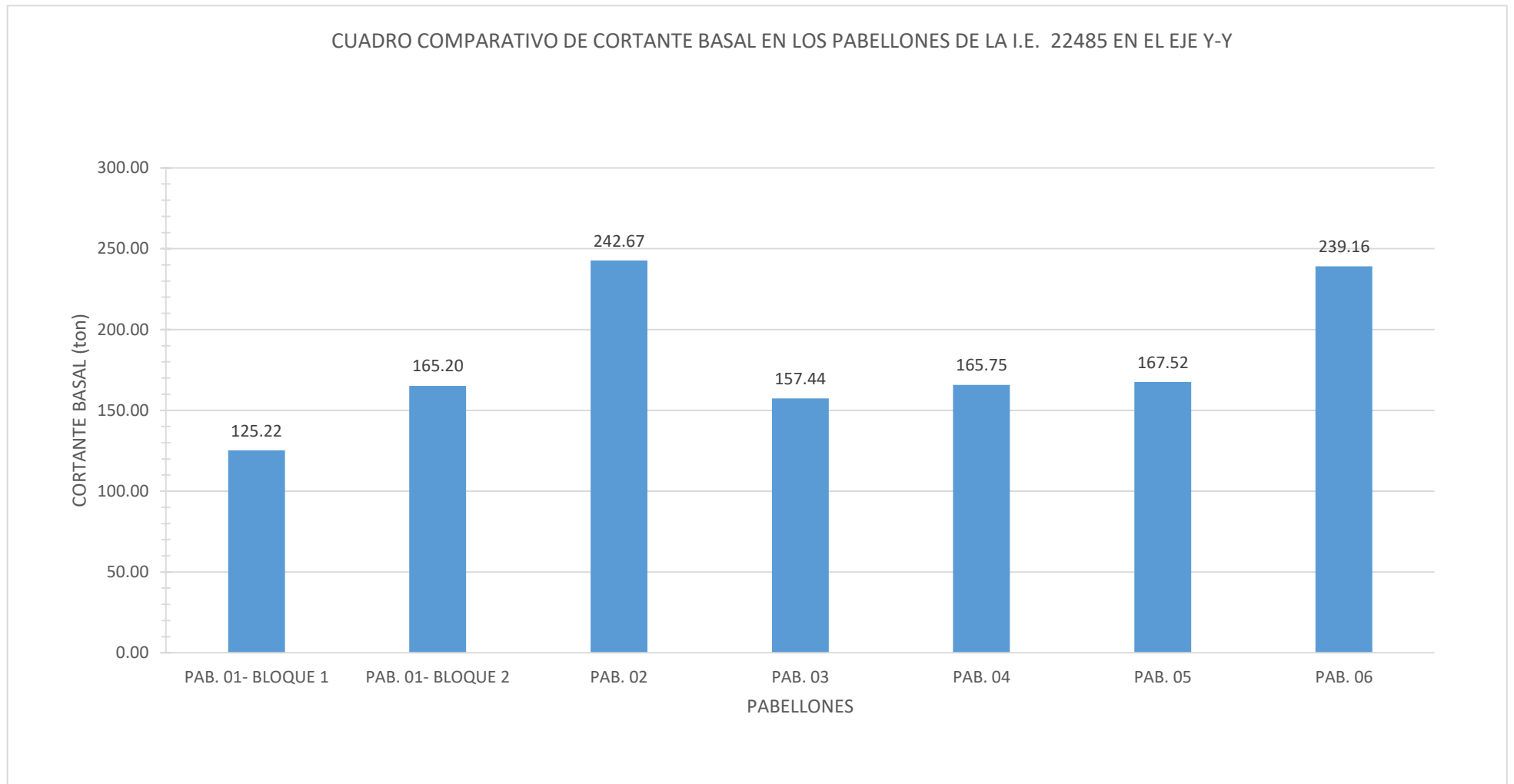
$$\frac{Z * U * C * S}{R} * P = \frac{0.45 * 1.50 * 2.50 * 1.05}{3} * 404.92 = 239.16 \text{ Ton}$$

Gráfico N° 6, Cuadro comparativo de cortante basal en los Pabellones de la I.E. 22485 en el eje X-X.



Fuente: Elaboración propia.

Gráfico N° 7, Cuadro comparativo de cortante basal en los Pabellones de la I.E. 22485 en el eje Y-Y.



Fuente: Elaboración propia.

Se puede observar que:

- En la dirección de Análisis X-X, el Pabellón que más cortante basal absorbe es el Pabellón 02 debido a que el Peso Sismico (P) es mayor.
- En la dirección de Análisis Y-Y, ocurre de igual forma, el Pabellón que más cortante basal absorbe es el Pabellón 02.

DETERMINACIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL RESISTENTE.

El **Art. 3.2 SISTEMAS ESTRUCTURALES**, de la Norma E030 nos indica lo siguiente:

Para determinar el sistema estructural que se ha empleado en la configuración necesitamos conocer el porcentaje de cortante basal que absorbe, para:

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 cuales 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 el 30% de la fuerza cortante en la base.

Tabla N° 116, Cálculo de cortantes en elementos estructurales del Pabellón

1- Bloque 01.

CORTANTES			
SECCION X-X			
CORTANTE		% CORTANTE TOMADA	
COLUMNA (Ton)	MUROS (Ton)	COLUMNA (Ton)	MUROS (Ton)
46.95	1.45	97.01	2.99

CORTANTES			
SECCION Y-Y			
CORTANTE		% CORTANTE TOMADA	
COLUMNA (Ton)	MUROS (Ton)	COLUMNA (Ton)	MUROS (Ton)
19.17	106.01	15.31	84.69

Fuente: Datos extraídos del Etabs.

En el pabellón 01- bloque 1, para la dirección de análisis X-X con un cortante que excede a los 80% sobre las columnas de los pórticos se trataría de un Sistema de Pórticos de concreto armado.

Luego para la dirección de análisis Y-Y con un cortante de 84.69% en los muros estaríamos hablando de un sistema de muros estructurales.

Tabla N° 117, Cálculo de cortantes en elementos estructurales del Pabellón

1- Bloque 02.

CORTANTES			
SECCION X-X			
CORTANTE		% CORTANTE TOMADA	
COLUMNA (Ton)	MUROS (Ton)	COLUMNA (Ton)	MUROS (Ton)
60.00	1.94	96.87	3.13

CORTANTES			
SECCION Y-Y			
CORTANTE		% CORTANTE TOMADA	
COLUMNA (Ton)	MUROS (Ton)	COLUMNA (Ton)	MUROS (Ton)
22.86	142.33	13.84	86.16

Fuente: Datos extraídos del Etabs.

En el pabellón 01- bloque 2, para la dirección de análisis X-X con un cortante que excede a los 80% sobre las columnas de los pórticos se trataría de un Sistema de Pórticos de concreto armado.

Luego para la dirección de análisis Y-Y con un cortante de 86.16% en los muros estaríamos hablando de un sistema de muros estructurales.

Tabla N° 118, Cálculo de cortantes en elementos estructurales del Pabellón 2

CORTANTES			
SECCION X-X			
CORTANTE		% CORTANTE TOMADA	
COLUMNA (Ton)	MUROS (Ton)	COLUMNA (Ton)	MUROS (Ton)
88.35	2.64	97.10	2.90

CORTANTES			
SECCION Y-Y			
CORTANTE		% CORTANTE TOMADA	

COLUMNA (Ton)	MUROS (Ton)	COLUMNA (Ton)	MUROS (Ton)
33.68	208.98	13.88	86.12

Fuente: Datos extraídos del Etabs.

En el pabellón 02, para la dirección de análisis X-X con un cortante que excede a los 80% sobre las columnas de los pórticos se trataría de un Sistema de Pórticos de concreto armado.

Luego para la dirección de análisis Y-Y con un cortante de 86.12% en los muros estaríamos hablando de un sistema de muros estructurales.

Tabla N° 119, Cálculo de cortantes en elementos estructurales del Pabellón 3

CORTANTES			
SECCION X-X			
CORTANTE		% CORTANTE TOMADA	
COLUMNA (Ton)	MUROS (Ton)	COLUMNA (Ton)	MUROS (Ton)
57.85	1.19	97.99	2.01

CORTANTES			
SECCION Y-Y			
CORTANTE		% CORTANTE TOMADA	
COLUMNA (Ton)	MUROS (Ton)	COLUMNA (Ton)	MUROS (Ton)
31.87	125.55	20.25	79.75

Fuente: Datos extraídos del Etabs.

En el pabellón 03, para la dirección de análisis X-X con un cortante que excede a los 80% sobre las columnas de los pórticos se trataría de un Sistema de Pórticos de concreto armado.

Luego para la dirección de análisis Y-Y con un cortante de 79.75% en los muros estaríamos hablando de un sistema de muros estructurales.

Tabla N° 120, Cálculo de cortantes en elementos estructurales del Pabellón 4

CORTANTES			
SECCION X-X			
CORTANTE		% CORTANTE TOMADA	
COLUMNA (Ton)	MUROS (Ton)	COLUMNA (Ton)	MUROS (Ton)
60.17	1.99	96.80	3.20

CORTANTES			
SECCION Y-Y			
CORTANTE		% CORTANTE TOMADA	
COLUMNA (Ton)	MUROS (Ton)	COLUMNA (Ton)	MUROS (Ton)
27.28	138.46	16.46	83.54

Fuente: Datos extraídos del Etabs.

En el pabellón 04, para la dirección de análisis X-X con un cortante que excede a los 80% sobre las columnas de los pórticos se trataría de un Sistema de Pórticos de concreto armado.

Luego para la dirección de análisis Y-Y con un cortante de 83.54% en los muros estaríamos hablando de un sistema de muros estructurales.

Tabla N° 121, Cálculo de cortantes en elementos estructurales del Pabellón 5

CORTANTES			
SECCION X-X			
CORTANTE		% CORTANTE TOMADA	
COLUMNA (Ton)	MUROS (Ton)	COLUMNA (Ton)	MUROS (Ton)
60.80	2.01	96.80	3.20

CORTANTES			
SECCION Y-Y			
CORTANTE		% CORTANTE TOMADA	
COLUMNA (Ton)	MUROS (Ton)	COLUMNA (Ton)	MUROS (Ton)
27.59	139.86	16.48	83.52

Fuente: Datos extraídos del Etabs.

En el pabellón 05, para la dirección de análisis X-X con un cortante que excede a los 80% sobre las columnas de los pórticos se trataría de un Sistema de Pórticos de concreto armado.

Luego para la dirección de análisis Y-Y con un cortante de 83.52% en los muros estaríamos hablando de un sistema de muros estructurales.

Tabla N° 122, Cálculo de cortantes en elementos estructurales del Pabellón 6

CORTANTES			
SECCION X-X			
CORTANTE		% CORTANTE TOMADA	
COLUMNA (Ton)	MUROS (Ton)	COLUMNA (Ton)	MUROS (Ton)
87.10	2.58	97.13	2.87

CORTANTES			
SECCION Y-Y			
CORTANTE		% CORTANTE TOMADA	
COLUMNA (Ton)	MUROS (Ton)	COLUMNA (Ton)	MUROS (Ton)
50.53	188.61	21.13	78.87

Fuente: Datos extraídos del Etabs.

En el pabellón 06, para la dirección de análisis X-X con un cortante que excede a los 80% sobre las columnas de los pórticos se trataría de un Sistema de Pórticos de concreto armado.

Luego para la dirección de análisis Y-Y con un cortante de 78.87% en los muros estaríamos hablando de un sistema de muros estructurales.

DETERMINAR LA DISTRIBUCIÓN EN LA ALTURA DE LA FUERZA SISMICA
EN CADA DIRECCIÓN.

El **Art. 4.5.3. DISTRIBUCIÓN DE LA FUERZA SISMICA EN ALTURA**, de la Norma E030 nos indica de qué manera se distribuye las fuerzas sísmicas en la altura:

$$F_i = \alpha_i * V \dots \text{Ec. 5.25}$$

$$\alpha_i = \frac{P_i * h_i}{\sum (P_i \times h_i)} \dots \text{Ec. 5.26}$$

P_i: Peso del nivel “i”.

h_i: Altura del nivel “i” con relación al nivel del terreno.

V: Fuerza cortante en la base de la estructura.

Tabla N° 123, Distribución de Fuerzas sísmicas en altura para el Pabellón 01-
bloque 1

“F _i ” - entresijos					
NIVEL	"P _i " (Tn)	h _i (m)	P _i x h _i	Fix (Tn)	Fiy (Tn)
2	77.56	6.8	527.41	25.16	67.08
1	134.45	3.4	457.13	21.80	58.14
TOTAL	212.01		984.54	46.96	125.22

Fuente: Elaboración propia.

Tabla N° 124, Distribución de Fuerzas sísmicas en altura para el Pabellón 01-
bloque 2

"F_i" - entresijos					
NIVEL	"P_i" (Tn)	h_i (m)	P_i x h_i	Fix (Tn)	Fiy (Tn)
2	100.11	6.80	680.75	32.66	87.09
1	179.59	3.40	610.61	29.29	78.11
TOTAL	279.70		1291.35	61.95	165.20

Fuente: Elaboración propia.

Tabla N° 125, Distribución de Fuerzas sísmicas en altura para el Pabellón 02

"F_i" - entresijos					
NIVEL	"P_i" (Tn)	h_i (m)	P_i x h_i	Fix (Tn)	Fiy (Tn)
2	150.22	6.80	1021.50	48.73	129.94
1	260.65	3.40	886.21	42.27	112.73
TOTAL	410.87		1907.71	91.00	242.67

Fuente: Elaboración propia.

Tabla N° 126, Distribución de Fuerzas sísmicas en altura para el Pabellón 03

"F_i" - entresijos					
NIVEL	"P_i" (Tn)	h_i (m)	P_i x h_i	Fix (Tn)	Fiy (Tn)
2	96.22	6.80	654.30	31.32	83.52
1	170.34	3.40	579.16	27.72	73.92
TOTAL	266.56		1233.45	59.04	157.44

Fuente: Elaboración propia.

Tabla N° 127, Distribución de Fuerzas sísmicas en altura para el Pabellón 04

"F_i" - entresijos					
NIVEL	"P_i" (Tn)	h_i (m)	P_i x h_i	Fix (Tn)	Fiy (Tn)
2	100.72	6.80	684.90	32.83	87.55
1	179.92	3.40	611.73	29.33	78.20
TOTAL	280.64		1296.62	62.16	165.75

Fuente: Elaboración propia.

Tabla N° 128, Distribución de Fuerzas sísmicas en altura para el Pabellón 05

"F_i" - entresijos					
NIVEL	"P_i" (Tn)	h_i (m)	P_i x h_i	Fix (Tn)	Fiy (Tn)
2	100.70	6.80	684.76	32.92	87.79
1	182.93	3.40	621.96	29.90	79.73
TOTAL	283.63		1306.72	62.82	167.52

Fuente: Elaboración propia.

Tabla N° 129, Distribución de Fuerzas sísmicas en altura para el Pabellón 06

"F_i" - entresijos					
NIVEL	"P_i" (Tn)	h_i (m)	P_i x h_i	Fix (Tn)	Fiy (Tn)
2	148.13	6.80	1007.28	48.04	128.11
1	256.79	3.40	873.09	41.64	111.05
TOTAL	404.92		1880.37	89.68	239.16

Fuente: Elaboración propia.

CALCULAR EL CENTRO DE MASA (CM) Y CENTRO DE RIGIDEZ (CR) DE LA ESTRUCTURA

Para edificios con Diafragma Rígido será necesario evaluar la diferencia que existe en la posición del Centro de Masa (CM) y el Centro de Rigidez (CR), puesto que el Centro de Masa representa el punto donde la resultante de las fuerzas gravitatorias que ejercen todos los cuerpos se anulan. Y el centro de Rigidez es el centro geométrico de las rigideces de los elementos estructurales, que al aplicar una fuerza cortante el entrepiso se traslada sin rotar con respecto al entrepiso inferior.

Tabla N° 130, Cálculo de Centro de masa (CM) y Centro de rigidez (CR)

Pabellón 01- bloque 1

PISO	CENTRO DE MASA		CENTRO DE RIGIDEZ		Δ	
	X-X (m.)	Y-Y (m.)	X-X (m.)	Y-Y (m.)	X-X (m.)	Y-Y (m.)
1	5.86	2.9731	5.85	3.75	0.01	-0.78
2	5.85	3.825	5.85	3.65	0.00	0.18

Fuente: Datos extraídos del Etabs.

Tabla N° 131, Cálculo de Centro de masa (CM) y Centro de rigidez (CR)

Pabellón 01- bloque 2

PISO	CENTRO DE MASA		CENTRO DE RIGIDEZ		Δ	
	X-X (m.)	Y-Y (m.)	X-X (m.)	Y-Y (m.)	X-X (m.)	Y-Y (m.)
1	7.79	2.99	7.80	3.79	-0.01	-0.80
2	7.68	3.83	7.80	3.77	-0.12	0.06

Fuente: Datos extraídos del Etabs.

Tabla N° 132, Cálculo de Centro de masa (CM) y Centro de rigidez (CR)

Pabellón 02

PISO	CENTRO DE MASA		CENTRO DE RIGIDEZ		Δ	
	X-X (m.)	Y-Y (m.)	X-X (m.)	Y-Y (m.)	X-X (m.)	Y-Y (m.)
1	11.69	2.97	11.70	3.79	-0.02	-0.82
2	11.70	3.83	11.71	3.77	-0.01	0.06

Fuente: Datos extraídos del Etabs.

Tabla N° 133, Cálculo de Centro de masa (CM) y Centro de rigidez (CR)

Pabellón 03

PISO	CENTRO DE MASA		CENTRO DE RIGIDEZ		Δ	
	X-X (m.)	Y-Y (m.)	X-X (m.)	Y-Y (m.)	X-X (m.)	Y-Y (m.)
1	7.83	2.93	7.80	3.79	0.03	-0.85
2	7.68	3.83	7.80	3.76	-0.12	0.06

Fuente: Datos extraídos del Etabs.

Tabla N° 134, Cálculo de Centro de masa (CM) y Centro de rigidez (CR)

Pabellón 04

PISO	CENTRO DE MASA		CENTRO DE RIGIDEZ		Δ	
	X-X (m.)	Y-Y (m.)	X-X (m.)	Y-Y (m.)	X-X (m.)	Y-Y (m.)
1	7.97	2.96	8.70	3.79	-0.73	-0.83
2	7.92	3.80	8.65	3.79	-0.73	0.01

Fuente: Datos extraídos del Etabs.

Tabla N° 135, Cálculo de Centro de masa (CM) y Centro de rigidez (CR)

Pabellón 05

PISO	CENTRO DE MASA		CENTRO DE RIGIDEZ		Δ	
	X-X (m.)	Y-Y (m.)	X-X (m.)	Y-Y (m.)	X-X (m.)	Y-Y (m.)
1	7.97	2.98	8.70	3.79	-0.73	-0.82
2	7.92	3.80	8.65	3.79	-0.73	0.01

Fuente: Datos extraídos del Etabs.

Tabla N° 136, Cálculo de Centro de masa (CM) y Centro de rigidez (CR)

Pabellón 06

PISO	CENTRO DE MASA		CENTRO DE RIGIDEZ		Δ	
	X-X (m.)	Y-Y (m.)	X-X (m.)	Y-Y (m.)	X-X (m.)	Y-Y (m.)
1	11.42	2.99	9.90	3.77	1.52	-0.79
2	11.37	3.85	9.92	3.71	1.46	0.13

Fuente: Datos extraídos del Etabs.

En las tablas anteriormente presentadas se puede observar que la diferencia que existe entre el centro de masa (CM) y centro de rigidez (CR) para la dirección de análisis X-X en todos los pabellones no existe mucha diferencia, salvo el pabellón 4 y 5 llegando a 0.80m. Sin embargo, el pabellón el pabellón 6 presenta una diferencia de 1.52 m. lo que no hace suponer problemas torsionales.

En cuanto a la dirección de análisis Y-Y en todos los pabellones hay una diferencia de 0.80 m. no habiendo mucha implicancia debido a que existe una excentricidad accidental.

DETERMINAR EL ESPECTRO DE RESPUESTA

El Espectro de respuesta elástica representa la respuesta máxima de osciladores de un grado de libertad y de un mismo coeficiente de amortiguamiento, sometidos a una historia de aceleraciones dadas, expresada en función del periodo.

Cada modo de vibración hace un aporte de respuesta, y mediante los criterios de combinación se podrá obtener la respuesta máxima elástica esperada, 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 volteo, desplazamientos totales y relativos de entrepiso.

Para nuestro proyecto de investigación se utilizó el criterio de la combinación cuadrática completa como lo indica la Norma E030.

Espectro de diseño:

Se elaboró el espectro de diseño según la fórmula que nos indica la Norma E030:

$$S_a = \frac{Z*U*C*S}{R} * g \dots \text{Ec. 5.27}$$

Los parámetros empleados en la ecuación anterior son:

- Factor de Zona: $Z = 4$ (Los pabellones se encuentran en el Centro Poblado de Yaurilla- Distrito de los Aquijes y Provincia de Ica)
- Factor de Uso: $U = 1.50$ (Institución Educativa)
- Factor de Amplificación Sísmica: C ((Depende del periodo fundamental de la estructura y del tipo de suelo). Las expresiones para su cálculo se muestran a continuación:

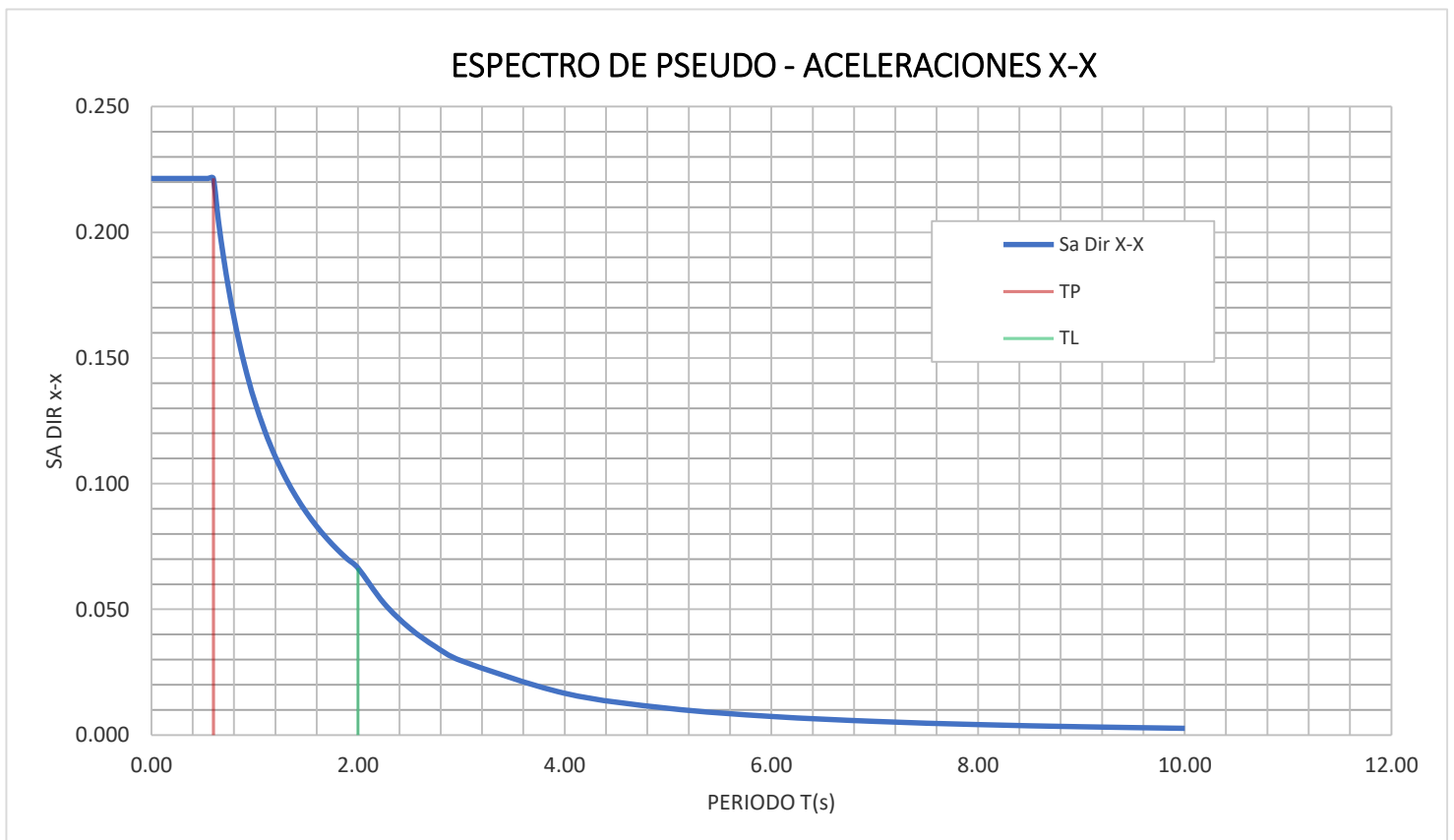
$$T < TP \quad C = 2,5$$

$$TP < T < TL \quad C = 2,5 * \left(\frac{TP}{TL}\right)$$

$$TL < T \quad C = 2,5 * \left(\frac{TP * TL}{T^2}\right)$$

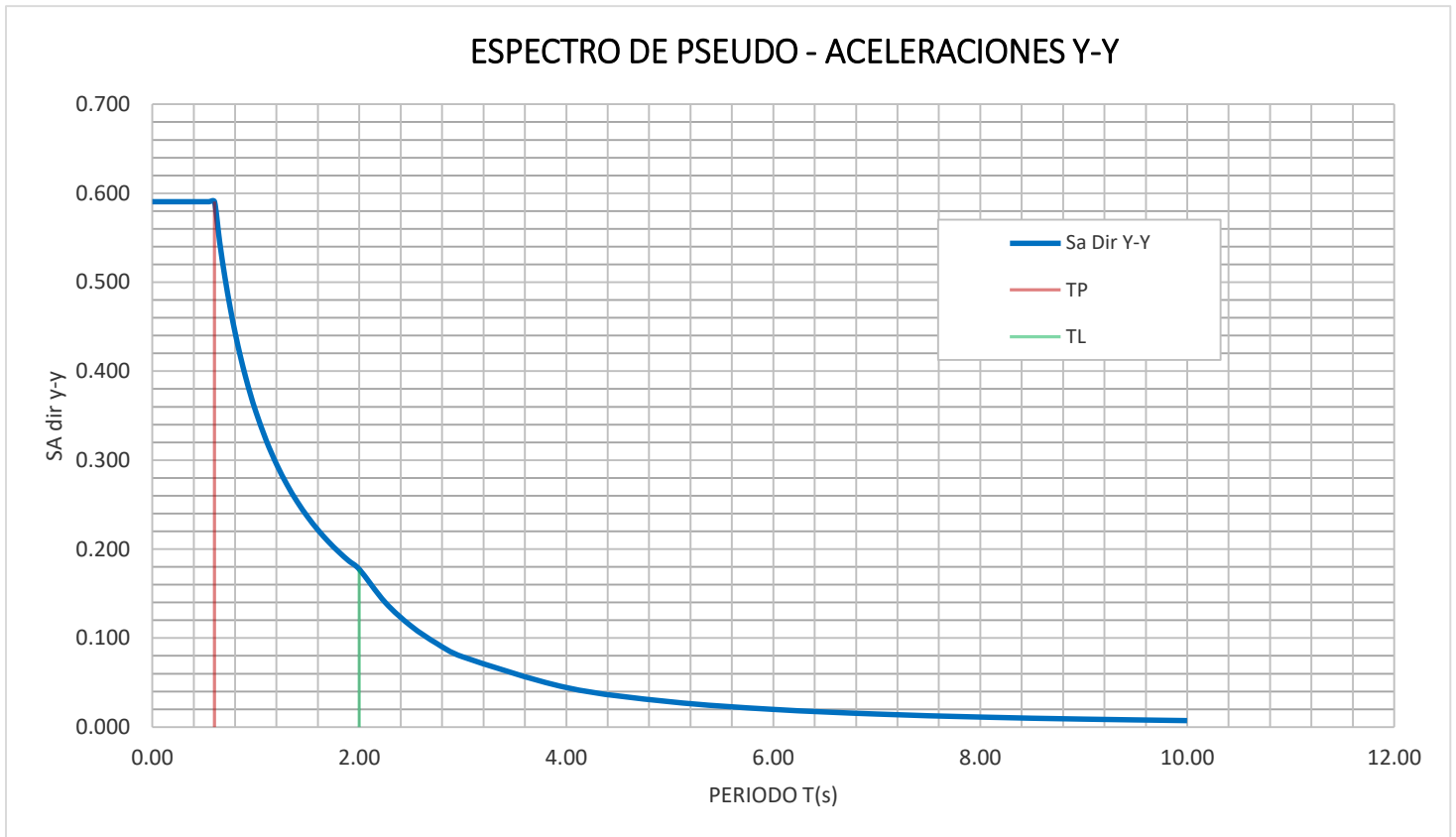
- Factor de Suelo: S2 (Suelo Intermedio ubicado en la zona 4).
- Coeficiente de reducción de Fuerzas Sísmicas: Rx= 8 y Ry= 3 (Edificio con un sistema de pórticos de concreto armado en la dirección X-X, y de albañilería en la dirección Y-Y).
- Aceleración de la gravedad: g= 9.81 m/s²

Gráfico N° 8, Espectro de diseño para la dirección de Análisis X-X



Fuente: Elaboración propia.

Gráfico N° 9, Espectro de diseño para la dirección de Análisis Y-Y



Fuente: Elaboración propia.

El Espectro de diseño es válido para los 6 pabellones en investigación ya que tienen el mismo sistema estructural para cada dirección de análisis.

CALCULAR LA FUERZA CORTANTE MÍNIMA

La Norma nos menciona que la fuerza cortante mínima del edificio no deberá ser menor que el 80% del cortante estático para estructuras Regulares, ni menor que el 90% para estructuras Irregulares.

Tabla N° 137, Fuerza Cortante Mínima X-X

FUERZA CORTANTE MINIMA X-X				
PABELLÓN	CORTANTE ESTÁTICO (Vest)	CORTANTE DINÁMICO (Vdin)	$\% \frac{Vdin}{Vest}$	CONFORME
1- BLOQUE 1	46.96	42.15	89.78%	SI
1- BLOQUE 2	61.95	55.61	89.78%	SI
2	91.00	81.28	89.33%	SI
3	59.04	52.94	89.68%	SI
4	62.16	55.15	88.72%	SI
5	62.82	55.76	88.76%	SI
6	89.68	79.73	88.90%	SI

Fuente: Elaboración propia.

Tabla N° 138, Fuerza Cortante Mínima Y-Y

FUERZA CORTANTE MINIMA X-X				
PABELLÓN	CORTANTE ESTÁTICO (Vest)	CORTANTE DINÁMICO (Vdin)	$\% \frac{Vdin}{Vest}$	CONFORME
1- BLOQUE 1	125.22	117.05	93.48%	SI
1- BLOQUE 2	165.19	154.69	93.64%	SI
2	242.66	227.34	93.69%	SI
3	157.43	146.48	93.04%	SI
4	165.75	145.37	87.71%	SI
5	167.52	147.06	87.79%	SI
6	239.15	194.62	81.38%	SI

Fuente: Elaboración propia.

La fuerza cortante mínima en la dirección de análisis X-X de los 6 pabellones cumple con lo que nos indica la Norma E030, con un porcentaje mayor del 80% del cortante estático, para estructuras regulares. Para la dirección de análisis Y-Y de igual forma todos los pabellones cumplen lo especificado por la norma, pero se observa que el pabellón 6 se encontraría en el límite.

DETERMINACIÓN DE LOS DESPLAZAMIENTOS LATERALES RELATIVOS

ADMISIBLES

El desplazamiento lateral obtenido del análisis lineal elástico por medio del Análisis Dinámico necesita ser escalado por un factor de 0.75R para estructuras regulares y obtener los desplazamientos inelásticos durante el evento sísmico.

La Norma E030 nos brinda una tabla con los límites de distorsión de entrepiso:

Tabla N° 139, Límites para la distorsión del entrepiso.

Material Predominante	$\left(\frac{\Delta i}{h_{ei}}\right)$
Concreto Armado	0,007
Acero	0,010
Albañilería	0,005
Madera	0,010
Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0,005

Fuente: Norma E030.

A continuación, se determinará los desplazamientos inelásticos para los pabellones:

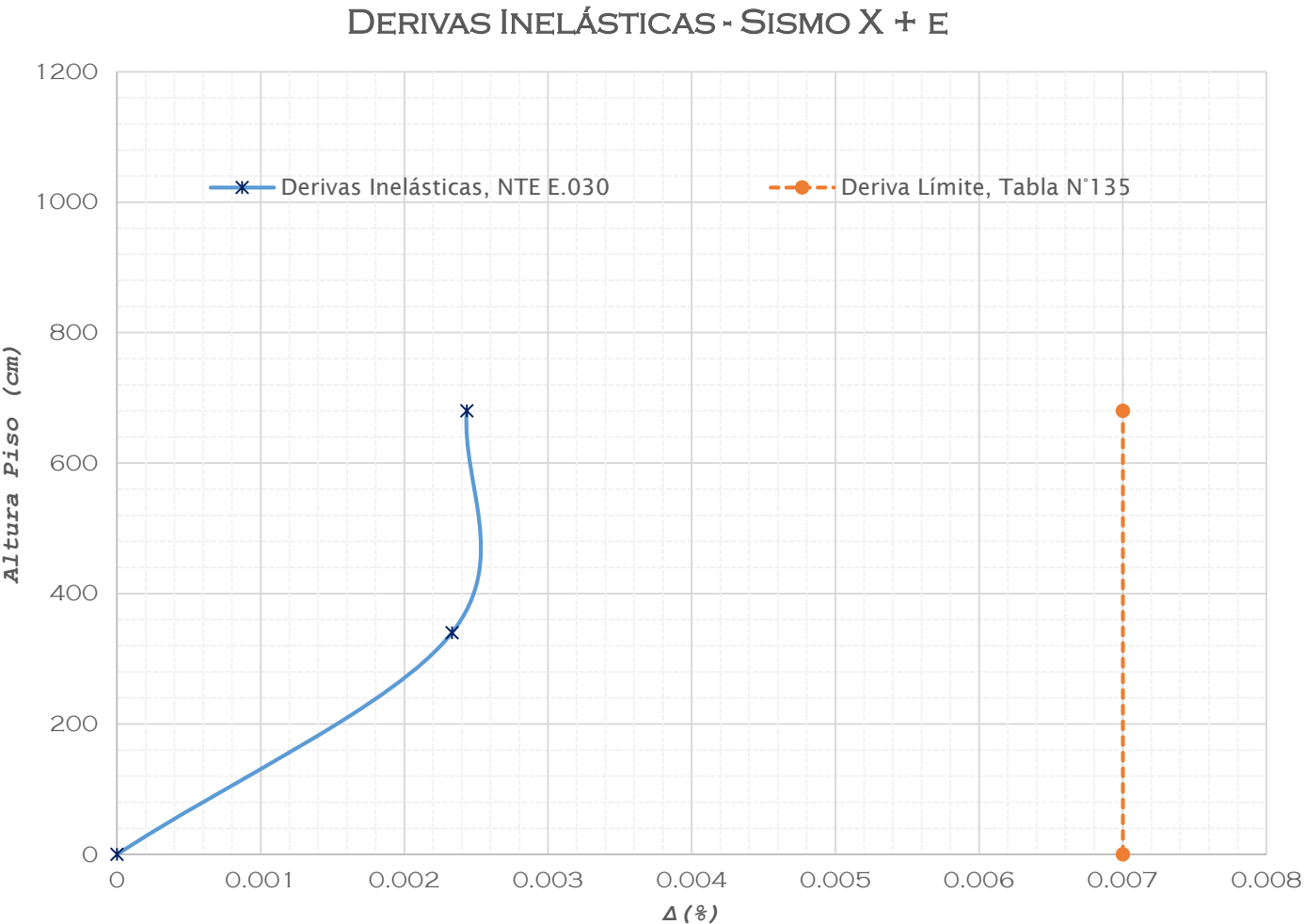
Tabla N° 140, Desplazamiento inelástico en la dirección X-X, para el pabellón

01- bloque 1

Piso	Load Case/Combo	Altura cm	Despl. Maximo cm	Deriva ELASTICA	Deriva INELASTICA	Deriva INELASTICA	Deriva LIMITE
2	SX+e	680	0.2873	0.000418824	0.002512941	2.51 °/°°	7 °/°°
1	SX+e	340	0.1449	0.000426176	0.002557059	2.56 °/°°	7 °/°°
BASE	SX+e	0	0				

Fuente: Datos extraídos del Etabs.

Gráfico N° 10, Derivas Inelásticas- Sismo x + e, del pabellón 01- bloque 1



Fuente: Elaboración propia.

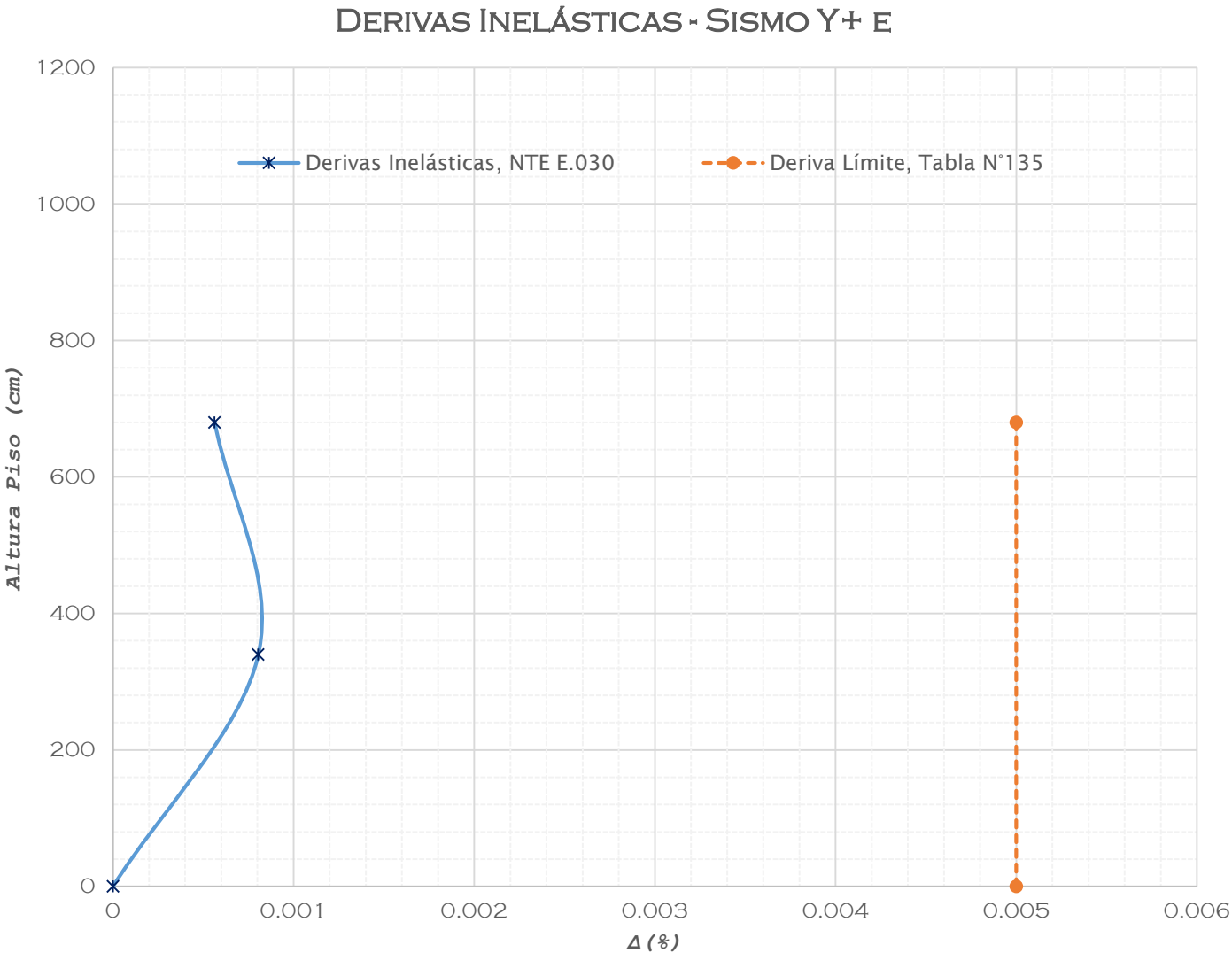
Tabla N° 141, Desplazamiento inelástico en la dirección Y-Y, para el pabellón

01- bloque 1

Piso	Load Case/Combo	Altura cm	Despl. Maximo cm	Deriva ELASTICA	Deriva INELASTICA	Deriva INELASTICA	Deriva LIMITE
2	SY+e	680	0.1612	0.000203235	0.000457279	0.46 9/99	5 9/99
1	SY+e	340	0.0921	0.000270882	0.000609485	0.61 9/99	5 9/99
BASE	SY+e	0	0				

Fuente: Datos extraídos del Etabs.

Gráfico N° 11, Derivas Inelásticas- Sismo y + e, del pabellón 01- bloque 1



Fuente: Elaboración propia.

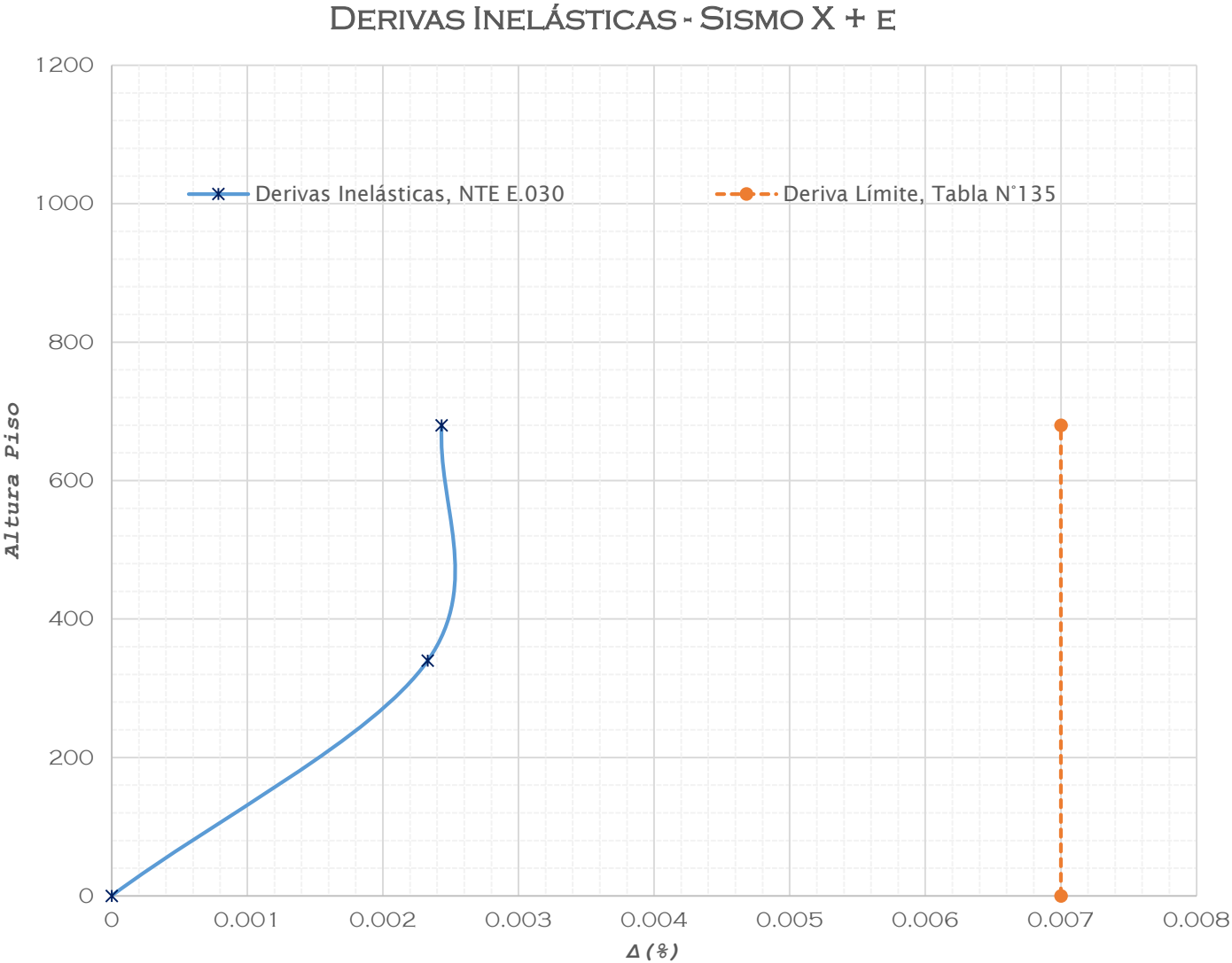
Tabla N° 142, Desplazamiento inelástico en la dirección X-X, para el pabellón

01- bloque 2

Piso	Load Case/Combo	Altura cm	Despl. Maximo cm	Deriva ELASTICA	Deriva INELASTICA	Deriva INELASTICA	Deriva LIMITE
2	SX+e	680	0.252	0.000367353	0.002204118	2.20 ‰/‰	7 ‰/‰
1	SX+e	340	0.1271	0.000373824	0.002242941	2.24 ‰/‰	7 ‰/‰
BASE	SX+e	0	0				

Fuente: Datos extraídos del Etabs.

Gráfico N° 12, Derivas Inelásticas- Sismo x + e, del pabellón 01- bloque 2



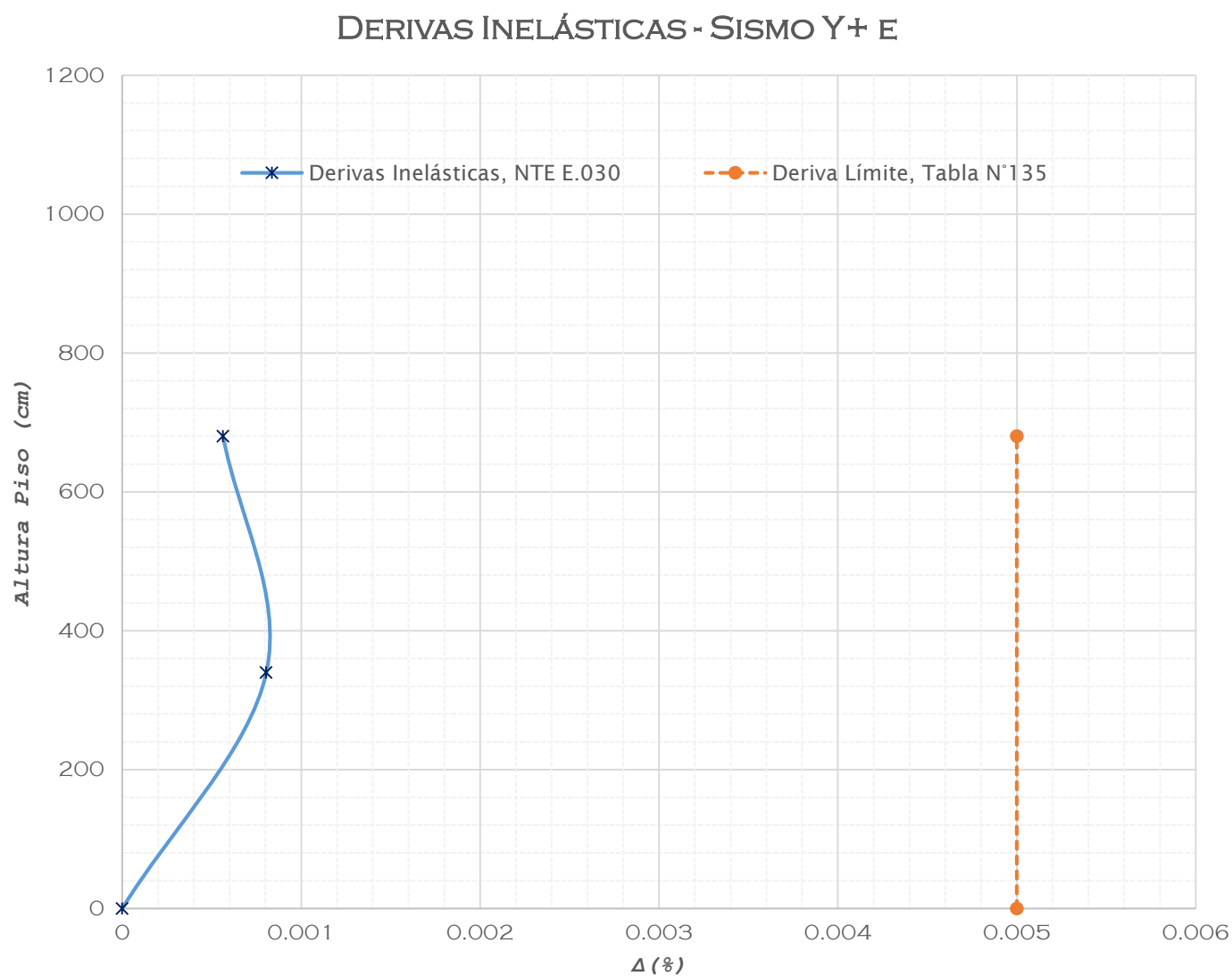
Fuente: Elaboración propia.

Tabla N° 143, Desplazamiento inelástico en la dirección Y-Y, para el pabellón
01- bloque 2

Piso	Load Case/Combo	Altura cm	Despl. Maximo cm	Deriva ELASTICA	Deriva INELASTICA	Deriva INELASTICA	Deriva LIMITE
2	SY+e	680	0.146	0.000181176	0.000407647	0.41 ‰/‰	5 ‰/‰
1	SY+e	340	0.0844	0.000248235	0.000558529	0.56 ‰/‰	5 ‰/‰
BASE	SY+e	0	0				

Fuente: Datos extraídos del Etabs.

Gráfico N° 13, Derivas Inelásticas- Sismo y + e, del pabellón 01- bloque 2



Fuente: Elaboración propia.

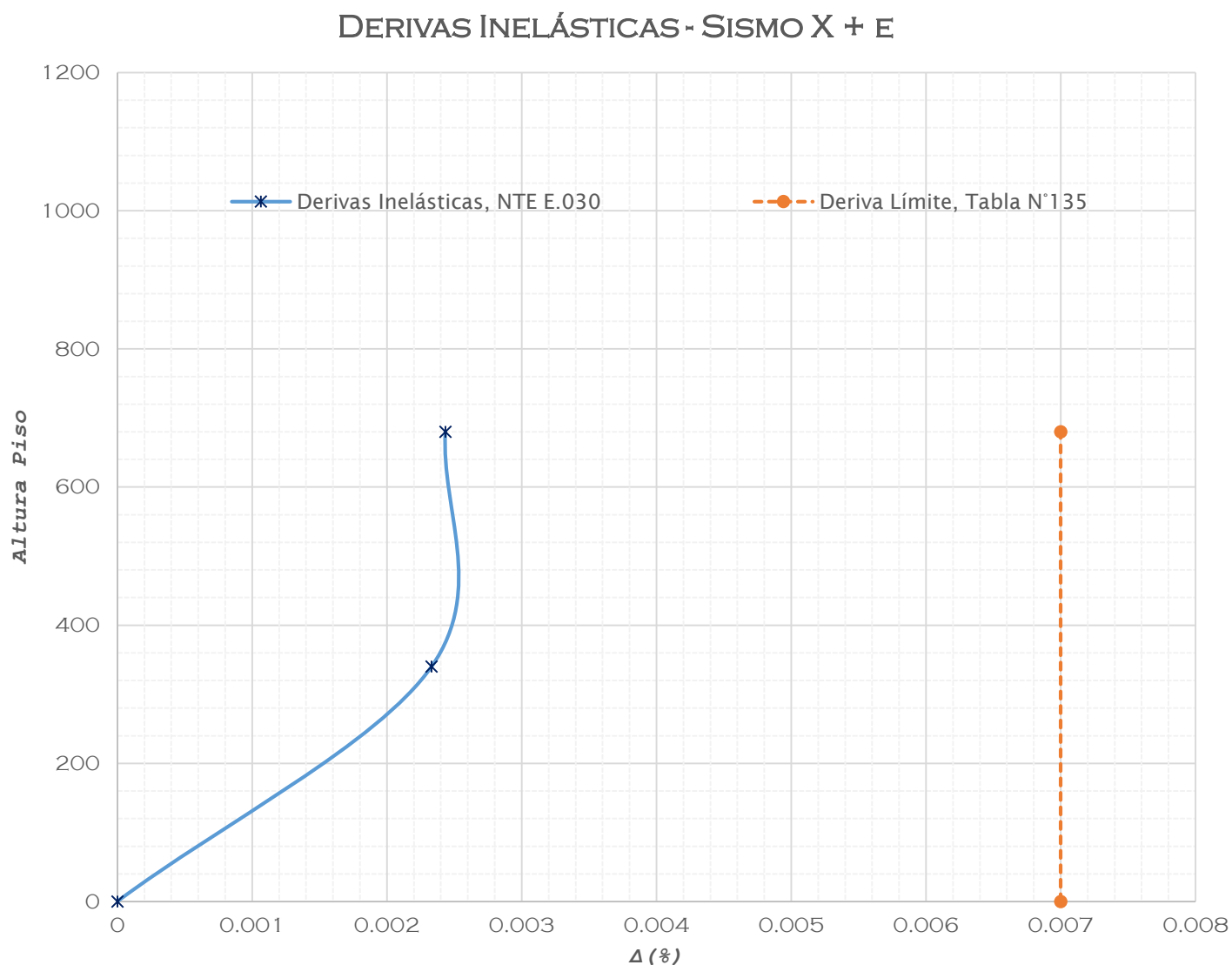
Tabla N° 144, Desplazamiento inelástico en la dirección X-X, para el pabellón

02

Piso	Load Case/Combo	Altura cm	Despl. Maximo cm	Deriva ELASTICA	Deriva INELASTICA	Deriva INELASTICA	Deriva LIMITE
2	SX+e	680	0.2601	0.000385294	0.002311765	2.31 9/99	7 9/99
1	SX+e	340	0.1291	0.000379706	0.002278235	2.28 9/99	7 9/99
BASE	SX+e	0	0				

Fuente: Datos extraídos del Etabs.

Gráfico N° 14, Derivas Inelásticas- Sismo x + e, del pabellón 02



Fuente: Elaboración propia.

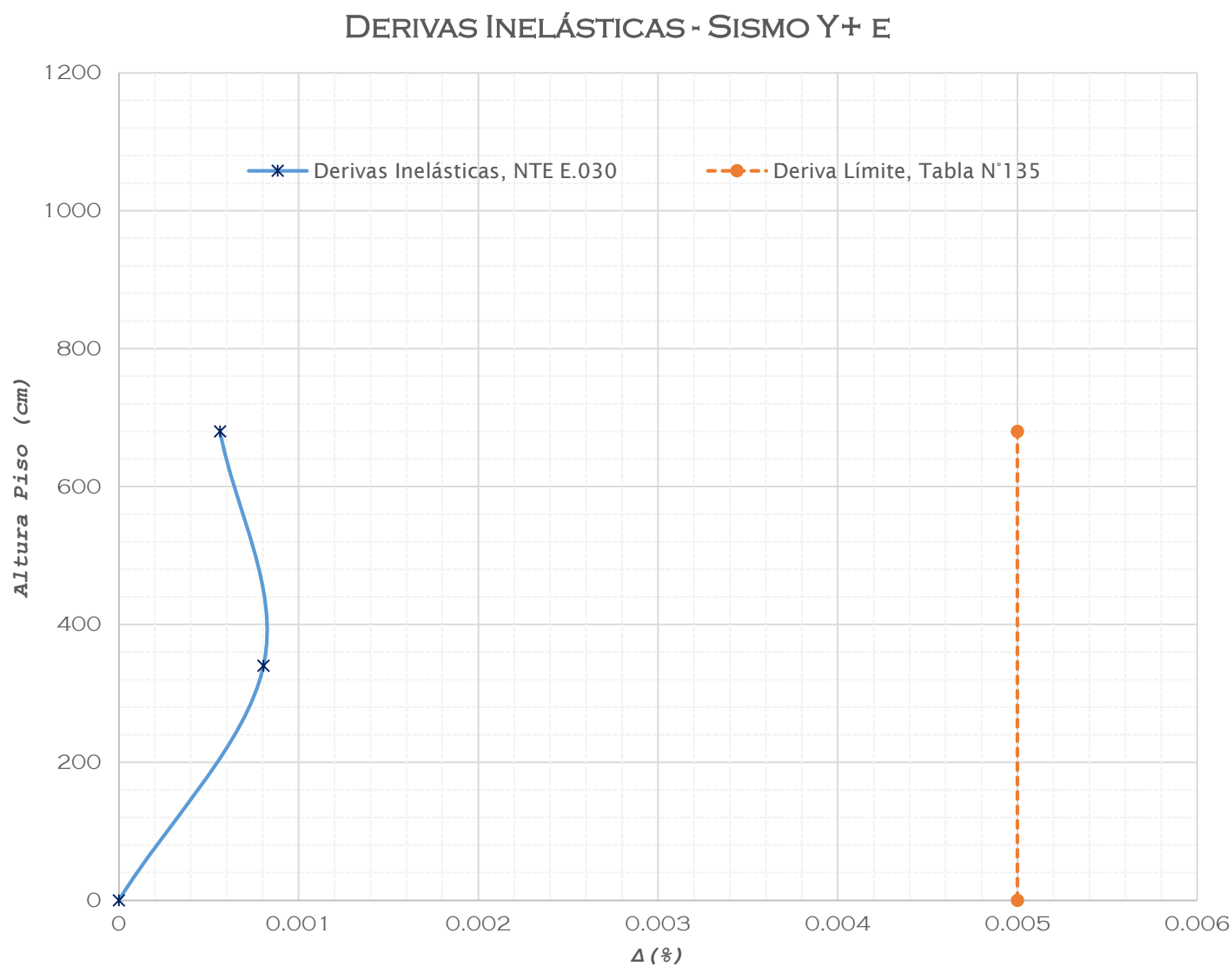
Tabla N° 145, Desplazamiento inelástico en la dirección Y-Y, para el pabellón

02

Piso	Load Case/Combo	Altura cm	Despl. Maximo cm	Deriva ELASTICA	Deriva INELASTICA	Deriva INELASTICA	Deriva LIMITE
2	SY+e	680	0.168	0.000210294	0.000473162	0.47 ‰/‰	5 ‰/‰
1	SY+e	340	0.0965	0.000283824	0.000638603	0.64 ‰/‰	5 ‰/‰
BASE	SY+e	0	0				

Fuente: Datos extraídos del Etabs.

Gráfico N° 15, Derivas Inelásticas- Sismo y + e, del pabellón 02



Fuente: Elaboración propia.

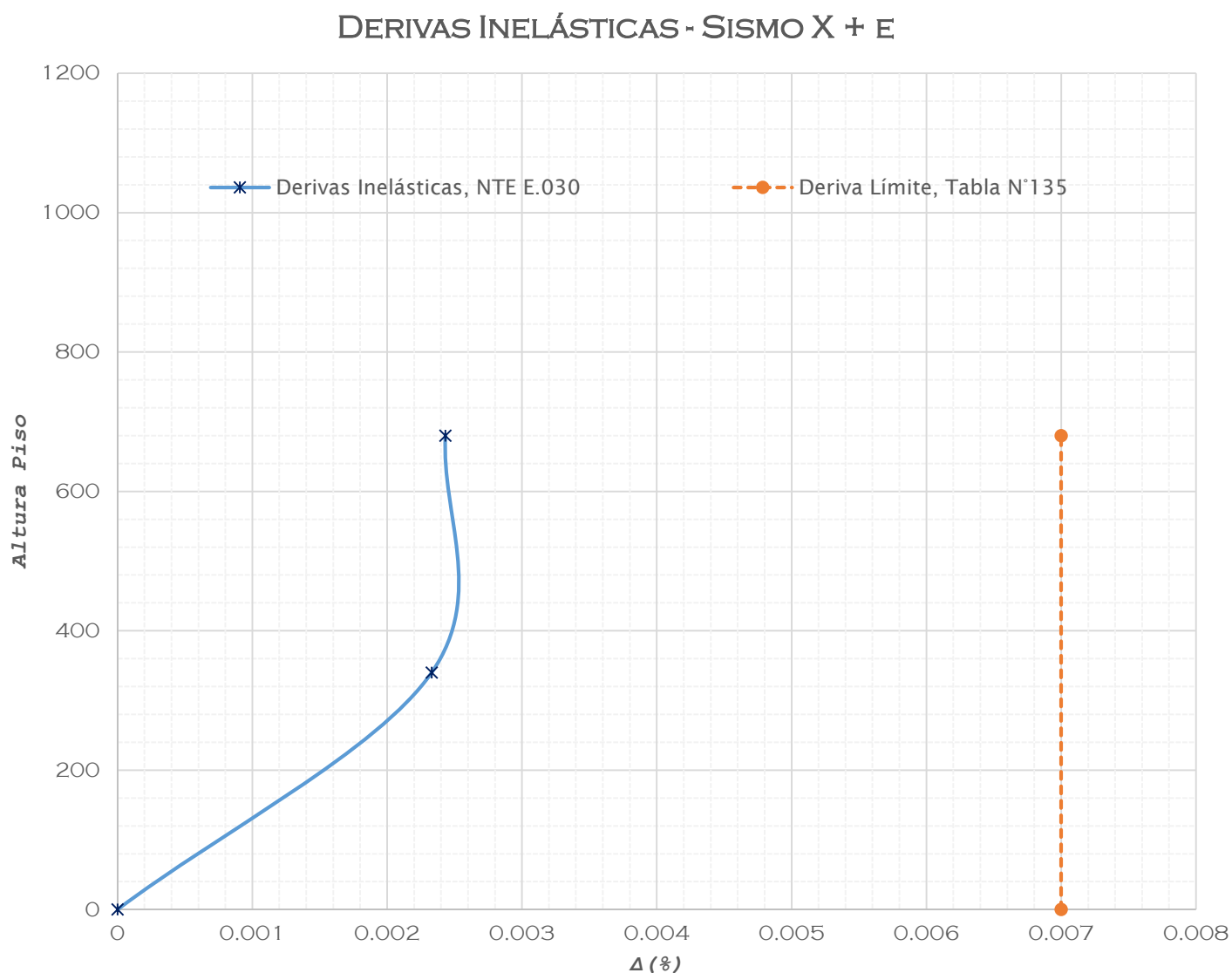
Tabla N° 146, Desplazamiento inelástico en la dirección X-X, para el pabellón

03

Piso	Load Case/Combo	Altura cm	Despl. Maximo cm	Deriva ELASTICA	Deriva INELASTICA	Deriva INELASTICA	Deriva LIMITE
2	SX+e	680	0.2427	0.000355294	0.002131765	2.13 ‰/‰	7 ‰/‰
1	SX+e	340	0.1219	0.000358529	0.002151176	2.15 ‰/‰	7 ‰/‰
BASE	SX+e	0	0				

Fuente: Datos extraídos del Etabs.

Gráfico N° 16, Derivas Inelásticas- Sismo x + e, del pabellón 03



Fuente: Elaboración propia.

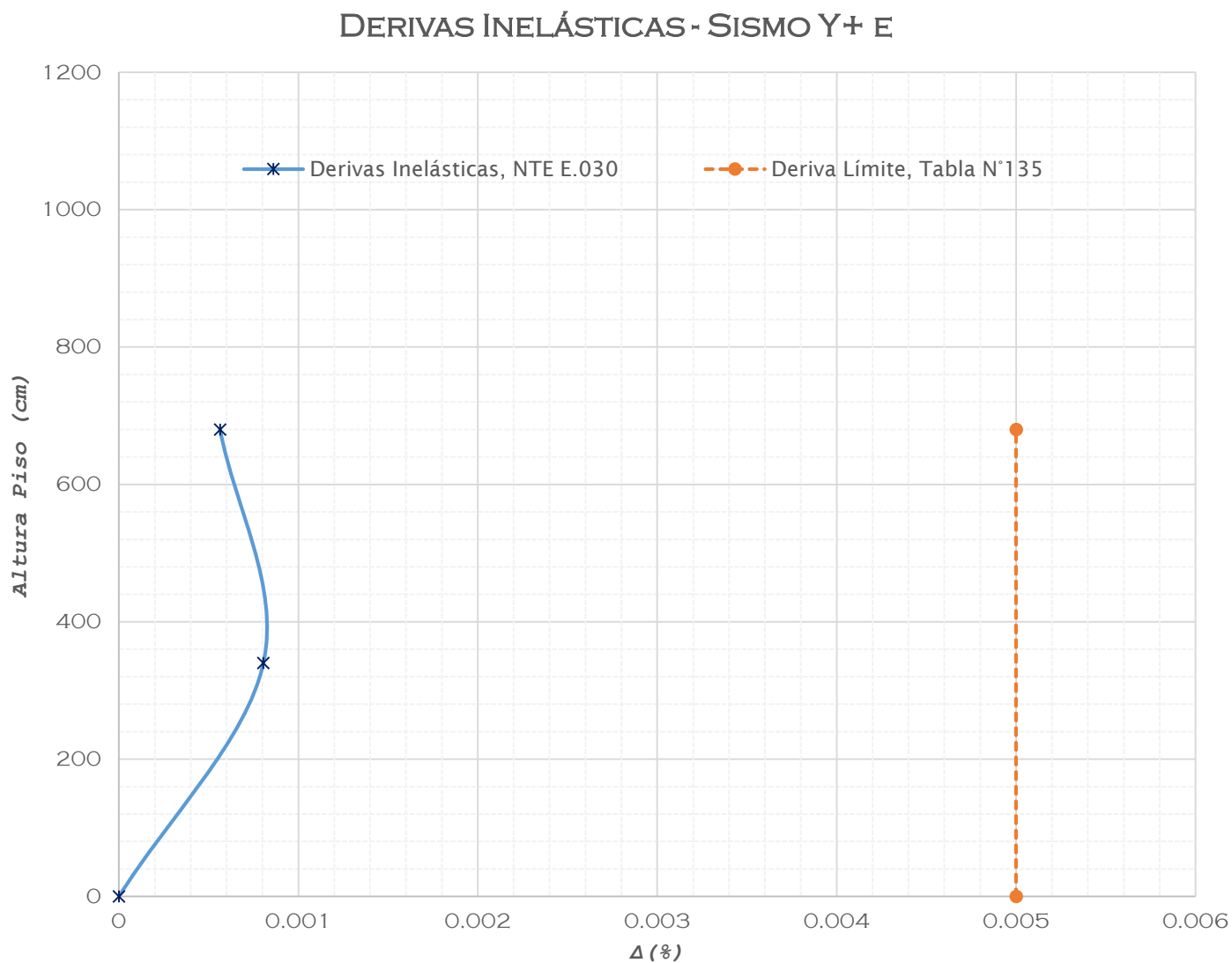
Tabla N° 147, Desplazamiento inelástico en la dirección Y-Y, para el pabellón

03

Piso	Load Case/Combo	Altura cm	Despl. Maximo cm	Deriva ELASTICA	Deriva INELASTICA	Deriva INELASTICA	Deriva LIMITE
2	SY+e	680	0.1936	0.000248235	0.000558529	0.56 9/99	5 9/99
1	SY+e	340	0.1092	0.000321176	0.000722647	0.72 9/99	5 9/99
BASE	SY+e	0	0				

Fuente: Datos extraídos del Etabs.

Gráfico N° 17, Derivas Inelásticas- Sismo y + e, del pabellón 03



Fuente: Elaboración propia.

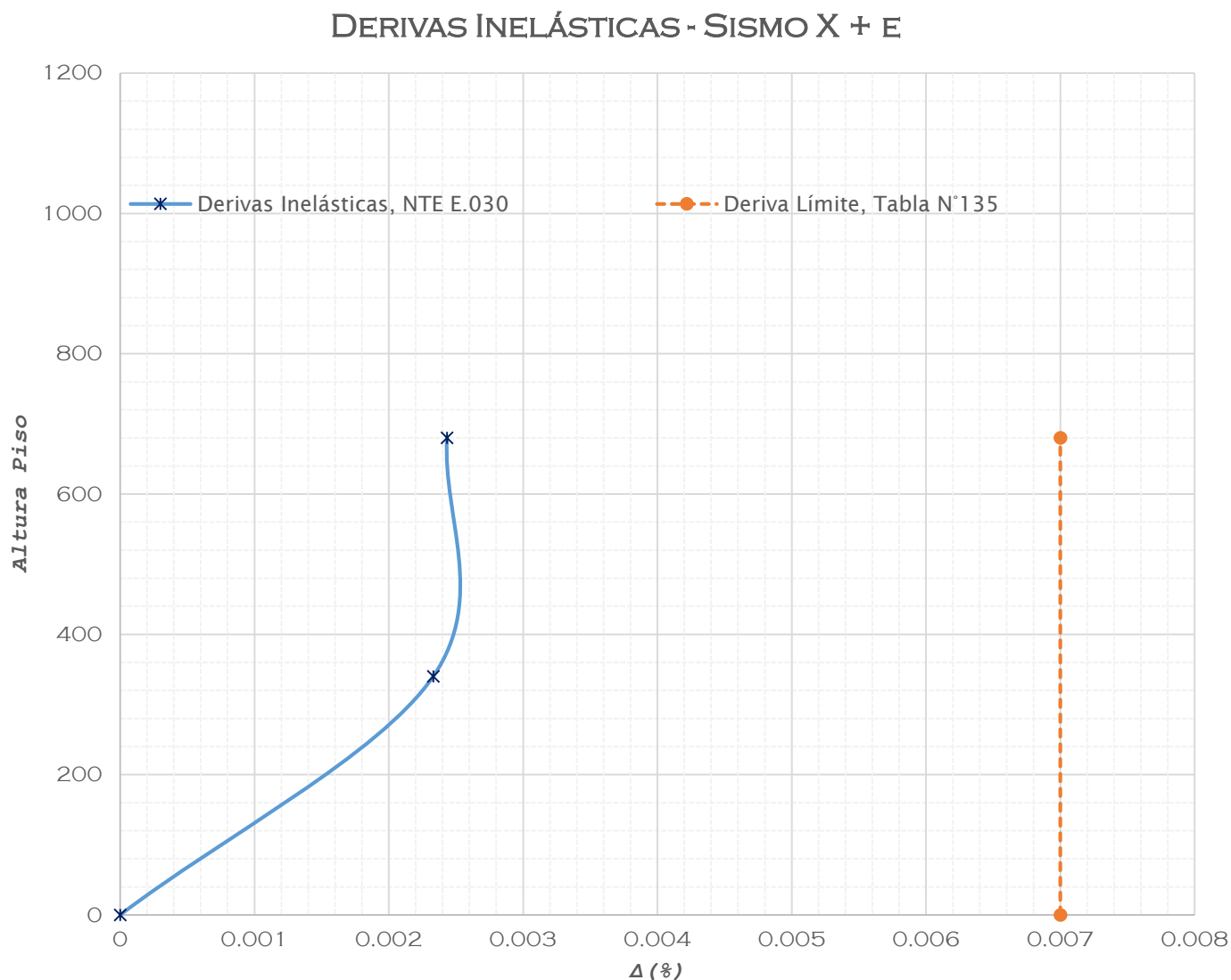
Tabla N° 148, Desplazamiento inelástico en la dirección X-X, para el pabellón

04

Piso	Load Case/Combo	Altura cm	Despl. Maximo cm	Deriva ELASTICA	Deriva INELASTICA	Deriva INELASTICA	Deriva LIMITE
2	SX+e	680	0.2984	0.000450294	0.002701765	2.70 ‰/‰	7 ‰/‰
1	SX+e	340	0.1453	0.000427353	0.002564118	2.56 ‰/‰	7 ‰/‰
BASE	SX+e	0	0				

Fuente: Datos extraídos del Etabs.

Gráfico N° 18, Derivas Inelásticas- Sismo x + e, del pabellón 04



Fuente: Elaboración propia.

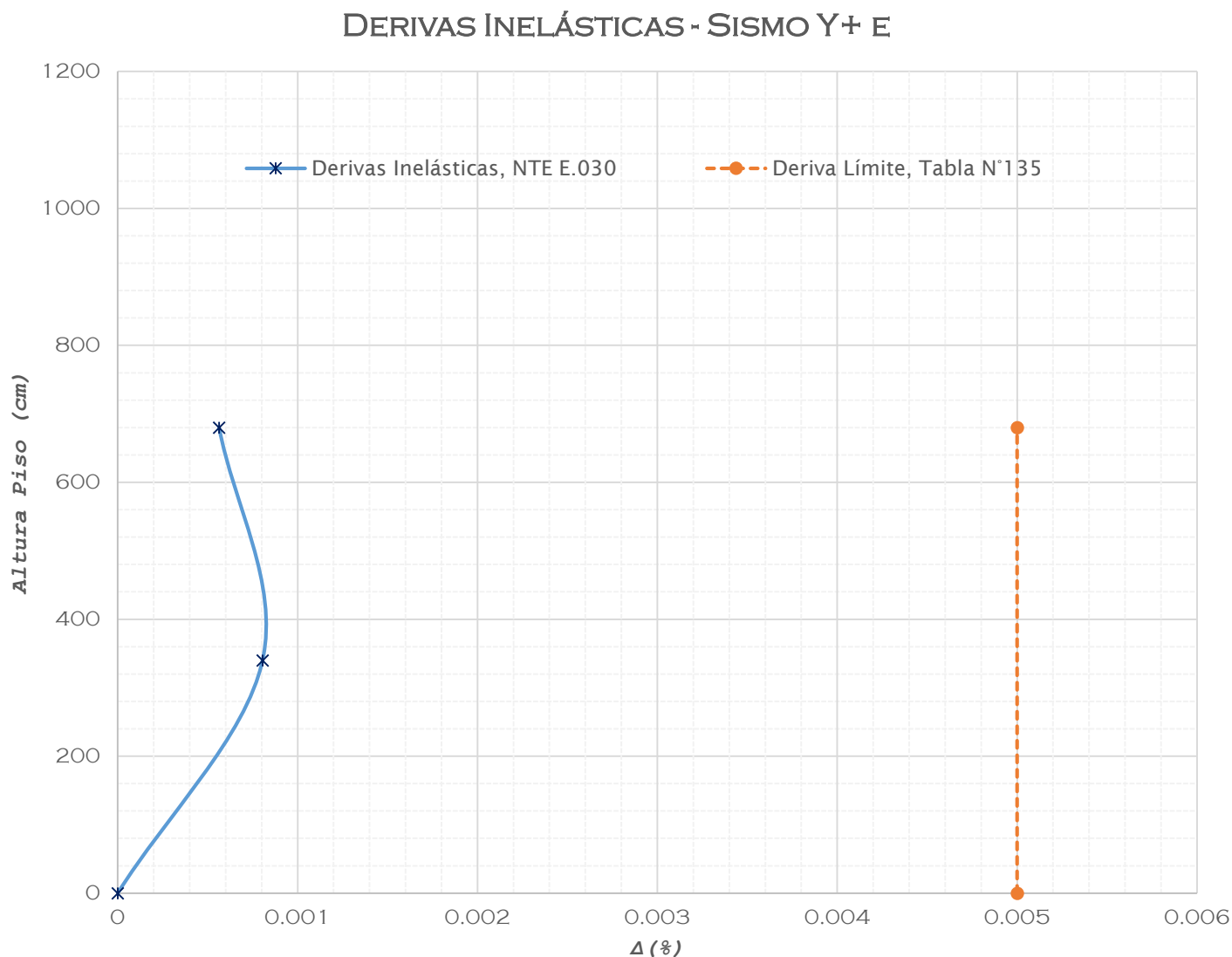
Tabla N° 149, Desplazamiento inelástico en la dirección Y-Y, para el pabellón

04

Piso	Load Case/Combo	Altura cm	Despl. Maximo cm	Deriva ELASTICA	Deriva INELASTICA	Deriva INELASTICA	Deriva LIMITE
2	SY+e	680	0.147	0.000192353	0.000432794	0.43 ‰/‰	5 ‰/‰
1	SY+e	340	0.0816	0.00024	0.00054	0.54 ‰/‰	5 ‰/‰
BASE	SY+e	0	0				

Fuente: Datos extraídos del Etabs.

Gráfico N° 19, Derivas Inelásticas- Sismo y + e, del pabellón 04



Fuente: Elaboración propia.

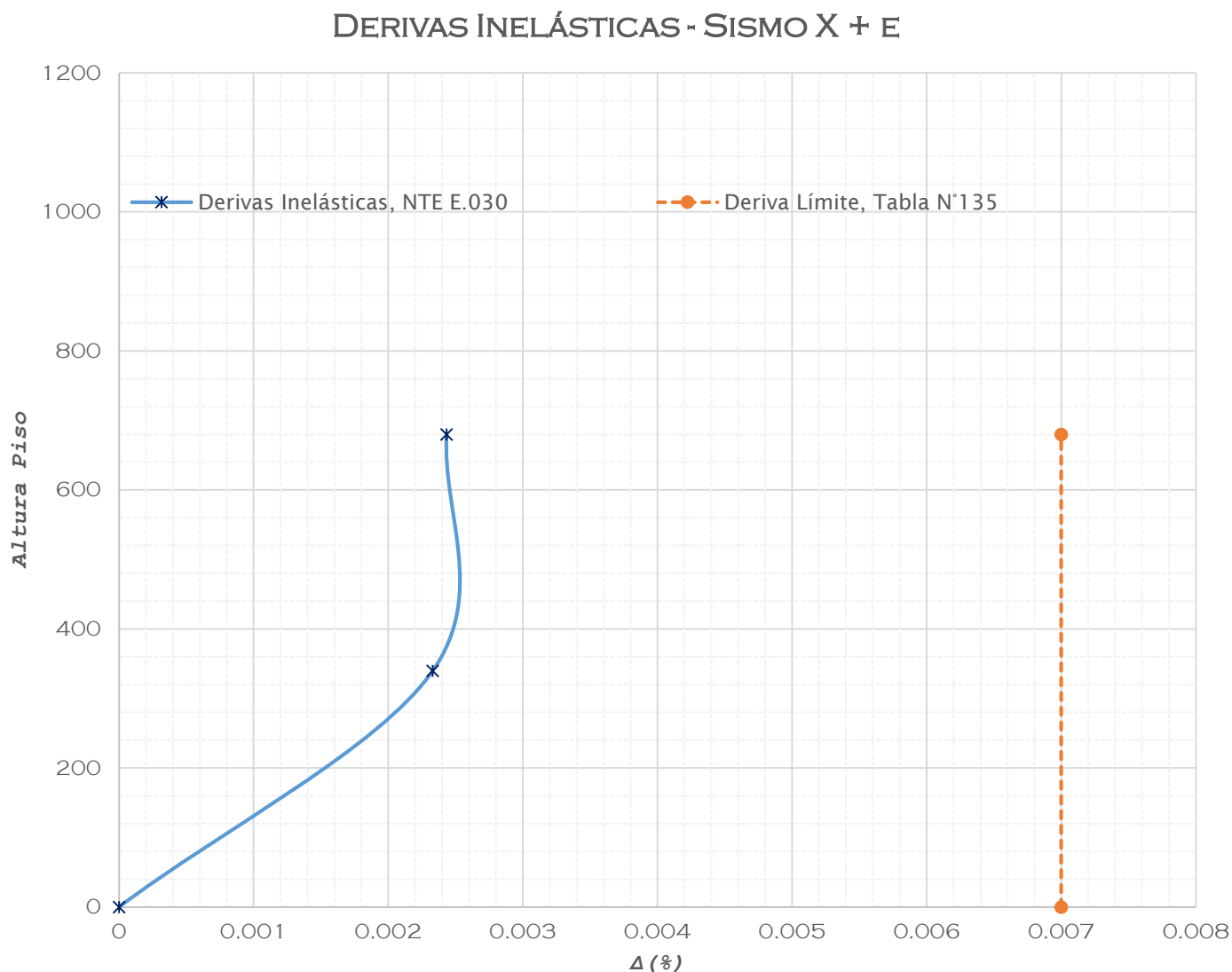
Tabla N° 150, Desplazamiento inelástico en la dirección X-X, para el pabellón

05

Piso	Load Case/Combo	Altura cm	Despl. Maximo cm	Deriva ELASTICA	Deriva INELASTICA	Deriva INELASTICA	Deriva LIMITE
2	SX+e	680	0.3006	0.000452647	0.002715882	2.72 ‰/‰	7 ‰/‰
1	SX+e	340	0.1467	0.000431471	0.002588824	2.59 ‰/‰	7 ‰/‰
BASE	SX+e	0	0				

Fuente: Datos extraídos del Etabs.

Gráfico N° 20, Derivas Inelásticas- Sismo x + e, del pabellón 05



Fuente: Elaboración propia.

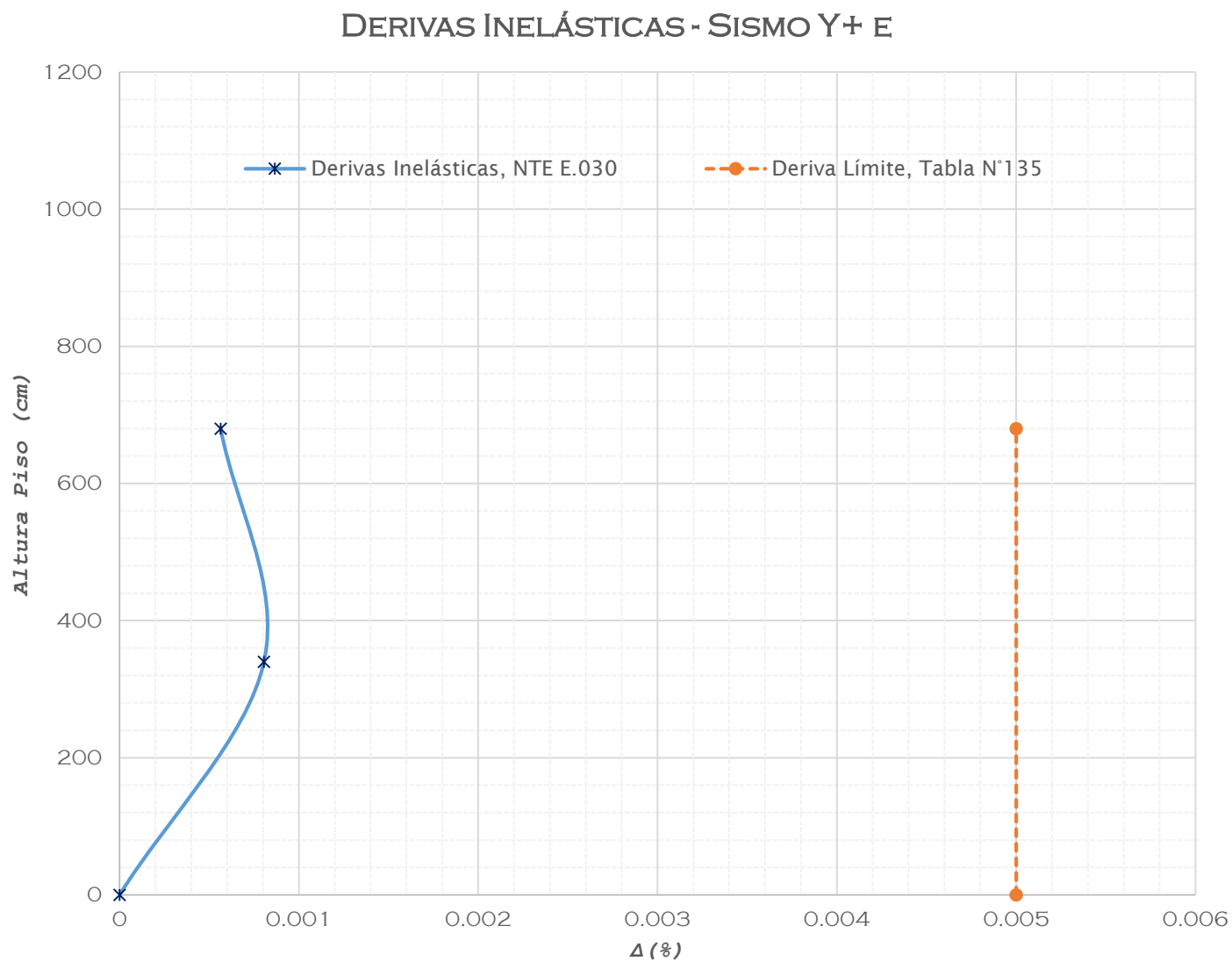
Tabla N° 151, Desplazamiento inelástico en la dirección Y-Y, para el pabellón

05

Piso	Load Case/Combo	Altura cm	Despl. Maximo cm	Deriva ELASTICA	Deriva INELASTICA	Deriva INELASTICA	Deriva LIMITE
2	SY+e	680	0.1481	0.000193235	0.000434779	0.43 9/99	5 9/99
1	SY+e	340	0.0824	0.000242353	0.000545294	0.55 9/99	5 9/99
BASE	SY+e	0	0				

Fuente: Datos extraídos del Etabs.

Gráfico N° 21, Derivas Inelásticas- Sismo y + e, del pabellón 05



Fuente: Elaboración propia.

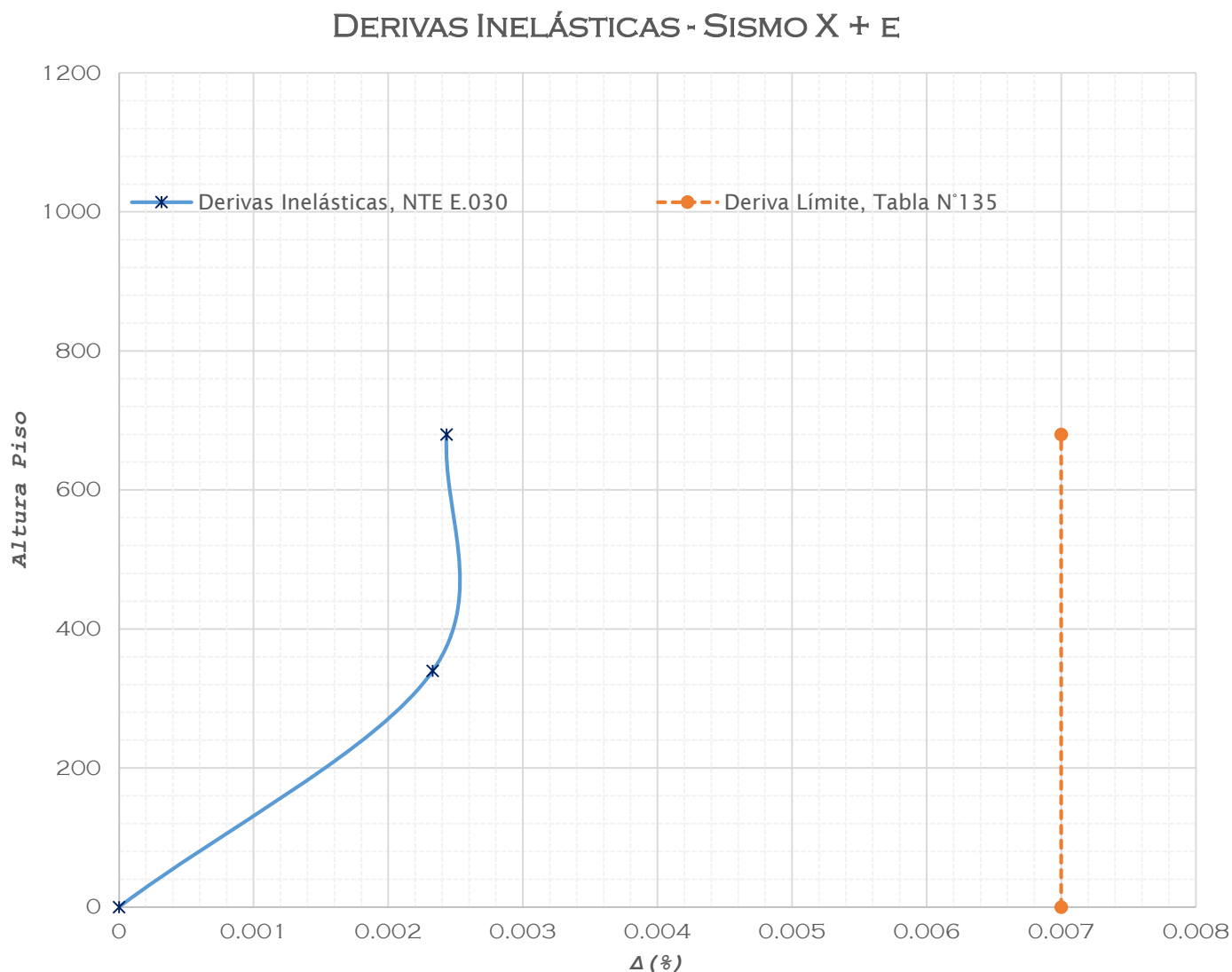
Tabla N° 152, Desplazamiento inelástico en la dirección X-X, para el pabellón

06

Piso	Load Case/Combo	Altura cm	Despl. Maximo cm	Deriva ELASTICA	Deriva INELASTICA	Deriva INELASTICA	Deriva LIMITE
2	SX+e	680	0.27	0.000405588	0.002433529	2.43 9/99	7 9/99
1	SX+e	340	0.1321	0.000388529	0.002331176	2.33 9/99	7 9/99
BASE	SX+e	0	0				

Fuente: Datos extraídos del Etabs.

Gráfico N° 22, Derivas Inelásticas- Sismo x + e, del pabellón 06



Fuente: Elaboración propia.

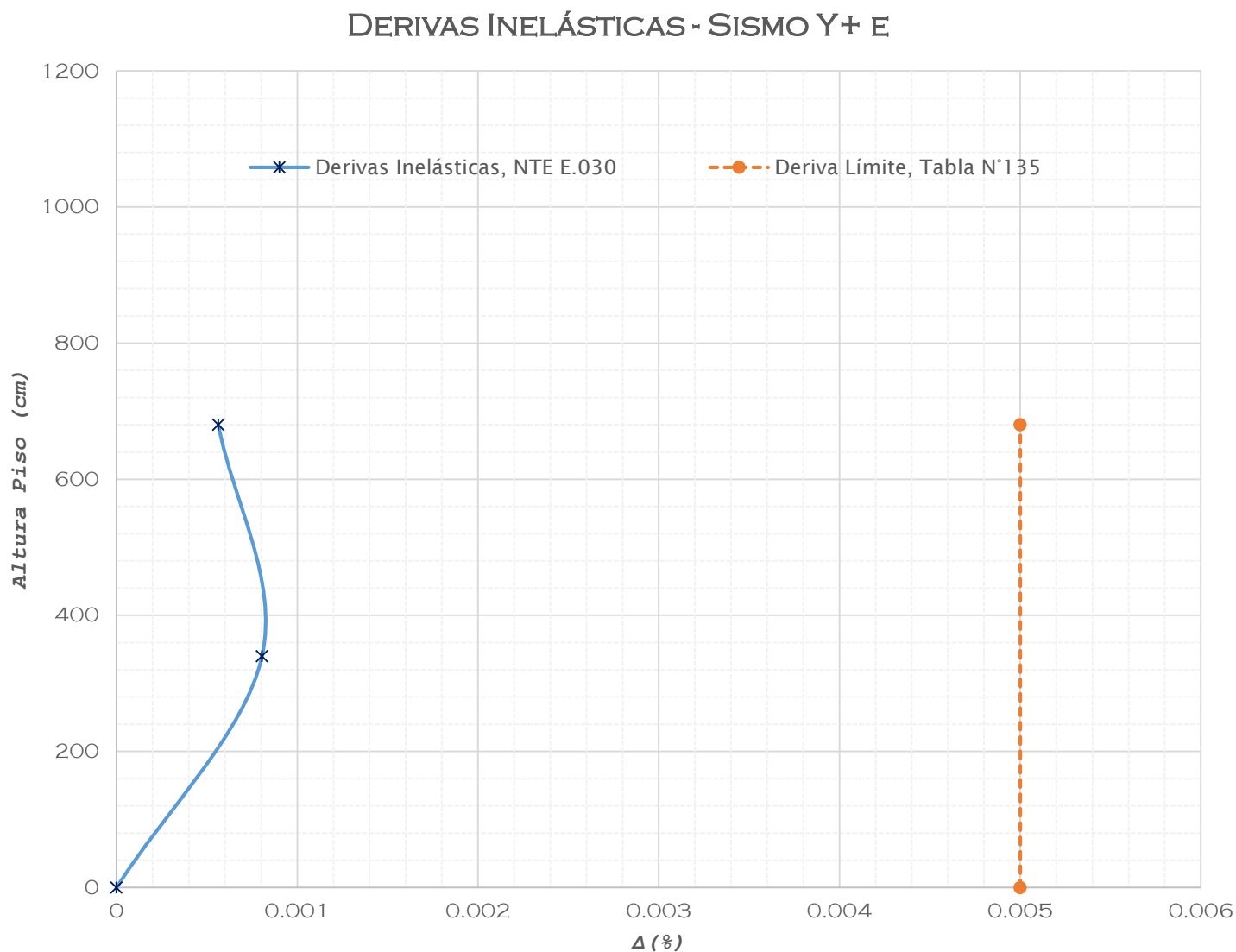
Tabla N° 153, Desplazamiento inelástico en la dirección Y-Y, para el pabellón

06

Piso	Load Case/Combo	Altura cm	Despl. Maximo cm	Deriva ELASTICA	Deriva INELASTICA	Deriva INELASTICA	Deriva LIMITE
2	SY+e	680	0.2067	0.000250294	0.000563162	0.56 9/99	5 9/99
1	SY+e	340	0.1216	0.000357647	0.000804706	0.80 9/99	5 9/99
BASE	SY+e	0	0				

Fuente: Datos extraídos del Etabs.

Gráfico N° 23, Derivas Inelásticas- Sismo y + e, del pabellón 06



Fuente: Elaboración propia.

Para la dirección de análisis X-X las derivas promedio de los pabellones es de 2.44 ‰ estando muy por debajo de lo permisible según la Norma E030. Y Para la dirección de análisis Y-Y las derivas promedio de los pabellones es de 0.63 ‰ estando muy por debajo de lo permisible según la Norma E030.

5.1.5. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOS ELEMENTOS EN CONCRETO ARMADO.

DISEÑO DE LOSA ALIGERADA

El diseño de la losa aligerada son elementos que por lo general se encuentran sometidos a cargas perpendiculares a su plano, las cuales ocasionan esfuerzos de flexión y cortantes.

Para el cálculo de los Momentos Flectores y Fuerzas Cortantes emplearemos el programa Sap2000.

Como ejemplo para el diseño se tomó la vigueta entre los ejes A y E (Fig. 23) Del Pabellón 05, la cual presenta Carga Viva de 350 kg/m² (Talleres), los extremos se apoyan en muros de 25 cm. Y con apoyos interiores como Vigas Peraltadas B6/1- V5 (30X60). En la Fig. 33 y 34 se tienen las envolventes del Momento Flector (a la cara de apoyo) y fuerza cortante (a “d” de la cara de apoyo).

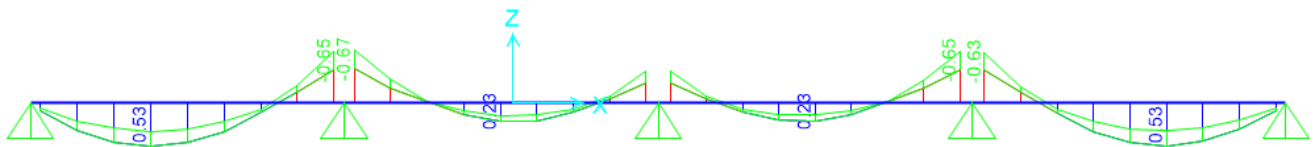


Fig. 33: Envolvente del diagrama de Momento Flector M_u (Ton-m)

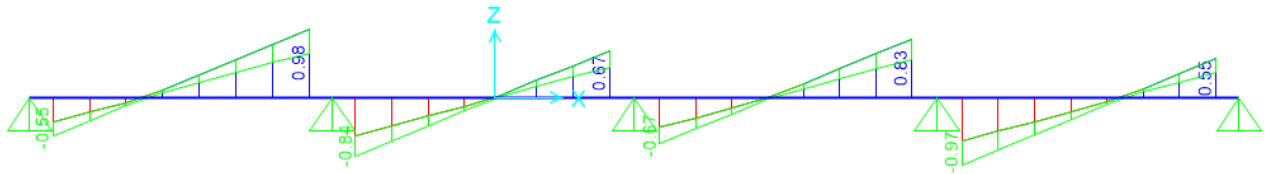
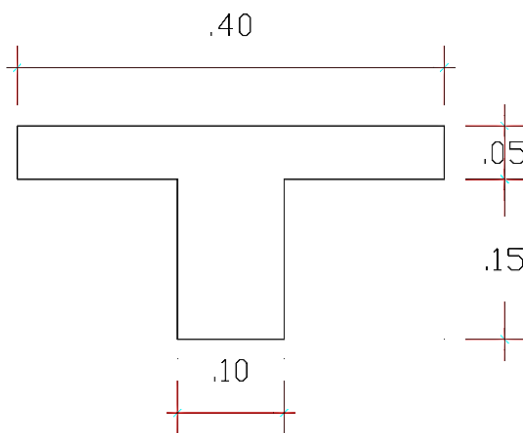


Fig. 34: Envolvente del diagrama de Fuerza Cortante Vu (Ton)

A continuación, se tomaron en cuenta las siguientes características de una vigueta típica.



$$Y_{C.G} = 13,21 \text{ cm.}$$

$$I_G = 11800 \text{ cm}^4.$$

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

$$f_r = 2\sqrt{f'c} = 28,98 \text{ kg/cm}^2.$$

Según el **Art. REFUERZO MINIMO EN ELEMENTOS SOMETIDOS A FLEXIÓN**, de la Norma E060 nos menciona que el refuerzo mínimo que debe de tener la sección para Momento Negativo será la necesaria para que la resistencia de diseño de la sección sea por lo menos 1,20 veces el momento de agrietamiento de la sección bruta M_{cr} ($\phi M_n \geq 1,20 M_{cr}$)

$$\phi M_n \geq 1,20 M_{cr} = f_r * \frac{I_G}{Y_+} \dots \text{Ec. 5.28}$$

De la Ec. 5.28 se tiene $1,20 M_{cr} = 1,20 \times 28,98 \times 11800 / 6.79 = 1,20 \times 50\,363 \text{ kg-cm} = 604 \text{ kg-m.}$

Para un $b = 0,10 \text{ m.}$, $d = 0,175 \text{ m.}$ Calculando el área de acero se tiene **$A_{smin}(-) = 0,98 \text{ cm}^2$** .

Mientras que el área mínima de refuerzo por tracción de las secciones rectangulares y de las secciones T con el ala en compresión, no será menor que:

$$A_{s \min(+)} = 0.70 * \frac{\sqrt{f'c}}{f_y} * b_w * d \dots \text{Ec. 5.29}$$

De la Ec. 5.29 se tiene **$A_{s \min (+)} = 0.70 * \frac{\sqrt{210}}{4200} * 10 * 17,50 = 0,42 \text{ cm}^2$** .

Para el refuerzo máximo la Norma E060 también nos indica que todo elemento sometido a tracción no deberá exceder de **$0,75 A_{sb}$** (área de acero balanceado)

$$A_{s \max} = 0,75 * \frac{0,85 * f'c * \beta_1}{f_y} * \frac{6000}{6000 + f_y} * b_w * d \dots \text{Ec. 5.30}$$

De la Ec. 5.30 se tiene **$A_{s \max} = 0,75 * \frac{0,85 * 210 * 0,85}{4200} * \frac{6000}{6000 + 4200} * 10 * 17,5 = 2,79 \text{ cm}^2$** .

De la envolvente de diseño se extraerán los momentos de diseño, y empleando las siguientes expresiones se calcularán el acero de refuerzo:

$$M_u = \phi M_n \dots 5.31$$

$$M_n = A_s * f_y * (d - \frac{a}{2}) \dots \text{Ec. 5.32}$$

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'c * b} \dots 5.33$$

De la Tabla N° 154, se mostrará un resumen con los momentos últimos de diseño con el cálculo del refuerzo para cada sección.

Tabla N° 154, Diseño por flexión de losa aligerada típica

MU (Ton-m)	b (cm)	d (cm)	As (cm ²)	Distribución
-0.65	10	17.50	1.06	1Ø1/2" + 1Ø3/8"
-0.39	10	17.50	0.61	1Ø1/2"
-0.65	10	17.50	1.06	1Ø1/2" + 1Ø3/8"
+0.53	10	17.50	0.85	1Ø1/2"
+0.23	10	17.50	0.36	1Ø1/2"

Fuente: Elaboración propia.

De la envolvente de diseño para fuerzas cortantes de la Fig. 34 se extrajo los valores para verificar si la resistencia del concreto es óptima, la capacidad del concreto al corte se calculará de la siguiente expresión:

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d \dots \text{Ec. 5.34}$$

De la Ec. 5.34 se tiene: $V_c = 0.53 * \sqrt{210} * 10 * 17.50 = 1.34 \text{ Ton.}$

Se concluye que el concreto tiene capacidad de resistir el esfuerzo por cortante ya que el cortante nominal $V_c = 1.34 \text{ Ton}$ y el cortante último de diseño $\frac{Vu}{\phi} = 1.15 \text{ Ton.}$ Siendo menor a su capacidad.

Para el corte del fierro se siguieron las consideraciones de la Norma E060 “**Para el desarrollo del refuerzo para momentos positivos y negativos**”:

- Por lo menos 1/3 del refuerzo para momento positivo se debe prolongar a lo largo de la misma cara del elemento hasta el apoyo.
- En apoyos simples y en puntos de inflexión, el refuerzo por momento positivo estará limitado a un diámetro tal que su “ L_d ”, sea menor o igual a:

$$Ld \leq \frac{Mn}{Vu} + La$$

Donde “La” es el mayor valor de “d” o “12db”, Mn es el momento nominal provisto por el refuerzo positivo en la sección considerada y Vu la fuerza cortante de diseño en la misma sección.

Esta condición no es necesaria si el refuerzo en los apoyos termina más allá de la línea central del apoyo con un gancho estándar o un anclaje mecánico.

- Cuando se use refuerzo continuo y otro de menor longitud (bastones), el refuerzo que continua deberá tener una longitud de anclaje mayor o igual a la longitud de desarrollo “Ld”, más allá del punto donde el refuerzo que se ha cortado o doblado no es necesario en (“d” o “12db”) la que sea mayor.

En la Fig. 35 Se presenta el diseño completo en planta de la losa aligerada típica en los pabellones.

DISEÑO DE VIGA

Para nuestro diseño de viga hemos visto la manera de realizar el diseño de dos tipos de vigas: una cuya función principal es de soportar esfuerzos por cargas gravedad y la segunda para soportar solicitaciones sísmicas. Para la obtención de nuestro Diagrama de Momento Flector (M_u), en la cara del apoyo y para el Diagrama de Fuerza Cortante a “d” de la cara del apoyo se empleó el Etabs.

Para Cargas por Gravedad, se tomó la viga del Pabellón 05, B6/1-V5 (30X60). la cual al realizar el análisis por cargas de gravedad presenta mayor momento flector que en los demás pabellones sin llegar a ser muy superior. La combinación de cargas que se ha empleado es la que corresponde a la Ec. 5.16

$$U = 1.4CM + 1.7CV$$

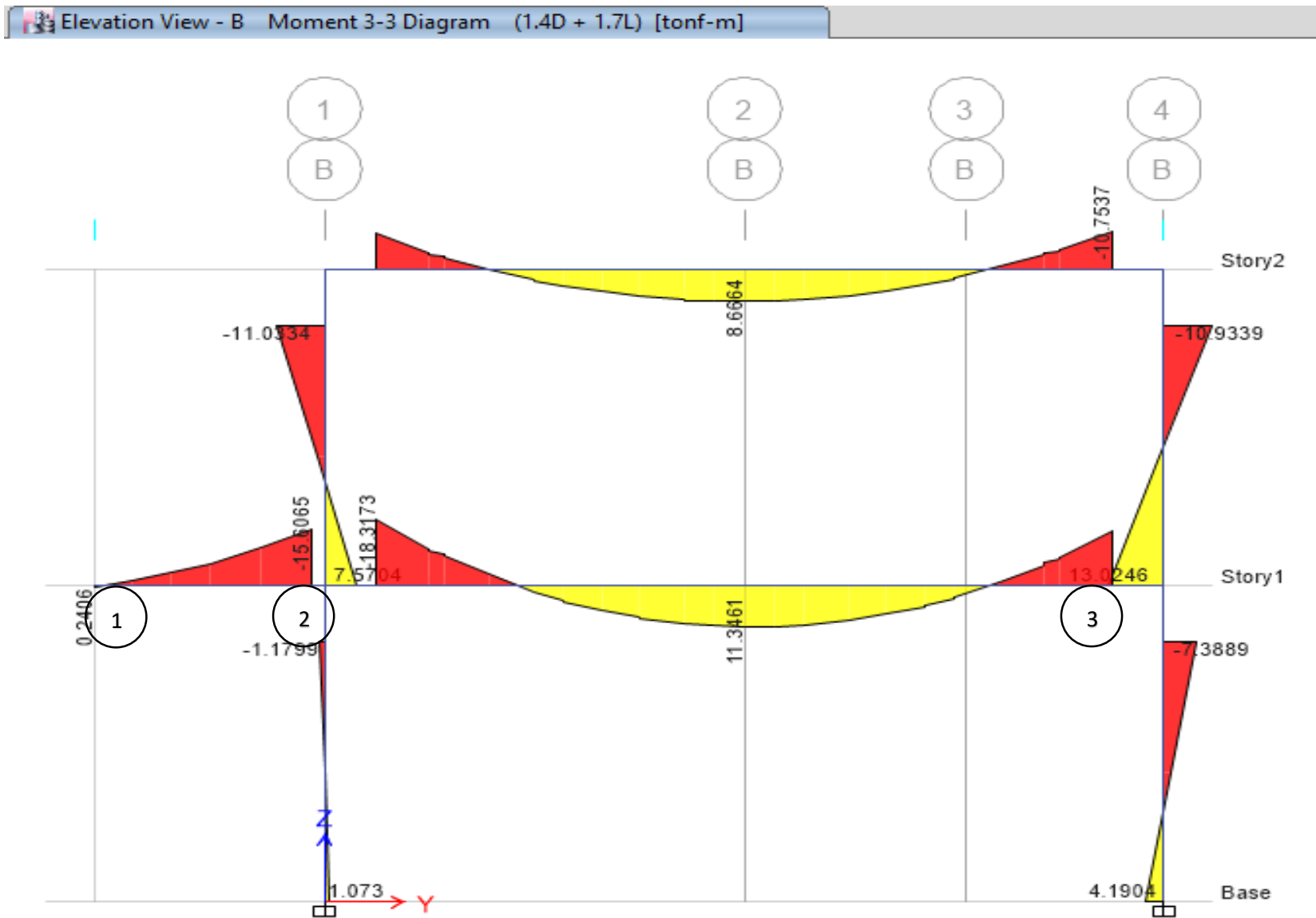


Fig. 36: Diagrama de Momento Flector Mu (Ton-m)

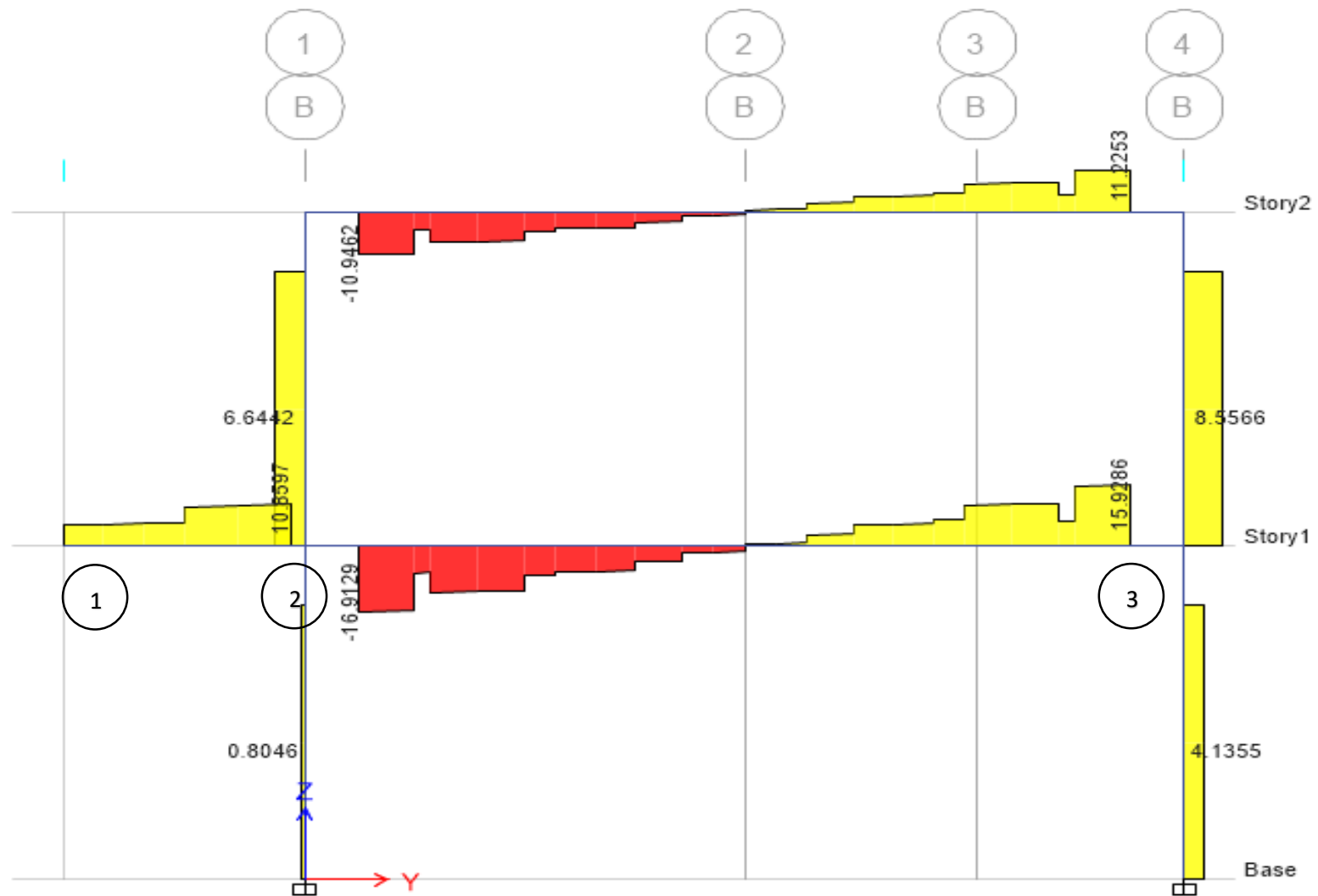
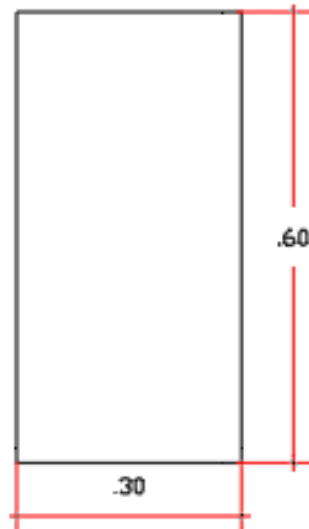


Fig. 37: Diagrama de Fuerza Cortante (Ton)

Diseño por flexión

Refuerzo mínimo en elementos sometidos a flexión:



$$Y_{C.G} = 30 \text{ cm.}$$

$$I_G = 540000 \text{ cm}^4.$$

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

$$f_r = 2\sqrt{f'_c} = 28,98 \text{ kg/cm}^2.$$

$$M_n \geq 1,20 M_{cr} = f_r * \frac{I_G}{Y_+} \dots \text{Ec. 5.28}$$

De la Ec. 5.28 se tiene $1,20 M_{cr} = 1,20 \times 28,98 \times 540000 / 30 = 1,20 \times 521640 \text{ kg-cm} = 6260 \text{ kg-m.}$

Para un $b = 0,30 \text{ m.}$, $d = 0,52 \text{ m.}$ Calculando el área de acero se tiene **$A_{smin(-)}$**
 $= 3.25 \text{ cm}^2.$

Mientras que el área mínima de refuerzo por tracción de las secciones rectangulares y de las secciones T con el ala en compresión, no será menor que:

$$A_{s \min(+)} = 0.70 * \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} * b_w * d \dots \text{Ec. 5.29}$$

De la Ec. 5.29 se tiene **$A_{s \min (+)} = 0.70 * \frac{\sqrt{210}}{4200} * 30 * 52,19 = 3.78 \text{ cm}^2.$**

Para el refuerzo máximo la Norma E060 también nos indica que todo elemento sometido a tracción no deberá exceder de **0,75 Asb** (área de acero balanceado)

$$As_{max} = 0,75 * \frac{0,85 * f'c * \beta_1}{f_y} * \frac{6000}{6000 + f_y} * b_w * d \dots \text{Ec. 5.30}$$

De la Ec. 5.30 se tiene **As max = 0,75 * $\frac{0,85 * 210 * 0,85}{4200} * \frac{6000}{6000 + 4200} * 30 * 52.19 = 24.95 \text{ cm}^2$.**

De la envolvente de diseño se extraerán los momentos de diseño, y empleando las siguientes expresiones se calcularán el acero de refuerzo:

$$Mu = \phi Mn \dots 5.31$$

$$Mn = As * f_y * (d - \frac{a}{2}) \dots \text{Ec. 5.32}$$

$$a = \frac{As * f_y}{0.85 * f'c * b} \dots 5.33$$

De la Tabla N° 155, se mostrará un resumen con los momentos últimos de diseño con el cálculo del refuerzo para cada sección.

Tabla N° 155, Diseño por flexión de viga B6/1-V5 (30X60).

MU (Ton-m)	b (cm)	d (cm)	As (cm ²)	DISTRIBUCIÓN
-15.61	30	52.19	8.45	4Ø5/8" + 2Ø5/8" (Bastones)
-18.32	30	52.19	10.04	4Ø5/8" + 2Ø5/8" (Bastones)
-15.24	30	52.19	8.23	4Ø5/8" + 2Ø5/8" (Bastones)
+11.35	30	52.19	6.03	4Ø5/8" + 2Ø5/8" (Bastones)

Fuente: Elaboración propia.

Diseño por cortante

En la Fig. 35 se puede apreciar el Diagrama de Fuerza Cortante para la viga B6/1-V5 (30X60) que la fuerza cortante para el primer tramo es de Vu= 10.86

Ton, mientras que para el segundo tramo existe una fuerza cortante $V_u = 16.91$ Ton, tomando siempre el mayor valor.

Ahora se necesitará encontrar la capacidad resistente del concreto al cortante, para ello emplearemos la siguiente expresión recomendada por la Norma E060:

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d \dots \text{Ec. 5.34}$$

De la Ec. 5.34 se tiene: $V_c = 0.53 * \sqrt{210} * 30 * 52.19 = 12.03 \text{ Ton}$

Donde se determina que él $V_c \leq \frac{V_u}{\phi}$, se requerirá estribos, para saber cuál será la resistencia que deberá tener los estribos se empleará la siguiente expresión:

$$V_c + V_s = \frac{V_u}{\phi} \dots \text{Ec. 5.35}$$

De la Ec. 5.35 se tiene: $V_c + V_s = \frac{V_u}{\phi}, V_s = \frac{16.91}{0.85} - 12.03 = 7.86 \text{ Ton}.$

El esfuerzo que debe soportar el estribo será de 7.86 Ton. Siguiendo las recomendaciones de la Norma E060, se calculará el espaciamiento del estribo, empleando estribos de 3/8"

$$s \leq \frac{A_{sv} * f_y * d}{V_s} = \frac{2 * 0.71 * 4200 * 52.19}{7860} = 39.60 \text{ cm}.$$

En cualquier caso, V_s no deberá exceder la siguiente expresión:

$$V_s \leq 2.12 * \sqrt{f'c} * b_w * d \dots \text{Ec. 5.36}$$

○ Si, $V_s \leq 1.06 * \sqrt{f'c} * b_w * d \dots \text{Ec. 5.37}$

entonces $s \leq \frac{d}{2} \text{ y } s \leq 60 \text{ cm}.$

De la Ec. 5.37 se tiene $V_s \leq 1.06 * \sqrt{210} * 30 * 52.19 = 24.05 \text{ Ton}.$

Se cumple que la fuerza que deberá soportar el estribo $V_s \leq 24.05 \text{ Ton.}$

Entonces:

$$s \leq \frac{52.19}{2} = 26.10 \text{ cm } \text{ ó } s \leq 60 \text{ cm.}$$

Por lo tanto, se tiene la siguiente distribución para un estribo de 3/8"

$$\mathbf{1@0.05, 10@0.10, 3@0.15, Rto@0.20}$$

Del mismo modo se procederá a diseñar el primer tramo, concluyendo en la siguiente distribución:

$$\mathbf{1@0.05, 10@0.10, 3@0.15, Rto@0.20, Desde el apoyo.}$$

En la Fig.38 se muestra el diseño de nuestra viga B6/1-V5 (30X60).

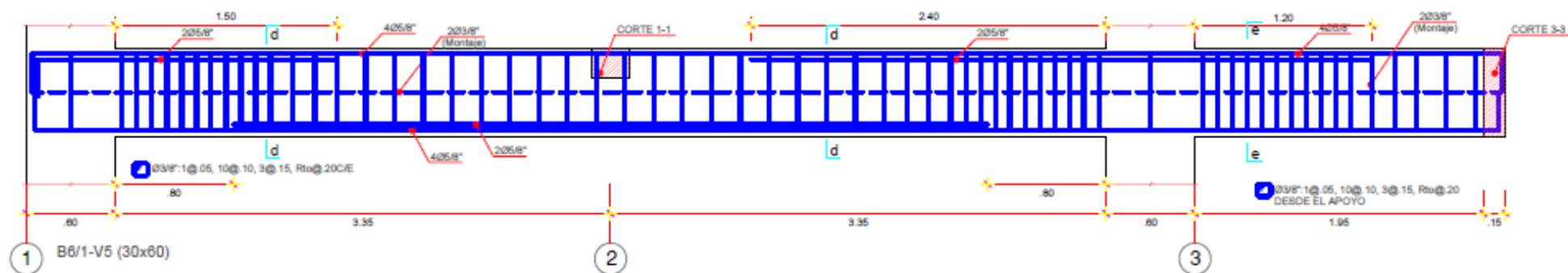


Fig. 38: Diseño de Viga B6/1-V5 (30X60).

Para Cargas que soportan solicitaciones sísmicas, se tomó la viga del Pabellón 05, B6/1-V1 (25X60). La Norma E060 en el **Capítulo 21 DISPOSICIONES ESPECIALES PARA EL DISEÑO SISMICO**, nos presenta algunos requisitos especiales para elementos sismorresistentes:

- Los elementos estructurales como vigas sísmicas deberán tener una ductilidad adecuada.
- Evitar falla frágil y buscar que se generen fallas dúctiles.
- La fuerza cortante V_u de los elementos en flexión deberá determinarse de la suma de los cortantes asociados con el desarrollo de los momentos nominales (M_n) del elemento en cada extremo restringido de la luz libre y el cortante isostático para cargas de gravedad tributarias amplificadas.

Para una viga con carga distribuida:

$$V_{ui} = \frac{M_{ni} + M_{nd}}{L_n} + \frac{w_u \cdot L_n}{2} \dots \text{Ec. 5.38}$$

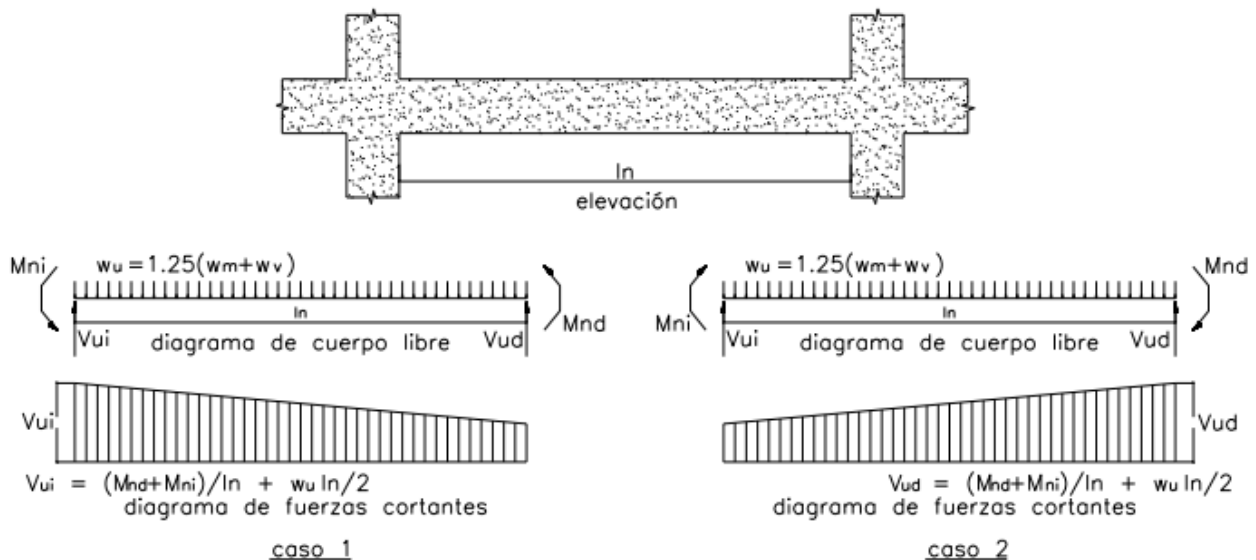


Fig. 39: Fuerza cortante de diseño en vigas

Para el cálculo del refuerzo de acero en la viga antes mencionada se deberá diseñar con la combinación de cargas de Envolvente extraído del Etabs.

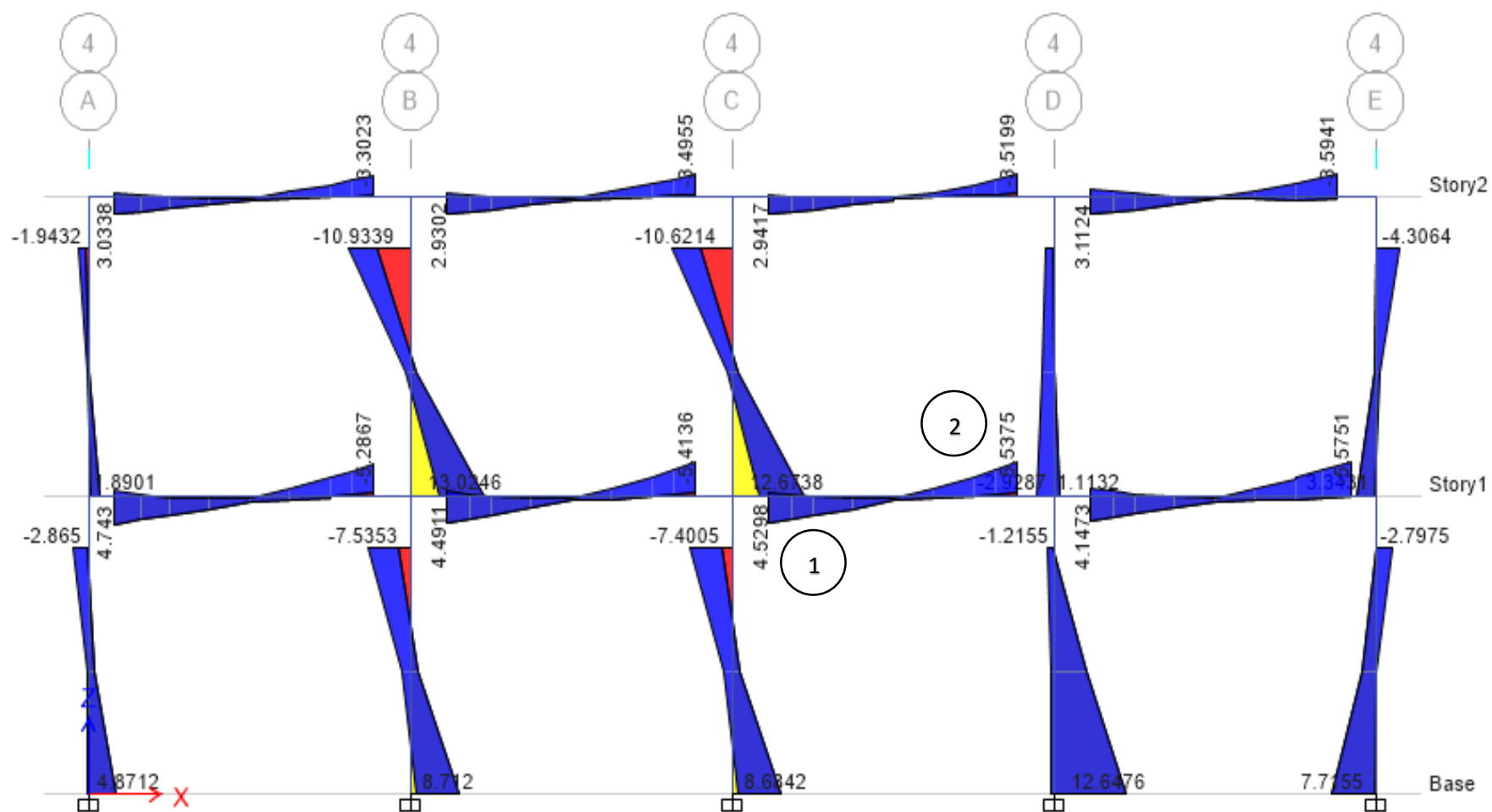


Fig. 40: Diagrama de Momento Flector Mu con la combinación Envolvente (Ton-m)

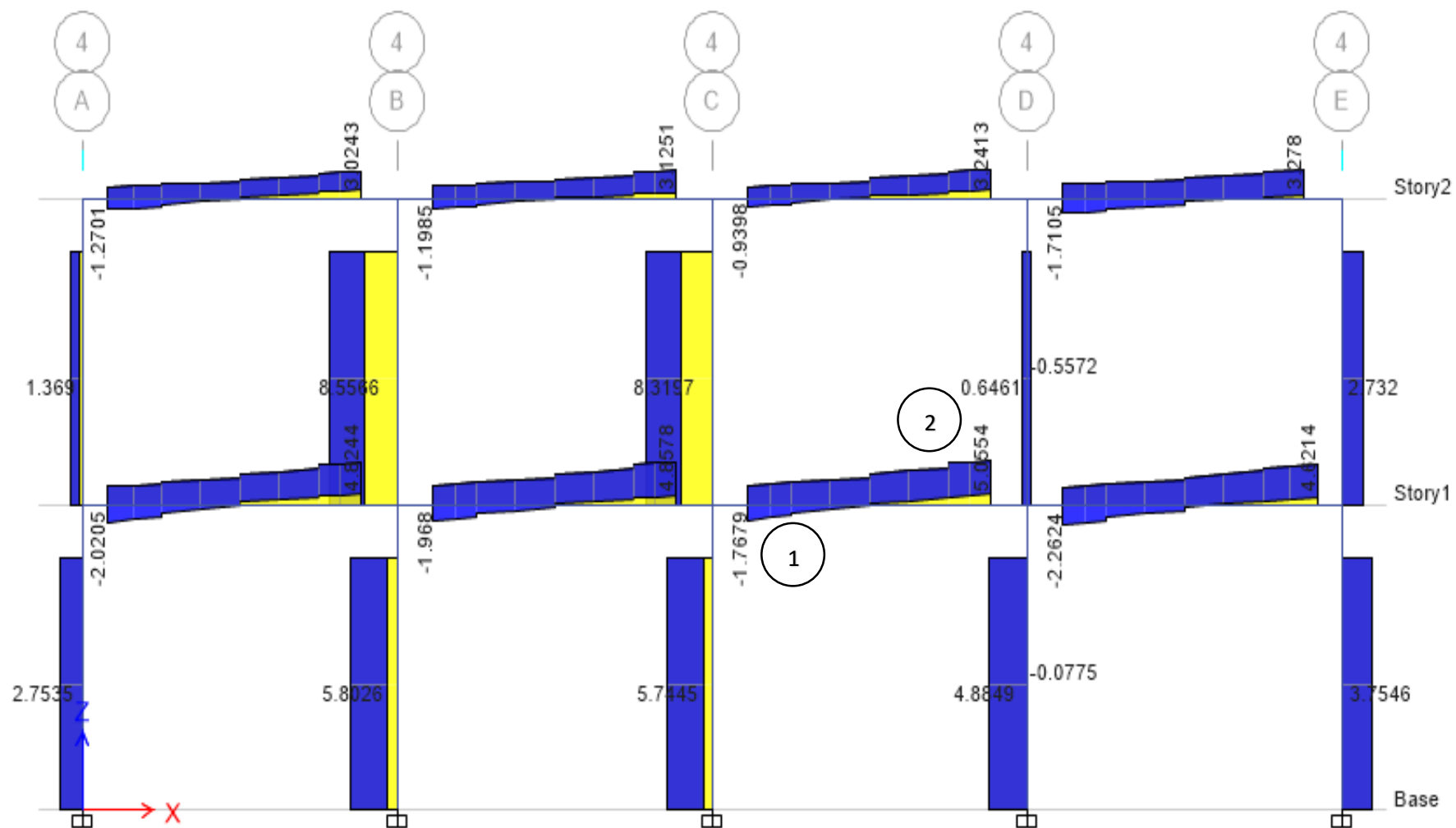
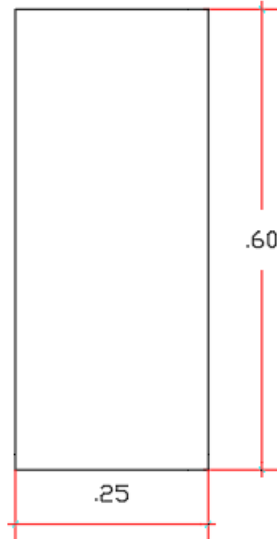


Fig. 41: Diagrama de Fuerza Cortante V_u con la Combinación Envolvente (Ton)

Diseño por flexión

Refuerzo mínimo en elementos sometidos a flexión:



$$Y_{C.G} = 30 \text{ cm.}$$

$$I_G = 450000 \text{ cm}^4.$$

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

$$f_r = 2\sqrt{f'_c} = 28,98 \text{ kg/cm}^2.$$

$$M_n \geq 1,20 M_{cr} = f_r * \frac{I_G}{Y_+} \dots \text{Ec. 5.28}$$

De la Ec. 5.28 se tiene $1,20 M_{cr} = 1,20 \times 28,98 \times 450000 / 30 = 1,20 \times 434700 \text{ kg-cm} = 5216 \text{ kg-m.}$

Para un $b = 0,25 \text{ m.}$, $d = 0,52 \text{ m.}$ Calculando el área de acero se tiene **$A_{smin(-)}$**
 $= 2.71 \text{ cm}^2.$

Mientras que el área mínima de refuerzo por tracción de las secciones rectangulares y de las secciones T con el ala en compresión, no será menor que:

$$A_{s \min(+)} = 0.70 * \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} * b_w * d \dots \text{Ec. 5.29}$$

De la Ec. 5.29 se tiene **$A_{s \min (+)} = 0.70 * \frac{\sqrt{210}}{4200} * 25 * 52,19 = 3.15 \text{ cm}^2.$**

Para el refuerzo máximo la Norma E060 también nos indica que todo elemento sometido a tracción no deberá exceder de **0,75 Asb** (área de acero balanceado)

$$As \text{ max} = 0,75 * \frac{0,85 * f'c * \beta 1}{fy} * \frac{6000}{6000 + fy} * bw * d \dots \text{Ec. 5.30}$$

De la Ec. 5.30 se tiene **As max = 0,75 * $\frac{0,85 * 210 * 0,85}{4200} * \frac{6000}{6000 + 4200} * 25 * 52.19 = 20.79 \text{ cm}^2$.**

De la envolvente de diseño se extraerán los momentos de diseño que se encuentran en el tramo 1 a 2 del eje C al D, y empleando las siguientes expresiones se calcularán el acero de refuerzo:

$$Mu = \phi Mn \dots 5.31$$

$$Mn = As * fy * (d - \frac{a}{2}) \dots \text{Ec. 5.32}$$

$$a = \frac{As * fy}{0.85 * f'c * b} \dots 5.33$$

De la Tabla N° 156, se mostrará un resumen con los momentos últimos de diseño con el cálculo del refuerzo para cada sección.

Tabla N° 156, Diseño por flexión de viga B6/1-V1 (25X60).

MU (Ton-m)	b (cm)	d (cm)	As (cm ²)	Distribución
4.53	25	52.19	2.35	3Ø5/8"
-5.54	25	52.19	2.88	3Ø5/8"

Fuente: Elaboración propia.

Diseño por cortante

Ahora se verificará el diseño por capacidad de la viga mediante el método descrito anteriormente.

Del primer apoyo 1-2:

$$A_{Ssup} = 3 \text{ } \varnothing \text{ } 5/8'' = 5.94 \text{ cm}^2$$

$$A_{Sinf} = 3 \text{ } \varnothing \text{ } 5/8'' = 5.94 \text{ cm}^2$$

$$M_{nsup} = 12.32 \text{ ton-m.}$$

$$M_{ninf} = 12.32 \text{ ton-m.}$$

Del segundo apoyo 2-1:

$$A_{Ssup} = 3 \text{ } \varnothing \text{ } 5/8'' = 5.94 \text{ cm}^2$$

$$A_{Sinf} = 3 \text{ } \varnothing \text{ } 5/8'' = 5.94 \text{ cm}^2$$

$$M_{nsup} = 12.32 \text{ ton-m.}$$

$$M_{ninf} = 12.32 \text{ ton-m.}$$

Cálculo de cortantes de diseño.

Primer tramo:

Momentos Antihorarios:

De la Ec. 5.38

$$\text{Apoyo Izquierdo: } V_{ui} = \frac{12.32+12.32}{3.90} + \frac{2.1*3.90}{2} = 10.41 \text{ Ton}$$

$$\text{Apoyo Derecho: } V_{ui} = \frac{12.32+12.32}{3.90} - \frac{2.1*3.90}{2} = 2.22 \text{ Ton.}$$

$$V_u \text{ diseño} = 10.41 \text{ Ton.}$$

Ahora se necesitará encontrar la capacidad resistente del concreto al cortante, para ello emplearemos la siguiente expresión recomendada por la Norma E060:

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d \dots \text{Ec. 5.34}$$

De la Ec. 5.34 se tiene: $V_c = 0.53 * \sqrt{210} * 25 * 52.19 = 10.02 \text{ Ton}$

Cortante Resistido por el refuerzo, como: $V_u \leq \phi V_n$

$$V_c + V_s = \frac{V_u}{\phi} \dots \text{Ec. 5.35}$$

De la Ec. 5.35 se tiene: $V_c + V_s = \frac{V_u}{\phi}, V_s = \frac{10.41}{0.85} - 10.02 = 2.23 \text{ Ton.}$

El esfuerzo que debe soportar el estribo será de 2.23 Ton. Siguiendo las recomendaciones de la Norma E060, se calculará el espaciamiento del estribo, empleando estribos de 3/8"

$$s \leq \frac{A_{sv} * f_y * d}{V_s} = \frac{2 * 0.71 * 4200 * 52.19}{2230} = 139.58 \text{ cm.}$$

Se puede apreciar que en la Fig. 39 los cortantes de diseño con la combinación de la envolvente $V_u = 5.06 \text{ Ton.}$ Son menores a los cortantes obtenidos considerando los requerimientos sismorresistentes $V_u = 10.41 \text{ Ton.}$ que nos indica la Norma en el **Cap. 21 DISPOSICIONES ESPECIALES PARA DISEÑO SÍSMICO.**

El acero colocado para flexión es el acero que se ha necesitado sin llegar a exagerar ni sobre reforzar. Si se hubiese colocado refuerzo en exceso, la resistencia nominal en flexión aumentaría, y por lo tanto el cortante de diseño sería aún mayor.

Ahora aplicaremos los requerimientos que la Norma nos exige para el espaciamiento del refuerzo transversal:

- En ambos extremos del elemento deben disponerse estribos cerrados de confinamiento en longitudes iguales a dos veces el peralte del elemento medido desde la cara del elemento de apoyo hacia el centro de la luz.
- El primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de 100 mm. de la cara del elemento de apoyo.
- El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder del menor de lo siguiente:
 - $d/4$, pero no es necesario que el espaciamiento sea menor de 150 mm
 - Diez veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro
 - 24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento.
 - 300 mm.
- Fuera de la zona de confinamiento el espaciamiento máximo será de $d/2$.

Entonces se concluye que la distribución para un estribo de 3/8" será de la siguiente manera:

1@0.05, 10@0.10, 3@0.15, Rto@0.20

En la Fig.42 se muestra el diseño de nuestra viga B6/1-V1 (25X60).

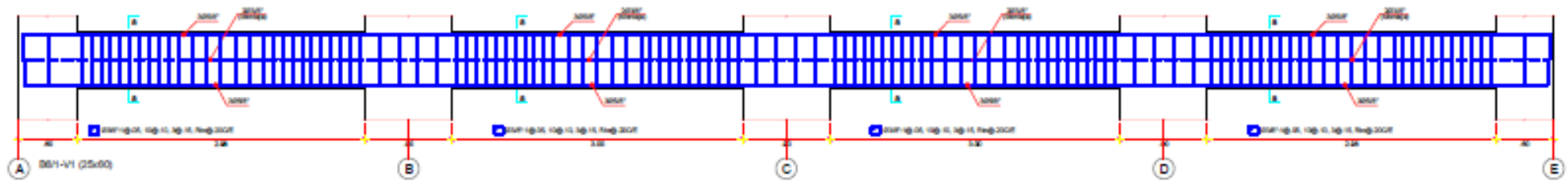


Fig. 42: Diseño de Viga B6/1-V1 (25X60)

DISEÑO DE COLUMNA

Para nuestro diseño de columna, es necesario tener en cuenta la forma de trabajo que realizará y el método de análisis que se deberá desarrollar en el presente proyecto de investigación.

La columna es un elemento estructural que básicamente trabaja a compresión, pero debido a la ubicación en el sistema estructural deberá soportar también solicitaciones de flexión, corte y torsión.

El método de análisis de nuestro diseño será el diseño por flexocompresión por medio de nuestro Diagrama de Interacción, que consiste en realizar un análisis de la sección transversal sometida a flexocompresión, para obtener diferentes valores de Carga y Momento resistentes.

La columna que se escogió para el diseño en flexocompresión es la columna "T" perteneciente al pabellón 05 ubicada entre el eje D-D y 3-3, puesto que tiene que soportar una carga amplificada de 58.10 Ton. Siendo el mayor.

A continuación, se presentará la Tabla N° 157 indicando las cargas amplificadas por combinación de carga para la columna y los momentos flectores en ambas direcciones.

Tabla N° 157, Carga axial, cortantes y momentos Flectores para la Columna
“T” de diseño

COMBINACIONES DE CARGA	P (Ton)	V _{x-x} (Ton)	V _{y-y} (Ton)	M _{x-x} (Ton-m)	M _{y-y} (Ton-m)
0.9D + SX	26.44	8.08	0.20	0.13	17.40
0.9D + SY	24.69	0.07	2.76	5.56	0.02
1.25(D+L) + SX	49.29	8.10	0.59	0.80	17.47
1.25(D+L) + SY	47.54	0.04	1.97	4.63	0.04
1.4D + 1.7L	58.10	0.04	0.80	1.07	0.14

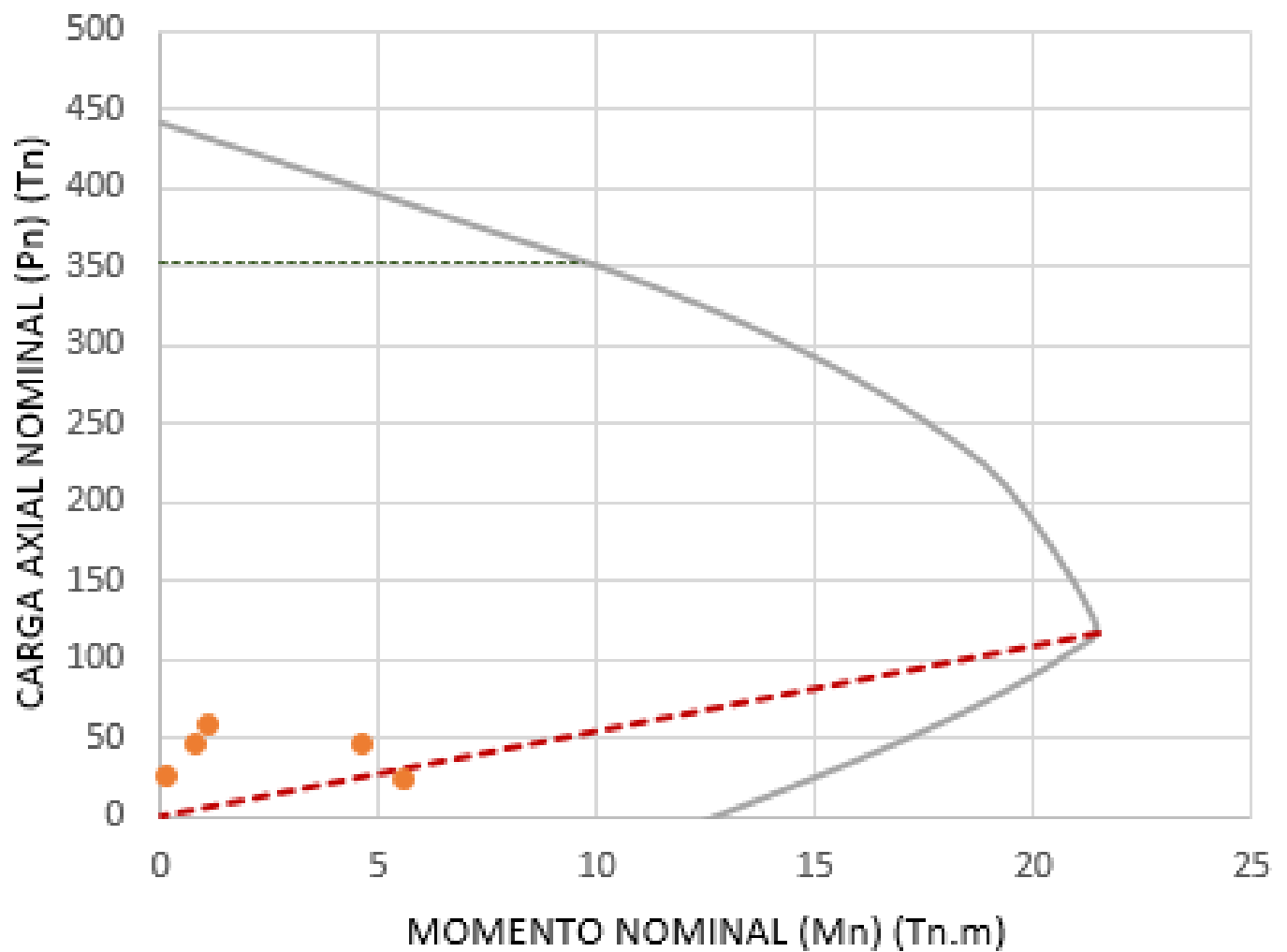


Fig. 43: Diagrama de interacción hacia la dirección X-X.

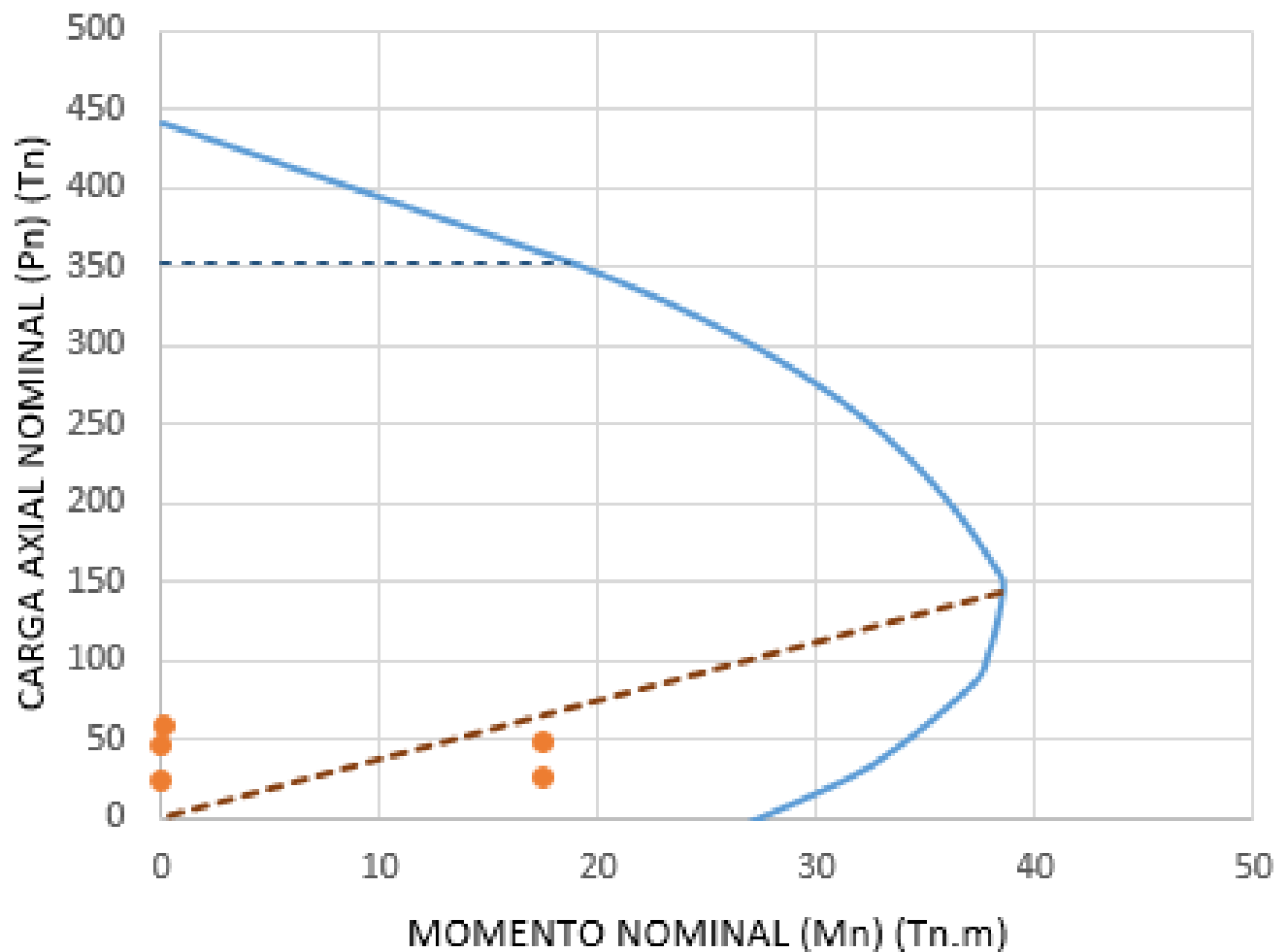


Fig. 44: Diagrama de interacción hacia la dirección Y-Y.

La fig. 43 y 44 muestran el diagrama de interacción para la dirección de análisis X-X y Y-Y, llegando a la conclusión de que los puntos ingresados correspondientes a las combinaciones de carga se encuentran dentro del diagrama cumpliendo con el diseño por flexocompresión.

La Norma E060 en el **Capítulo 21 DISPOSICIONES ESPECIALES PARA EL DISEÑO SISMICO**, nos presenta algunos requisitos especiales para elementos sismorresistentes:

- La resistencia del concreto deberá ser como mínimo $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$, y la

resistencia del acero $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$, este requisito es esencial siempre que la columna en diseño este sometido a cargas de gravedad y solicitaciones sísmicas, en caso ocurriere en sistemas estructurales como por ejemplo albañilería confinada, las columnas podrían tomar el valor de $f'_c = 175 \text{ kg/cm}^2$ puesto que, los muros de albañilería tomarían las cortantes sísmicas y la función principal de las columnas sería de confinamiento.

- Las dimensiones mínimas de las columnas será de 25 cm. Para evitar problemas constructivos al momento del llenado por recubrimientos inadecuados, la razón principal es de dar rigidez y resistencia a la estructura
- Proveer mayor resistencia a flexión en las columnas que en las vigas permitiendo que se formen rótulas plásticas de preferencia en vigas que en columnas.
- Con respecto al acero de refuerzo y zona de confinamiento:
 - La cuantía de acero longitudinal estará en un rango de 1% a 6%
 - En ambos extremos del elemento debe proporcionarse estribos cerrados de confinamiento con un espaciamiento S_0 por una longitud L_0 medida desde la cara del nudo. Los estribos serán como mínimo de 8 mm. de diámetro para barras longitudinales de hasta 5/8".
 - La longitud S_0 no deberá exceder al menor entre:
 - Ocho veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro,

- La mitad de la menor dimensión de la sección transversal del elemento,
- 100 mm.
- La longitud L_0 no deberá ser menor que el mayor entre:
- Una sexta parte de la luz libre del elemento,
- La mayor dimensión de la sección transversal del elemento,
- 500 mm.
- Fuera de la longitud L_0 , el espaciamiento del refuerzo transversal la separación de los estribos no será mayor que la requerida por fuerza cortante ni de 300 mm.

Diseño por cortante

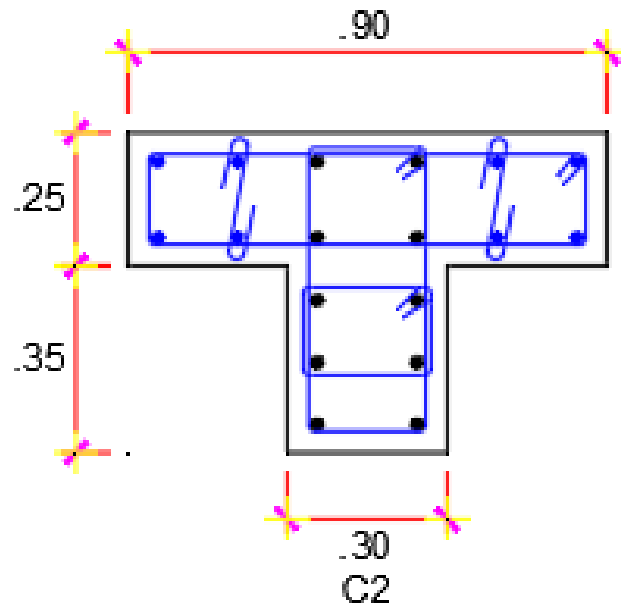
En la Tabla N° 152 que se presenta se puede observar que el cortante máximo es de $V_{ux} = 8.10 \text{ Ton.}$, ahora se calculará del concreto a la resistencia por cortante, de la Ec. 5.34 se tiene:

$$V_c = 0.53 * \sqrt{210} * 25 * 90 = 17.28 \text{ Ton}$$

Una vez calculado se puede determinar que el aporte del concreto a la resistencia por cortante es suficiente y la distribución de los estribos será como sigue:

$$1@0.05, 10@0.10, 3@0.15, Rto@0.20$$

En la Fig.45 se muestra el diseño de nuestra columna "T"



C2
COL T 0.90 x 0.60 10 Ø 3/4" + 8 Ø 5/8" 3 □ 3/8" 2 ∟ 3/8" @.25 C2 1@.05, 10@.10, 3@.15 Rto@.20 C/E
COL T 0.90 x 0.60 10 Ø 3/4" + 8 Ø 5/8" 3 □ 3/8" 2 ∟ 3/8" @.25 C2 1@.05, 10@.10, 3@.15 Rto@.20 C/E

Fig. 45: Diseño de columna "T"

DISEÑO DE CIMENTACIONES

La cimentación es la parte de la estructura que se encarga de transmitir al terreno las cargas de las columnas y/o muros de albañilería confinada. Estas cargas (fuerzas axiales, cortantes y momentos) producen un esfuerzo en el terreno, el cual no deberá exceder el esfuerzo admisible del terreno proporcionado por el estudio de suelos.

El diseño comprende dos etapas: el predimensionamiento y el diseño de la cimentación que incluye el dimensionamiento del peralte y el refuerzo de acero requerido.

Diseño por cortante

Se asume que la zapata actúa como viga, con una sección crítica ubicada a una distancia “d” de la cara de la columna o placa.

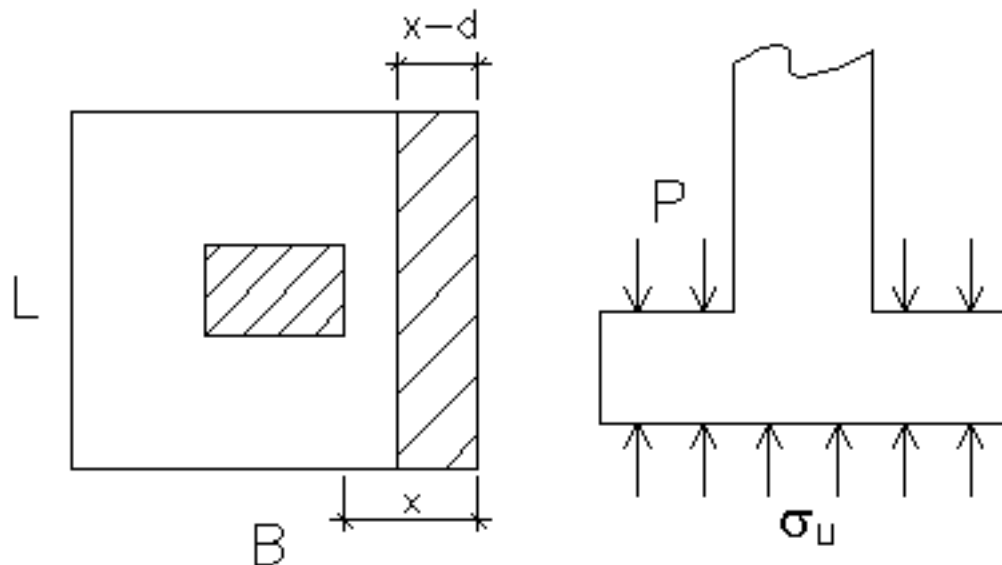


Fig. 46: Diseño por corte de una Zapata

$$Vu = Wu * L * (x - d) \dots \text{Ec. 5.39}$$

Donde:

d: Peralte efectivo de la sección, igual a “h-rec” (en cm).

L: Largo de la zapata en la dirección de análisis

B: Ancho de la zapata en la dirección de análisis.

f'c: Resistencia a la compresión del concreto.

Diseño por punzonamiento

Se busca definir el peralte que tendrá la zapata, el cual será como mínimo 60 cm para asegurar que se desarrolle la longitud de anclaje de las barras longitudinales de los elementos verticales. En los cálculos, el peralte efectivo “d” se considerará igual al peralte total de la zapata menos el recubrimiento ($d = h - \text{rec}$).

Se asume que la zapata actúa como losa en dos direcciones, con una sección crítica perpendicular al plano de la losa y localizada de tal forma que su perímetro “Lo” sea mínimo, y este se presenta a “d/2” de la cara de la columna o placa

En ningún caso los esfuerzos hallados deben exceder la capacidad portante del suelo, ni debe haber esfuerzos en tracción. Posteriormente para el diseño se tomará el máximo valor obtenido después de amplificar las cargas actuantes (Pu máx.).

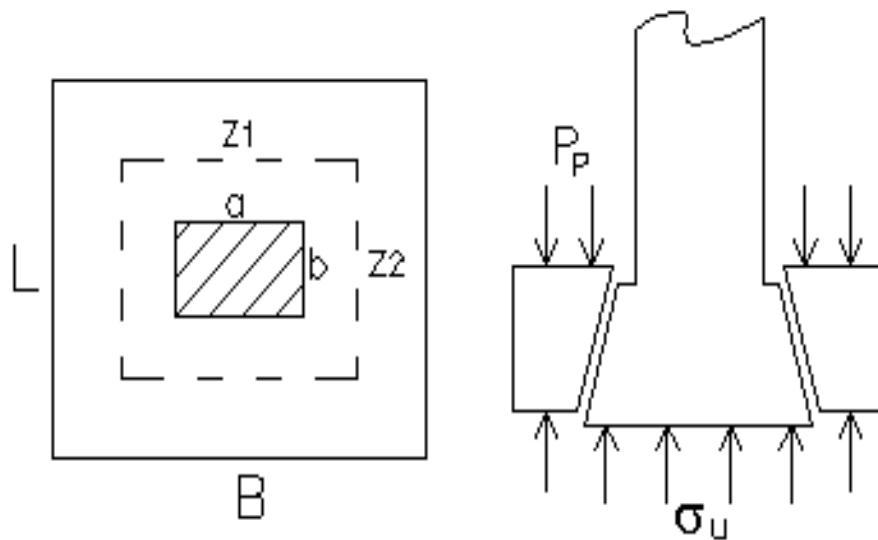


Fig. 47: Diseño por punzonamiento de una Zapata

$$V_u = P_u - W_u * Z1 * Z2 \dots \text{Ec. 5.40}$$

$$V_c = 1.06 * \sqrt{f'_c} * b_o * d \dots \text{Ec. 5.41}$$

Donde:

d: Peralte efectivo de la sección, igual a “h-rec” (en cm).

f'_c : Resistencia a la compresión del concreto.

b_o : Es el perímetro de la sección crítica medida a “d/2” de la cara de apoyo.

En base a estas dos verificaciones se obtiene el peralte de la zapata.

Diseño por flexión

El diseño por flexión dará a conocer el área del acero de refuerzo que necesita la zapata para soportar el momento de diseño de la sección crítica, ubicado en la cara de los elementos verticales

Se emplean las ecuaciones de flexión ya vistas en el caso de vigas y losas.

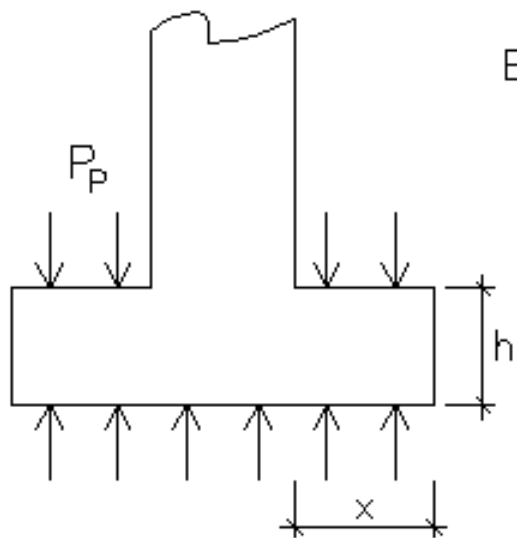


Fig. 48: Diseño por flexión de una Zapata

$$Mu = Wu * B * \frac{x^2}{2} \dots \text{Ec. 5.42}$$

Para el presente proyecto de investigación se realiza el predimensionamiento de la cimentación considerando la tipología de edificaciones nombrados páginas arriba y su respectiva capacidad portante del suelo de fundación obtenidas por medio del Estudio de Mecánica de Suelos presentados anteriormente con un valor de **1.26 Kg/cm²**.

Para el predimensionamiento consideramos resultados de metrado de cargas vivas y muertas, las cargas que se han extraído son de la Columna “T” que presenta una mayor carga por combinación la cual pertenece al Pabellón 05 entre el Eje D-D y 3-3, los datos fueron obtenidos del Etabs.

Bajo estas consideraciones, todos los elementos de cimentación (zapatas y otros) tendrán una altura de 60 cms de alto, la verificación de dimensiones y espesores se verán en el cálculo y diseño de cimentación, que se presentará a

continuación:

Predimensionamiento:

$$Azap = \frac{P \text{ (Servicio)}}{\sigma_n} \dots \text{Ec. 5.43}$$

De la Ec. 5.43 se tiene $Azap = \frac{39.33 \text{ ton.}}{12.6 \text{ ton/m}^2} = 3.12 \text{ m}^2$

Para este caso se ha dimensionado con una zapata cuadrada de 2.50 x 2.50 m², ya que inicialmente para nuestro cálculo de capacidad portante se adoptó valores de la base por encima de 2.00 m., de la misma manera para el cálculo de los asentamientos admisibles.

Verificación por cortante:

Se dijo anteriormente que la zapata tendrá el comportamiento de una viga, puesto que, la cortante se dará a una distancia “d” de la cara de la columna.

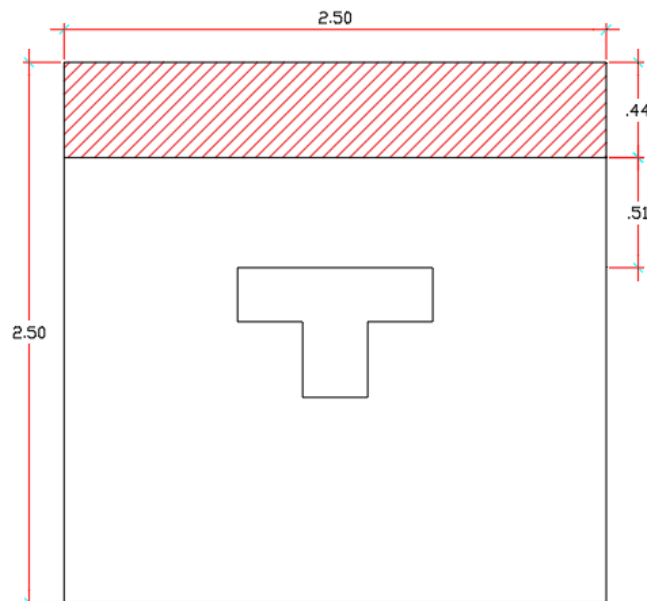


Fig. 49: Verificación de Zapata por cortante.

Para poder hallar la fuerza cortante que actúa en la parte achurada, debemos conocer la carga distribuida amplificada por unidad de área (W_u)

$$W_u = \frac{P_u}{A_{zap}} \dots \text{Ec. 5.44}$$

Donde:

W_u : Carga distribuida (Ton/m²)

P_u : Carga amplificada por combinación de carga (Ton)

A_{zap} : Área de la zapata adoptada (m²).

De la Ec.5.44 se tiene: $W_u = \frac{58.10}{6.25} = 9.30 \text{ ton/m}^2$.

$$V_u = W_u * L * (x - d) \dots \text{Ec. 5.39}$$

De la Ec.5.39 se tiene: $V_u = 9.30 * 2.50 * (0.95 - 0.51) = 10.23 \text{ Ton}$.

Ahora para saber el aporte del concreto para resistir fuerzas cortantes recurrimos a la Ec. 5.34

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d \dots \text{Ec. 5.34}$$

De la Ec. 5.34 se tiene: $V_c = 0.53 * \sqrt{210} * 250 * 50.91 = 97.75 \text{ Ton.}$,

Concluyendo que: $\frac{V_u}{\phi} < V_c, \frac{10.23}{0.85} < 97.75 \text{ Ton.}$, el aporte del concreto para resistir fuerzas cortantes es suficiente, cumpliendo con la verificación por cortante.

Verificación por punzonamiento:

En la Fig. 50 se puede apreciar el perímetro bo del plano de falla por punzonamiento la cual se encuentra a $d/2$ desde la cara de la columna

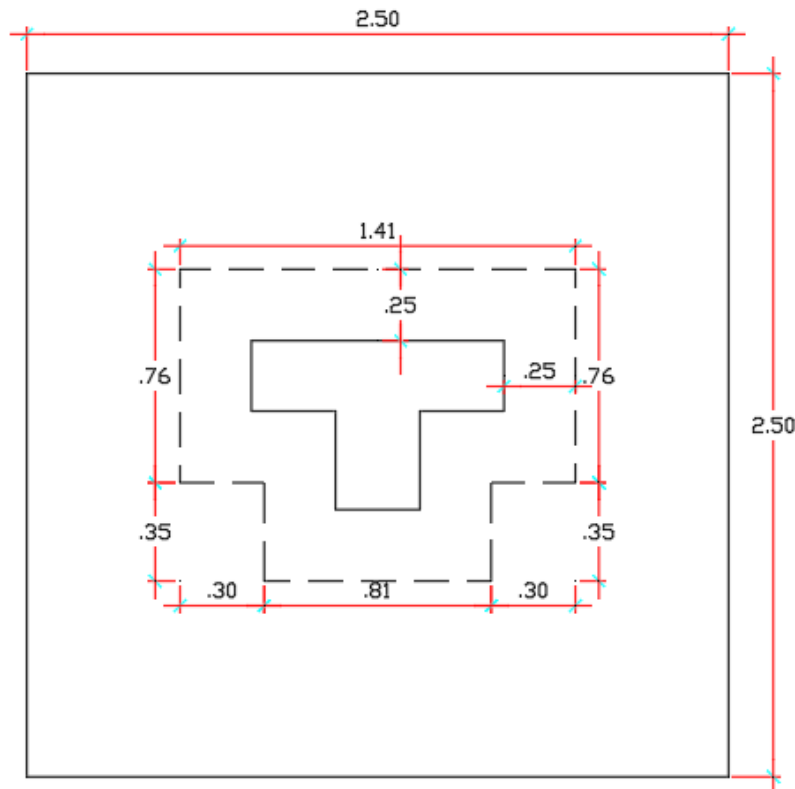


Fig. 50: Verificación de Zapata por punzonamiento.

Para conocer la fuerza cortante por punzonamiento será necesario recurrir a la

Ec. 5.40

$$V_u = P_u - W_u * Z_1 * Z_2 \dots \text{Ec. 5.40}$$

De la Ec.5.40 se tiene: $V_u = 58.10 - 9.30 * 1.35 = 45.55 \text{ Ton.}$ En este caso la multiplicación de Z_1 y Z_2 representa el área de punzonamiento y solo bastó conocer el área de falla por punzonamiento.

Luego para conocer el aporte del concreto para la resistencia por punzonamiento será necesario emplear la Ec. 5.41

$$V_c = 1.06 * \sqrt{f'c} * b_o * d \dots \text{Ec. 5.41}$$

De la Ec.5.41 se tiene: $V_c = 1.06 * \sqrt{210} * 504 * 50.91 = 394.14 \text{ Ton.}$

Concluyendo que: $\frac{Vu}{\phi} < V_c, \frac{45.55}{0.85} < 394.14 \text{ Ton.}$, el aporte del concreto para resistir fuerzas de punzonamiento es suficiente, cumpliendo con la verificación por punzonamiento.

Diseño por flexión

Para nuestro diseño por flexión emplearemos las ecuaciones anteriormente presentadas, puesto que, nuestra zapata tiene un comportamiento como viga y como losa.

$$M_u = W_u * B * \frac{x^2}{2} \dots \text{Ec. 5.42}$$

De la Ec.5.42 se tiene: $M_u = 9.30 * 2.50 * \frac{0.95^2}{2} = 10.49 \text{ Ton} - \text{m.}$, luego para calcular el área de acero se empleó las fórmulas que a continuación se presentan:

$$M_u = \phi M_n \dots 5.31$$

$$M_n = A_s * f_y * (d - \frac{a}{2}) \dots \text{Ec. 5.32}$$

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'c * b} \dots 5.33$$

Para un $b = 2,50 \text{ m.}$, $d = 0,51 \text{ m.}$ Calculando el área de acero se tiene **$A_s = 5.48 \text{ cm}^2$** .

Mientras que el área mínima de refuerzo por temperatura será la que nos exige la Norma E060:

- Para barras corrugadas con $f_y \geq 4200 \text{ kg/cm}^2$

$$A_s \text{ min} = 0.0018 * b * d \dots \text{Ec. 5.43}$$

De la Ec.5.43 se tiene: $A_s \text{ min} = 0.0018 * b * d = 0.0018 * 250 * 50.91 = 22.91 \text{ cm}^2$. Cumpliéndose para ambas direcciones de diseño.

Se empleó varillas de 5/8" para la parrilla de la zapata, y la cantidad será de la siguiente manera:

$$Cant. = \frac{22.91}{1.98} = 11.57 \approx 12$$

$$S = \frac{2.50 - rec}{cant - 1} = \frac{2.50 - 0.20}{11} = 0.21 \approx 0.20 \text{ m.}$$

Acero horizontal $\varnothing 5/8"$ @ 0.20

Acero vertical $\varnothing 5/8"$ @ 0.20

En la Fig.51 se muestra el diseño de nuestra zapata.

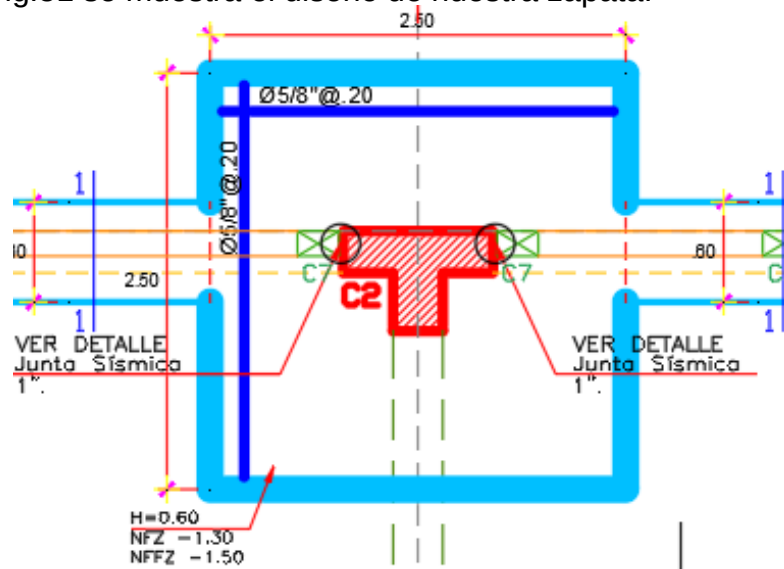


Fig. 51: Diseño de Zapata

CAPITULO VI

COMPROBACIÓN DE HIPÓTESIS.

6.3. CONSTATACIÓN DE HIPÓTESIS GENERAL.

El Análisis Sísmico Estático y Dinámico influye en el Diseño Estructural de la I.E. N° 22485 del Centro Poblado de Yaurilla en el distrito de los Aquijes- Ica.

Debido a que nuestro diseño obedece a las fuerzas cortantes, momentos flectores, carga axial obtenidas mediante el análisis sísmico estático y dinámico que se hicieran en la estructura para los seis pabellones. Si nuestro análisis hubiese arrojado fuerzas cortantes, momentos flectores y cargas axiales más elevada nuestro diseño cambiaría produciendo un aumento de sección en los elementos estructurales, a fin de encontrar la rigidez y la resistencia óptima para el buen desempeño ante eventualidades sísmicas.

6.4. CONSTATACIÓN DE HIPÓTESIS ESPECÍFICA.

La Capacidad Portante y las Condiciones Geotécnicas en el Análisis Sísmico Estático y Dinámico influyen en el Diseño Estructural de la I.E. N° 22485 del Centro Poblado de Yaurilla en el distrito de los Aquijes- Ica.

Al realizar el Estudio de Mecánica de suelos se pudo obtener el valor de la Capacidad Portante igual a **1.26 kg/cm²**, cumpliendo con las exigencias de la Norma E050 para capacidad y asentamiento admisible, base importante para nuestro diseño de cimentación.

En cuanto a las condiciones geotécnicas la Norma E030 nos señala con

respecto al tipo de suelo un parámetro de sitio establecido el cuál se determinó **“S2” SUELO INTERMEDIO**, para suelos con resistencia al corte entre 0.50 kg/cm² y 1 kg/cm², dichos resultados se encuentran en el Anexo A

La Configuración Regular de la Edificación en el Análisis Sísmico Estático y Dinámico influye en el Diseño Estructural de la I.E. N° 22485 del Centro Poblado de Yaurilla en el distrito de los Aquijes- Ica

Si la estructura tuviese irregularidad en planta o en altura el coeficiente básico de reducción sísmica **R₀** se castigaría con un factor de reducción y aumentaríamos nuestro cortante basal, además de tener que buscar rigidez en la dirección de la irregularidad para evitar problemas torsionales lo que implicaría un aumento en las dimensiones de los elementos estructurales.

El Sistema Estructural Adoptado en el Análisis Sísmico Estático y Dinámico influye en el Diseño Estructural de la I.E. N° 22485 del Centro Poblado de Yaurilla en el distrito de los Aquijes- Ica.

De manera que cada sistema estructural tiene un factor de reducción sísmica **R₀** diferente, no es lo mismo un sistema aporticado y un sistema de muros de albañilería, ambos tienen un factor de respuesta sísmica diferente y se determina por el porcentaje de cortante basal “V” que absorbe el elemento estructural.

El Espectro de Respuesta Sísmica en el Análisis Sísmico Estático y Dinámico influye en el Diseño Estructural de la I.E. N° 22485 del Centro Poblado de Yaurilla en el distrito de los Aquijes- Ica.

El espectro de respuesta sísmica es la gráfica en la que se representa la aceleración espectral a medida que aumenta el periodo de vibración y al realizar un análisis dinámico a la estructura nos arroja el comportamiento que tendrá cuando ocurra un evento sísmico, esto implica que si la estructura tiene un comportamiento desfavorable se tendrá que rediseñar la estructura tal vez aumentando sección a los elementos estructurales o rigidizando la estructura colocando muros de corte.

Los Desplazamientos Laterales de la Edificación en el Análisis Sísmico Estático y Dinámico influye en el Diseño Estructural de la I.E. N° 22485 del Centro Poblado de Yaurilla en el distrito de los Aquijes- Ica.

La Norma E030 nos muestra los límites permisibles de desplazamiento lateral respecto del material predominante, si es concreto armado tendrá un valor de 0,007 y si es albañilería será de 0,005. En caso se pasará estos límites tendríamos rigidizar la edificación aumentando la sección de los elementos estructurales como columnas o placas.

CONCLUSIONES.

De los análisis efectuados en el presente proyecto de investigación, en base a los trabajos de campo, ensayo de laboratorio, perfiles estratigráficos se concluye que:

- El subsuelo del terreno en estudio presenta un suelo Arena Pobremente Graduado (SP)
- La profundidad mínima de cimentación será de 1.30 m. como mínimo.
- La capacidad portante obtenida es de **1.26 kg/cm²**.
- El asentamiento admisible de los pabellones se encuentra entre **0.753** a **0.779 cms**, lo cual se encuentra dentro de los límites para la distorsión.
- No se ha detectado napa freática hasta la profundidad explorada y se estima que se encuentre a mucha mayor profundidad del nivel de fundación.
- Los pabellones cuentan con una buena estructuración.
- Los periodos de vibración de los pabellones en las dos direcciones de análisis son menores que los calculados según la Norma E030.
- No existe irregularidad en planta y altura para ningún pabellón cumpliendo con las restricciones de la Norma para el Uso “**A2**” y con un factor de Zona 4 de **0.45g**.
- Los pabellones cumplen con las cortantes mínimas de 80% del cortante estático para estructuras regulares señaladas en la Norma E030.

- Los desplazamientos laterales de los pabellones en las dos direcciones de análisis se encuentran por debajo del permisible para cada material predominante según la Norma E030.
- Para el diseño de la Losa Aligerada, se verificó la resistencia a las fuerzas cortantes que aportará el concreto y se diseñó por flexión, hallando el refuerzo mínimo para elementos sometidos a flexión $A_s(-)$ y el refuerzo mínimo para elementos rectangulares sometidos a tracción $A_s(+)$.
- Para el diseño de la viga B6/1- V5(30x60) se consideró la combinación de carga $1.4D + 1.7L$, obteniéndose los Momentos Flectores (M_u) y Las fuerzas cortantes (V_u), diseñando por flexión y obteniendo el refuerzo según las fórmulas presentadas. Se comprobó que se necesita refuerzo transversal para resistir los esfuerzos de cortante siendo $V_c < V_n$, la cortante nominal mayor al aporte del concreto a cortante y encontrando el espaciamiento de estribos.
- Para el diseño de la viga sísmica B6/1- V1(25x60), se aplicó el Capítulo 21 “Disposiciones especiales para el diseño sísmico” de la Norma E060, encontrando el momento nominal del acero dispuesto por flexión y diseñando por cortante.
- Se diseñó la columna “T” por Flexocompresión, encontrando que los momentos nominales y fuerzas axiales por combinación de carga se encuentran dentro del diagrama de interacción. Cumpliendo además con el

acero mínimo según la Norma E060.

- Para el diseño de la Zapata Típica de dimensiones 2.50 x 2.50, se comprobó que el concreto resiste los esfuerzos por cortante y punzonamiento, luego se diseñó por flexión con las fórmulas presentadas, encontrando un A_{smin} por temperatura de **22.91 cm²**.

RECOMENDACIONES.

- Las estructuras como zapatas llevarán un solado de 0.20 para proteger a la armadura de agentes exógenos.
- Se recomienda cimentar sobre zapatas arriostradas o interconectadas con vigas de cimentación y sobrecimientos armados con la finalidad de rigidizar la estructura.
- Se deberá evitar en todos los casos infiltración de agua al suelo de cimentación de cualquier origen, regado excesivo, desperfecto de tuberías, etc. A fin de mantener la capacidad portante propuesta.
- Se recomendará que antes del vaciado se deberá compactar el suelo de apoyo que generalmente se altera al momento de excavar.
- Respetar el diseño de mezcla para obtener un " $f'c$ " de diseño en elementos de concreto armado.
- Colocar los aceros respectivos para los elementos estructurales según los planos.

- Respetar los recubrimientos señalados en los planos para evitar cangrejas u otros problemas.
- Realizar un adecuado curado a los elementos estructurales para alcanzar la resistencia de diseño.

FUENTES DE INFORMACIÓN.

- Norma E020, Cargas.
- Norma E030, Diseño Sismorresistente.
- Norma E050, Suelos y Cimentaciones.
- Norma E060, Concreto Armado
- Ing. Antonio Blanco Blasco, Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado.
- Dr. Jorge E. Alva Hurtado, Cimentaciones Superficiales.
- ACI 318S-14, Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural

ANEXOS.

ANEXO A: ENSAYOS DE LABORATORIO



ANALISIS GRANULOMETRICO

Solicitado por

:: DE LA CRUZ OSCCO Illich Mijail

Proyecto

:: Analisis Sismico Estatic. y Dinamico para el Dis. Estruct. De la I.E. N° 22485 del C.P. de Yaurilla en el Dist. De los Aquijes.

Ubicación

:: C.P. YAUILLA - DISTRITO DE LOS AQUIJES - ICA

CERTIFICADO N° 030 - 19

BOLETA N° 2372

Tipo de Exploración

:: A CIELO ABIERTO

Realizado por

:: ING. RENE CANCHARI VEGA

Fecha

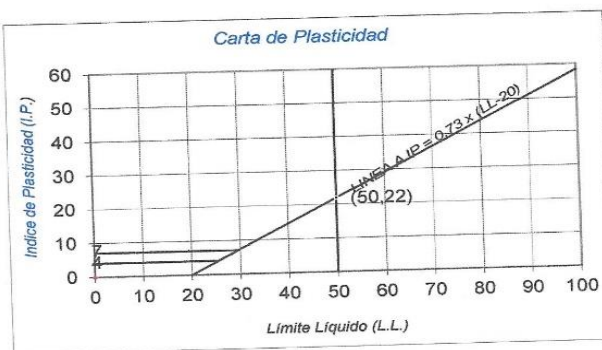
:: ICA, Julio del 2019

Procedencia : C.P. YAUILLA
Muestra : C-1; E-1 0.00 a 1.00 mt.
Peso de Muestra : 1500.00 grs.

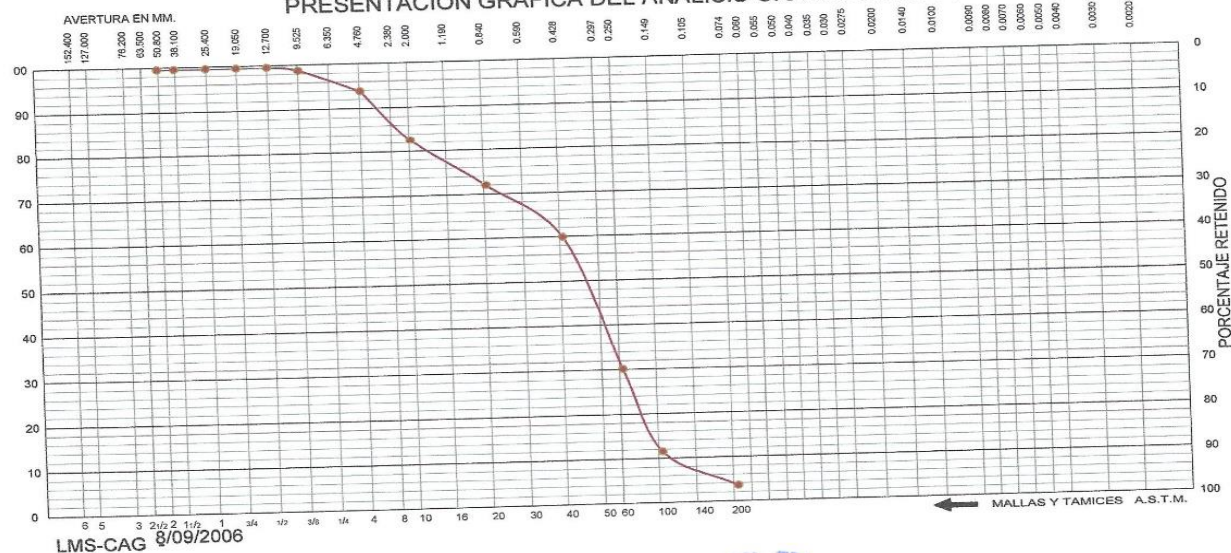
HUMEDAD NATURAL (W)	%	1.89
LIMITE LIQUIDO (L.L.)	%	0.00
LIMITE PLASTICO (L.P.)	%	0.00
INDICE PLASTICO (I.P.)	%	0.00
PESO ESPECIFICO	(gr/cc)	

CLASIFICACION S.U.C.S.	S P
CLASIFICACION A.A.S.H.T.O.	A-3 (0)

ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO						
Tamicez ASTM	Aber. mm.	Peso reten.	% Reten.	% Pasa	% Ret. Acum.	
2"	50.800					
1 1/2"	38.100					
1"	25.400					
3/4"	19.000					
1/2"	12.700					
3/8"	9.500	12.60	0.84	99.16	0.84	
1/4"	6.350					
N° 4	4.760	72.40	4.83	94.33	5.67	
8	2.300					
10	2.000	168.30	11.22	83.11	16.89	
16	1.190					
20	0.840	158.50	10.57	72.55	27.45	
30	0.590					
40	0.420	181.30	12.09	60.46	39.54	
50	0.297					
60	0.250	443.70	29.58	30.88	69.12	
80	0.177					
100	0.149	278.30	18.55	12.33	87.67	
140	0.105					
200	0.074	119.60	7.97	4.35	95.65	
Fondo		65.30	4.35	0.00	100.00	
Peso Total =		1500.00	gr.			
D ₁₀ (mm)		0.127	C _u	3.28		
D ₃₀ (mm)		0.245	C _c	1.13		
D ₆₀ (mm)		0.417				



PRESENTACION GRAFICA DEL ANALISIS GRANULOMETRICO





ANALISIS GRANULOMETRICO

Solicitado por

:: DE LA CRUZ OSCCO Illich Mijail

CERTIFICADO N° 030 -A- 19

Proyecto

:: Analisis Sismico Estatico. y Dinamico para el Dis. Estruct. De la I.E. N° 22485 del C.P. de Yaurilla en el Dist. De los Aquijes

Ubicación

:: C.P. YAUILLA - DISTRITO DE LOS AQUIJES - ICA

TESISTA

Tipo de Exploración

:: A CIELO ABIERTO

Realizado por

:: ING. RENE CANCHARI VEGA

Fecha

:: ICA, Julio del 2019

Procedencia

:: C.P. YAUILLA

Muestra

:: C - 1; E - 2 1.00 a 1.50 mt.

Peso de Muestra

:: 1500.00 grs.

ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO

Tamicez ASTM	Aber. mm.	Peso reten.	% Reten.	% Pasa	% Ret Acum.
2"	50.800				
1 1/2"	38.100				
1"	25.400				
3/4"	19.000				
1/2"	12.700				
3/8"	9.500				
1/4"	6.350				
N° 4	4.750	0.00	0.00	100.00	0.00
8	2.300				
10	2.000	0.00	0.00	100.00	0.00
16	1.190				
20	0.840	0.00	0.00	100.00	0.00
30	0.590				
40	0.420	62.40	4.16	95.84	4.16
50	0.297				
60	0.250	478.05	31.87	63.97	36.03
80	0.177				
100	0.149	654.90	43.66	20.31	79.69
140	0.105				
200	0.074	252.90	16.86	3.45	96.55
Fondo		51.75	3.45	0.00	100.00
Peso Total =		1500.00	gr.		
D_{10} (mm)		0.103	C_u	2.33	
D_{30} (mm)		0.171	C_c	1.18	
D_{60} (mm)		0.241			

HUMEDAD NATURAL (W)	%	1.95
LIMITE LIQUIDO (L.L.)	%	0.00
LIMITE PLASTICO (L.P.)	%	0.00
INDICE PLASTICO (I.P.)	%	0.00
PESO ESPECIFICO	(gr/cc)	

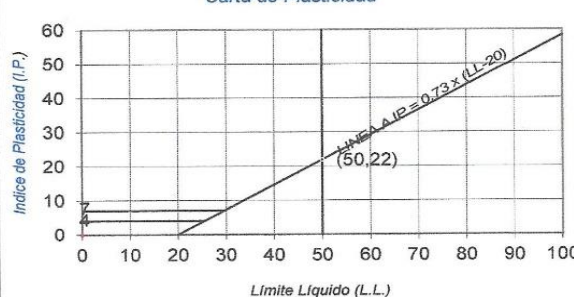
CLASIFICACION S.U.C.S.

S P

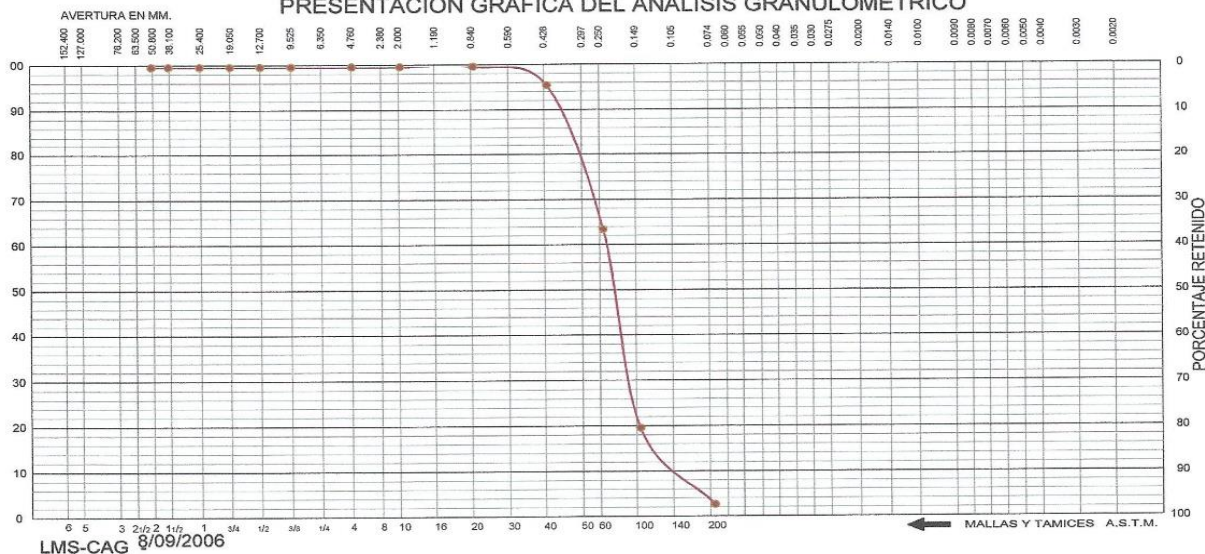
CLASIFICACION A.A.S.H.T.O.

A-3 (0)

Carta de Plasticidad



PRESENTACION GRAFICA DEL ANALISIS GRANULOMETRICO



UNIVERSIDAD NACIONAL "SAN LUIS GONZAGA" DE ICA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL



CENTRO DE PRODUCCION DE BIENES
PRESTACION DE SERVICIOS



ANALISIS GRANULOMETRICO

Solicitado por

DE LA CRUZ OSCCO Illich Mijail

Proyecto

Análisis Sísmico Estático y Dinámico para el Dis. Estruct. De la I.E. N° 22485 del C.P. de Yaurilla en el Dist. De los Aquijes -

Ubicación

C.P. YAUILLA - DISTRITO DE LOS AQUIJES - ICA

CERTIFICADO N° 030 -B- 19

TESISTA

Tipo de Exploración

A CIELO ABIERTO

Realizado por

ING. RENE CANCHARI VEGA

Fecha

ICA, Julio del 2019

Procedencia

C.P. YAUILLA

Muestra

C - 1; E - 3 1.50 a 3.50 mt.

Peso de Muestra

5000.00 grs.

ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO

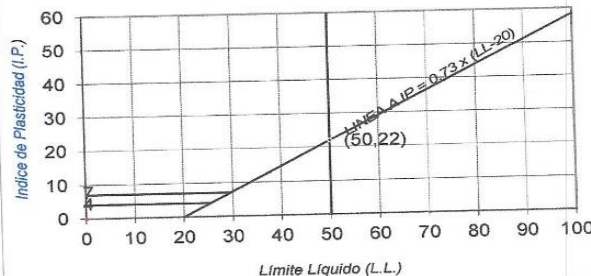
Tamicez ASTM	Aber. mm.	Peso reten.	% Reten.	% Pasa	% Ret Acum.
2"	50.800				
1 1/2"	38.100	446.30	8.93	91.07	8.93
1"	25.400	377.50	7.55	83.52	16.48
3/4"	19.000	298.40	5.97	77.56	22.44
1/2"	12.700	327.40	6.55	71.01	28.99
3/8"	9.500	319.80	6.40	64.61	35.39
1/4"	6.350				
N° 4	4.760	421.20	8.42	56.19	43.81
8	2.300				
10	2.000	581.30	11.63	44.56	55.44
16	1.190				
20	0.840	648.80	12.98	31.59	68.41
30	0.590				
40	0.420	395.20	7.90	23.68	76.32
50	0.297				
60	0.250	405.30	8.11	15.58	84.42
80	0.177				
100	0.149	332.40	6.65	8.93	91.07
140	0.105				
200	0.074	288.60	5.77	3.16	96.84
Fondo		157.80	3.16	0.00	100.00
Peso Total =		5000.00	gr.		
D ₁₀ (mm)		0.165	C _u	41.78	
D ₃₀ (mm)		0.756	C _c	0.50	
D ₆₀ (mm)		6.905			

HUMEDAD NATURAL (W)	%	1.88
LIMITE LIQUIDO (L.L.)	%	0.00
LIMITE PLASTICO (L.P.)	%	0.00
INDICE PLASTICO (I.P.)	%	0.00
PESO ESPECIFICO	(gr/cc)	

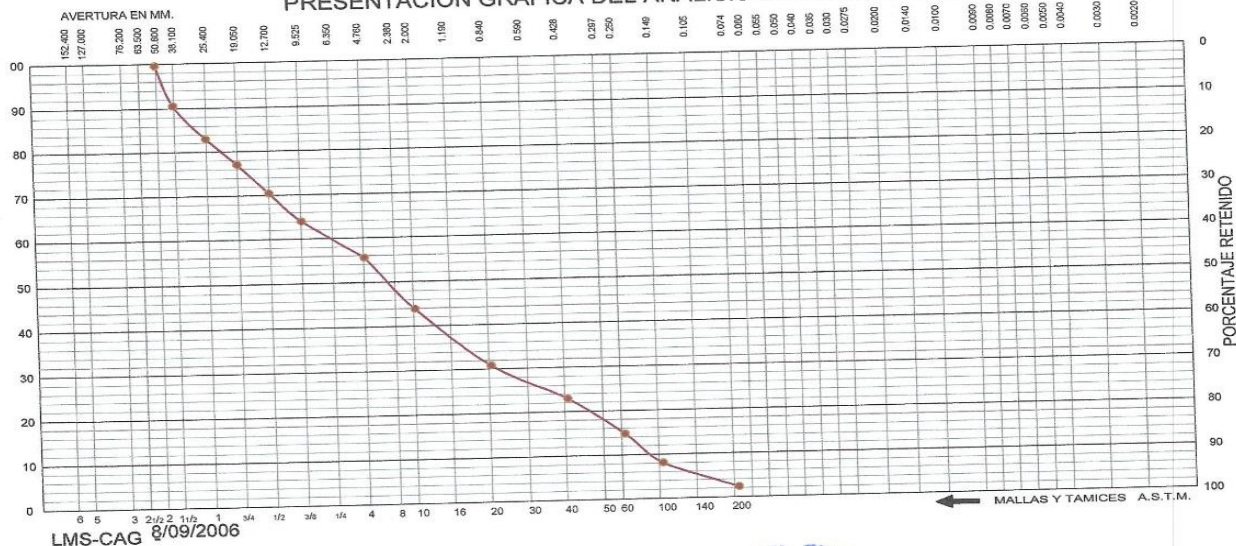
CLASIFICACION S.U.C.S.	S	P
CLASIFICACION A.A.S.H.T.O.	A-1-a	(0)

ESTANDAR DE CLASIFICACION
ASTM D422-D2216-D2487 / AASHTO T87

Carta de Plasticidad



PRESENTACION GRAFICA DEL ANALISIS GRANULOMETRICO



LMS-CAG 8/09/2006



UNIVERSIDAD NACIONAL "SAN LUIS GONZAGA" DE ICA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
ING. RENE CANCHARI VEGA
CENTRO DE PRODUCCION DE BIENES
PRESTACION DE SERVICIOS



ANALISIS GRANULOMETRICO

Solicitado por :: DE LA CRUZ OSCCO Illich Mijail

Proyecto :: Analisis Sismico Estatic. y Dinamico para el Dis. Estruct. De la I.E. N° 22485 del C.P. de Yaurilla en el Dist. De los Aquijes

Ubicación :: C.P. YAUILLA - DISTRITO DE LOS AQUIJES - ICA

CERTIFICADO N° 030 -C- 19

TESISTA

Tipo de Exploración : A CIELO ABIERTO

Realizado por : ING. RENE CANCHARI VEGA

Fecha : ICA, Julio del 2019

Procedencia : C.P. YAUILLA

Muestra : C - 2; E - 1 0.00 a 0.90 mt.

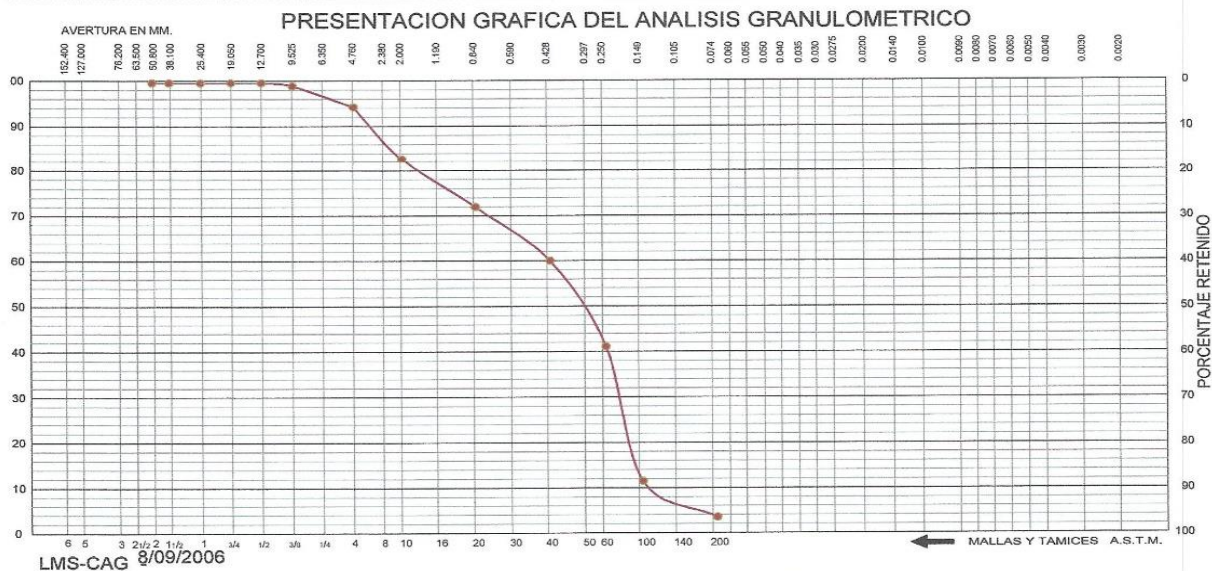
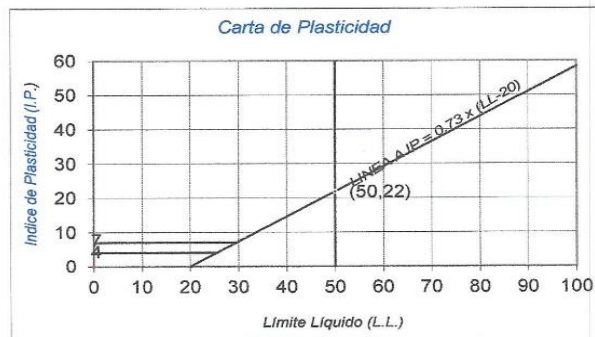
Peso de Muestra : 1500.00 grs.

ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO

Tamicez ASTM	Aber. mm.	Peso reten.	% Reten.	% Pasa	% Ret. Acum.
2"	50.800				
1 1/2"	38.100				
1"	25.400				
3/4"	19.000				
1/2"	12.700				
3/8"	9.500	10.90	0.73	99.27	0.73
1/4"	6.350				
N° 4	4.760	68.70	4.58	94.69	5.31
8	2.300				
10	2.000	172.30	11.49	83.21	16.79
16	1.190				
20	0.840	160.80	10.72	72.49	27.51
30	0.590				
40	0.420	178.60	11.91	60.58	39.42
50	0.297				
60	0.250	282.40	18.83	41.75	58.25
80	0.177				
100	0.149	441.30	29.42	12.33	87.67
140	0.105				
200	0.074	120.20	8.01	4.32	95.68
Fondo		64.80	4.32	0.00	100.00
Peso Total =		1500.00	gr.		
D ₁₀ (mm)		0.127	C _u	3.26	
D ₃₀ (mm)		0.210	C _c	0.83	
D ₆₀ (mm)		0.415			

HUMEDAD NATURAL (W)	%	1.87
LIMITE LIQUIDO (L.L.)	%	0.00
LIMITE PLASTICO (L.P.)	%	0.00
INDICE PLASTICO (I.P.)	%	0.00
PESO ESPECIFICO	(gr/cc)	

CLASIFICACION S.U.C.S.	S	P
CLASIFICACION A.A.S.H.T.O.	A-3	(0)



LMS-CAG 8/09/2006



UNIVERSIDAD NACIONAL "SAN LUIS GONZAGA" DE ICA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
CENTRO DE PRODUCCIÓN DE BIENES
Y PRESTACIÓN DE SERVICIOS

RPP



ANALISIS GRANULOMETRICO

Solicitado por
Proyecto
Ubicación

DE LA CRUZ OSCCO Illich Mijail
Análisis Sismico Estatic. y Dinamico para el Dis. Estruct. De la I.E. N° 22485 del C.P. de Yaurilla en el Dist. De los Aquijes -
C.P. YAUILLA - DISTRITO DE LOS AQUIJES - ICA

CERTIFICADO N° 030 -D- 19

TESISTA

Tipo de Exploración : A CIELO ABIERTO
Realizado por : ING. RENE CANCHARI VEGA
Fecha : ICA, Julio del 2019

Procedencia : C.P. YAUILLA
Muestra : C-2; E-2 0.90 a 1.40 mt.
Peso de Muestra : 10040.00 grs.

HUMEDAD NATURAL (W)	%	1.87
LIMITE LIQUIDO (L.L.)	%	0.00
LIMITE PLASTICO (L.P.)	%	0.00
INDICE PLASTICO (I.P.)	%	0.00
PESO ESPECIFICO	(gr/cc)	

CLASIFICACION S.U.C.S.

S P

CLASIFICACION A.A.S.H.T.O.

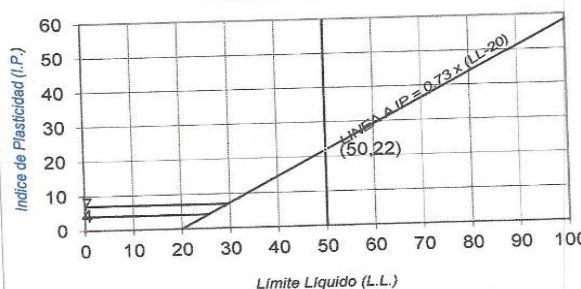
A-3 (0)

ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO

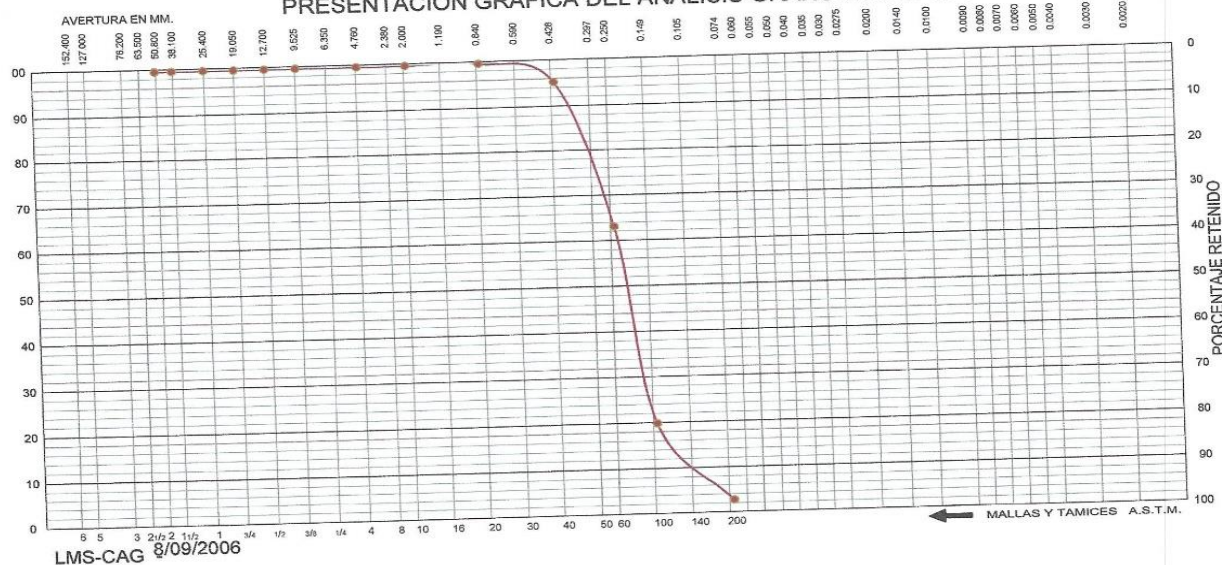
Tamicez ASTM	Aber. mm.	Peso reten.	% Reten.	% Pasa	% Ret Acum.
2"	50.800				
1 1/2"	38.100				
1"	25.400				
3/4"	19.000				
1/2"	12.700				
3/8"	9.500				
1/4"	6.350				
N° 4	4.760	0.00	0.00	100.00	0.00
8	2.300				
10	2.000	0.00	0.00	100.00	0.00
16	1.190				
20	0.840	0.00	0.00	100.00	0.00
30	0.590				
40	0.420	433.73	4.32	95.68	4.32
50	0.297				
60	0.250	3215.81	32.03	63.65	36.35
80	0.177				
100	0.149	4326.24	43.09	20.56	79.44
140	0.105				
200	0.074	1709.81	17.03	3.53	96.47
Fondo		354.41	3.53	0.00	100.00
Peso Total =		#####	gr.		
D ₁₀ (mm)		0.102	C _u	2.36	
D ₃₀ (mm)		0.171	C _c	1.18	
D ₆₀ (mm)		0.241			

ESTANDAR DE CLASIFICACION
ASTM D422-D2216-D2487 / AASHTO T87

Carta de Plasticidad



PRESENTACION GRAFICA DEL ANALISIS GRANULOMETRICO



LMS-CAG 8/09/2006



UNIVERSIDAD NACIONAL "SAN LUIS GONZAGA" DE ICA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL



Ing. FELIX ORMEÑO GRADOS
CENTRO DE PRODUCCIÓN DE BIENES
Y PRESTACIÓN DE SERVICIOS



ANALISIS GRANULOMETRICO

Solicitado por : DE LA CRUZ OSCCO Ilich Mijail
Proyecto : Analisis Sismico Estatic. y Dinamico para el Dis. Estruct. De la I.E. N° 22485 del C.P. de Yaurilla en el Dist. De los Aquijes.
Ubicación : C.P. YAURILLA - DISTRITO DE LOS AQUIJES - ICA
Tipo de Exploración : A CIELO ABIERTO
Realizado por : ING. RENE CANCHARI VEGA
Fecha : ICA, Julio del 2019

CERTIFICADO N° 030 -E- 19
TESISTA

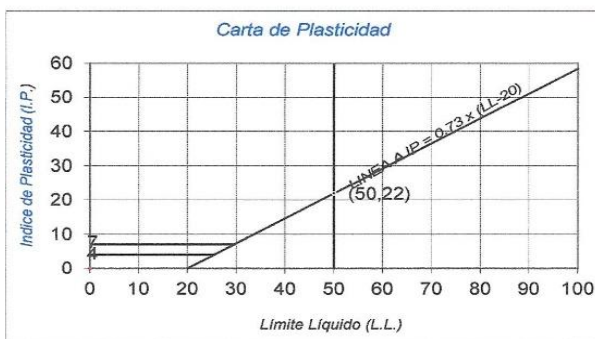
Procedencia : C.P. YAURILLA
Muestra : C - 2; E - 3 1.40 a 3.50 mt.
Peso de Muestra : 5000.00 grs.

ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO

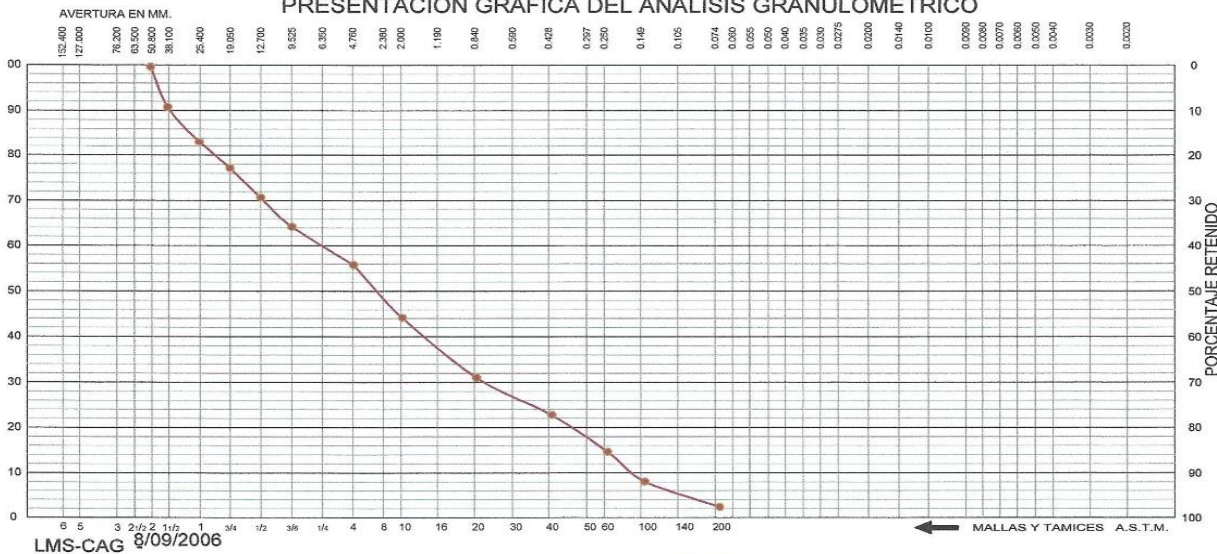
Tamicez ASTM	Aber. mm.	Peso reten.	% Reten.	% Pasa	% Ret. Acum.
2"	50.800				
1 1/2"	38.100	438.50	8.77	91.23	8.77
1"	25.400	380.20	7.60	83.63	16.37
3/4"	19.000	295.40	5.91	77.72	22.28
1/2"	12.700	325.70	6.51	71.20	28.80
3/8"	9.500	321.80	6.44	64.77	35.23
1/4"	6.350				
N° 4	4.760	419.80	8.40	56.37	43.63
8	2.300				
10	2.000	576.40	11.53	44.84	55.16
16	1.190				
20	0.840	653.50	13.07	31.77	68.23
30	0.590				
40	0.420	415.30	8.31	23.47	76.53
50	0.297				
60	0.250	401.90	8.04	15.43	84.57
80	0.177				
100	0.149	325.40	6.51	8.92	91.08
140	0.105				
200	0.074	286.90	5.74	3.18	96.82
Fondo		159.20	3.18	0.00	100.00
Peso Total =		5000.00	gr.		
D ₁₀ (mm)		0.166	C _U	41.08	
D ₃₀ (mm)		0.750	C _C	0.50	
D ₆₀ (mm)		6.808			

HUMEDAD NATURAL (W)	%	1.88
LIMITE LIQUIDO (L.L.)	%	0.00
LIMITE PLASTICO (L.P.)	%	0.00
INDICE PLASTICO (I.P.)	%	0.00
PESO ESPECIFICO	(gr/cc)	

CLASIFICACION S.U.C.S.	S P
CLASIFICACION A.A.S.H.T.O.	A-1-a (0)



PRESENTACION GRAFICA DEL ANALISIS GRANULOMETRICO



LMS-CAG 8/09/2006



UNIVERSIDAD NACIONAL "SAN LUIS GONZAGA" DE ICA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
Ing. FELIX GAYENO GRADOS
CENTRO DE PRODUCCION DE BIENES
Y PRESTACION DE SERVICIOS



ANALISIS GRANULOMETRICO

Solicitado por

DE LA CRUZ OSCCO Illich Mijail

Proyecto

Análisis Sísmico Estático y Dinámico para el Dis. Estruct. De la I.E. N° 22485 del C.P. de Yaurilla en el Dist. De los Aquijes -

Ubicación

C.P. YAUILLA - DISTRITO DE LOS AQUIJES - ICA

CERTIFICADO N° 030 -F- 19

TESISTA

Tipo de Exploración

A CIELO ABIERTO

Realizado por

ING. RENE CANCHARI VEGA

Fecha

ICA, Julio del 2019

Procedencia

C.P. YAUILLA

Muestra

C-3; E-1 0.00 a 0.80 mt.

Peso de Muestra

1500.00 grs.

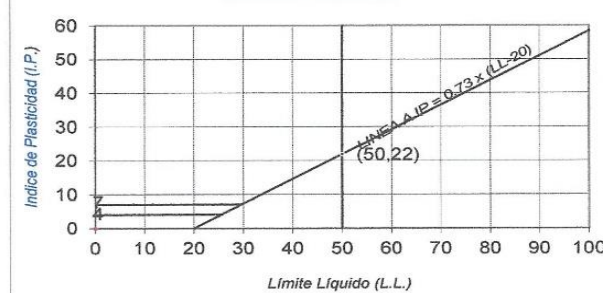
ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO

Tamicez ASTM	Abert. mm.	Peso reten.	% Reten.	% Pasa	% Ret. Acum.
2"	50.800				
1 1/2"	38.100				
1"	25.400				
3/4"	19.000				
1/2"	12.700				
3/8"	9.500	11.80	0.79	99.21	0.79
1/4"	6.350				
N° 4	4.760	71.30	4.75	94.46	5.54
8	2.300				
10	2.000	159.40	10.63	83.83	16.17
16	1.190				
20	0.840	186.30	12.42	71.41	28.59
30	0.590				
40	0.420	201.40	13.43	57.99	42.01
50	0.297				
60	0.250	278.50	18.57	39.42	60.58
80	0.177				
100	0.149	404.10	26.94	12.48	87.52
140	0.105				
200	0.074	123.40	8.23	4.25	95.75
Fondo		63.80	4.25	0.00	100.00
Peso Total =		1500.00	gr.		
D ₁₀ (mm)		0.126	C _U	3.82	
D ₃₀ (mm)		0.215	C _C	0.76	
D ₆₀ (mm)		0.483			

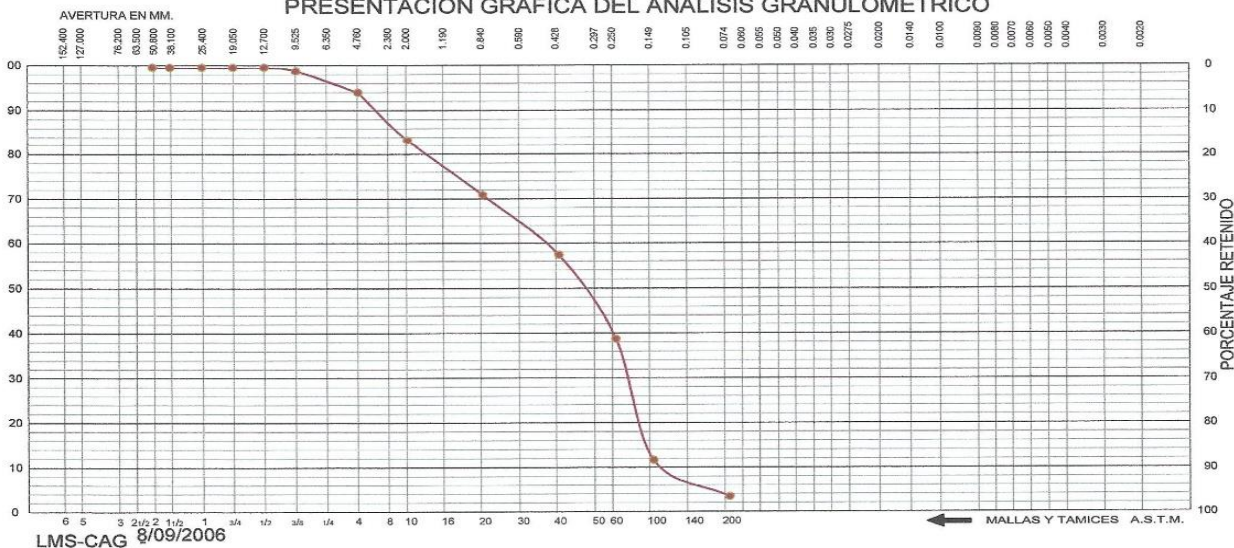
HUMEDAD NATURAL (W)	%	1.76
LIMITE LIQUIDO (L.L.)	%	0.00
LIMITE PLASTICO (L.P.)	%	0.00
INDICE PLASTICO (I.P.)	%	0.00
PESO ESPECIFICO	(gr/cc)	

CLASIFICACION S.U.C.S.	S	P
CLASIFICACION A.A.S.H.T.O.	A-3	(0)

Carta de Plasticidad



PRESENTACION GRAFICA DEL ANALISIS GRANULOMETRICO



UNIVERSIDAD NACIONAL "SAN LUIS GONZAGA" DE ICA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL



Ing. CELIX ORMEÑO GRADOS
CENTRO DE PRODUCCION DE BIENES
Y PRESTACION DE SERVICIOS



ANALISIS GRANULOMETRICO

Solicitado por

DE LA CRUZ OSCCO Ilich Mijail

CERTIFICADO N° 030 -G- 19

Proyecto

Análisis Sísmico Estático y Dinámico para el Dis. Estruct. de la I.E. N° 22485 del C.P. de Yaurilla en el Dist. De los Aquijes

Ubicación

C.P. YAUILLA - DISTRITO DE LOS AQUIJES - ICA

TESISTA

Tipo de Exploración

A CIELO ABIERTO

Realizado por

ING. RENE CANCHARI VEGA

Fecha

ICA, Julio del 2019

Procedencia

C.P. YAUILLA

Muestra

C - 3; E - 2 0.80 a 1.30 mt.

Peso de Muestra

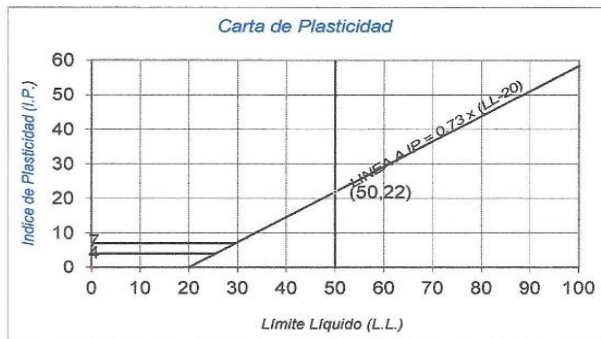
1000.00 grs.

ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO

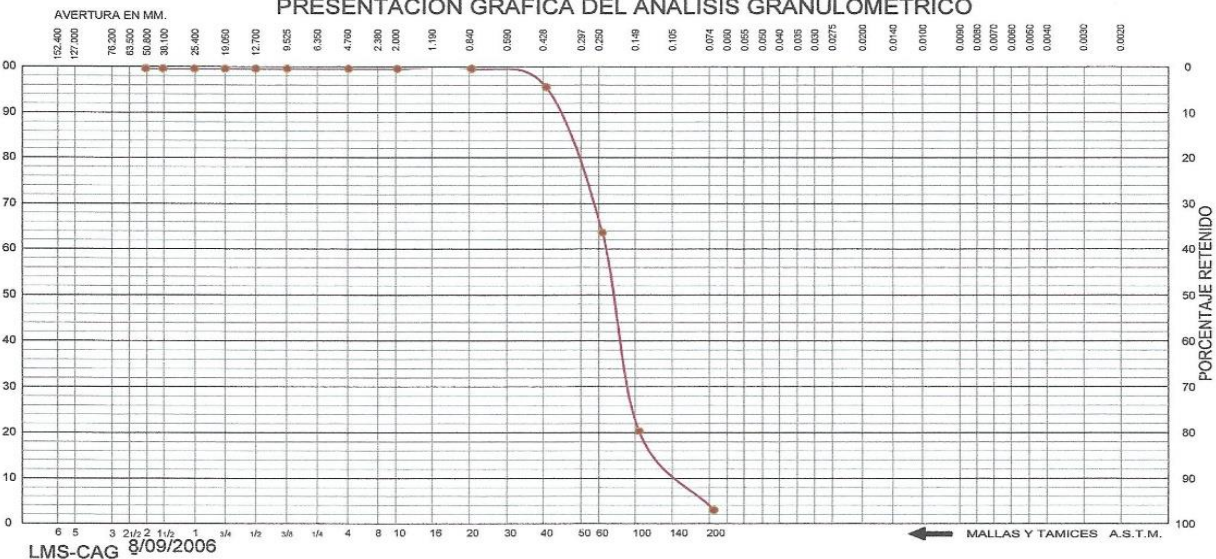
Tamicez ASTM	Aber. mm.	Peso reten.	% Reten.	% Pasa	% Ret. Acum.
2"	50.800				
1 1/2"	38.100				
1"	25.400				
3/4"	19.000				
1/2"	12.700				
3/8"	9.500				
1/4"	6.350				
N° 4	4.760	0.00	0.00	100.00	0.00
8	2.300				
10	2.000	0.00	0.00	100.00	0.00
16	1.190				
20	0.840	0.00	0.00	100.00	0.00
30	0.590				
40	0.420	39.80	3.98	96.02	3.98
50	0.297				
60	0.250	318.40	31.84	64.18	35.82
80	0.177				
100	0.149	431.10	43.11	21.07	78.93
140	0.105				
200	0.074	172.50	17.25	3.82	96.18
Fondo		38.20	3.82	0.00	100.00
Peso Total =		1000.00	gr.		
D ₁₀ (mm)		0.101	C _u	2.38	
D ₃₀ (mm)		0.170	C _c	1.19	
D ₆₀ (mm)		0.240			

HUMEDAD NATURAL (W)	%	1.84
LIMITE LIQUIDO (L.L.)	%	0.00
LIMITE PLASTICO (L.P.)	%	0.00
INDICE PLASTICO (I.P.)	%	0.00
PESO ESPECIFICO	(gr/cc)	

CLASIFICACION S.U.C.S.	S	P
CLASIFICACION A.A.S.H.T.O.	A-3	(0)



PRESENTACION GRAFICA DEL ANALISIS GRANULOMETRICO



LMS-CAG 8/09/2006



UNIVERSIDAD NACIONAL "SAN LUIS GONZAGA" DE ICA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL



Ing. FELIX ORMEÑO GRADOS
CENTRO DE PRODUCCIÓN DE BIENES
Y PRESTACIÓN DE SERVICIOS

RPP



ANALISIS GRANULOMETRICO

Solicitado por :: DE LA CRUZ OSCCO Illich Mijail

Proyecto :: Analisis Sismico Estatic. y Dinamico para el Dis. Estruct. De la I.E. N° 22485 del C.P. de Yaurilla en el Dist. De los Aquijes

Ubicación :: C.P. YAUILLA - DISTRITO DE LOS AQUIJES - ICA

CERTIFICADO N° 030 -H- 19

BOLETA N° 2372

Tipo de Exploración : A CIELO ABIERTO

Realizado por : ING. RENE CANCHARI VEGA

Fecha : ICA, Julio del 2019

Procedencia : C.P. YAUILLA

Muestra : C-3; E-3 1.30 a 3.50 mt.

Peso de Muestra : 5000.00 grs.

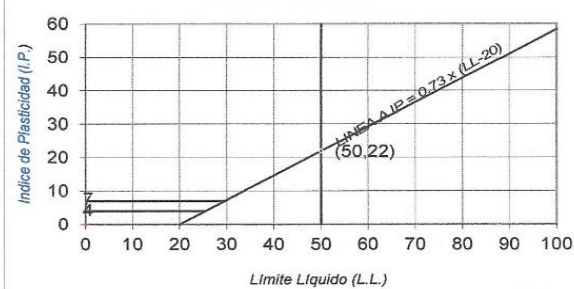
ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO

Tamicez ASTM	Aber. mm.	Peso reten.	% Reten.	% Pasa	% Ret Acum.
2"	50.800				
1 1/2"	38.100	335.40	6.71	93.29	6.71
1"	25.400	420.80	8.42	84.88	15.12
3/4"	19.000	288.70	5.77	79.10	20.90
1/2"	12.700	354.20	7.08	72.02	27.98
3/8"	9.500	410.30	8.21	63.81	36.19
1/4"	6.350				
N° 4	4.760	520.10	10.40	53.41	46.59
8	2.300				
10	2.000	438.70	8.77	44.64	55.36
16	1.190				
20	0.840	596.20	11.92	32.71	67.29
30	0.590				
40	0.420	411.40	8.23	24.48	75.52
50	0.297				
60	0.250	408.30	8.17	16.32	83.68
80	0.177				
100	0.149	344.40	6.89	9.43	90.57
140	0.105				
200	0.074	310.20	6.20	3.23	96.77
Fondo		161.30	3.23	0.00	100.00
Peso Total =		5000.00	gr.		
D ₁₀ (mm)		0.157	C _u	49.33	
D ₃₀ (mm)		0.702	C _c	0.40	
D ₆₀ (mm)		7.763			

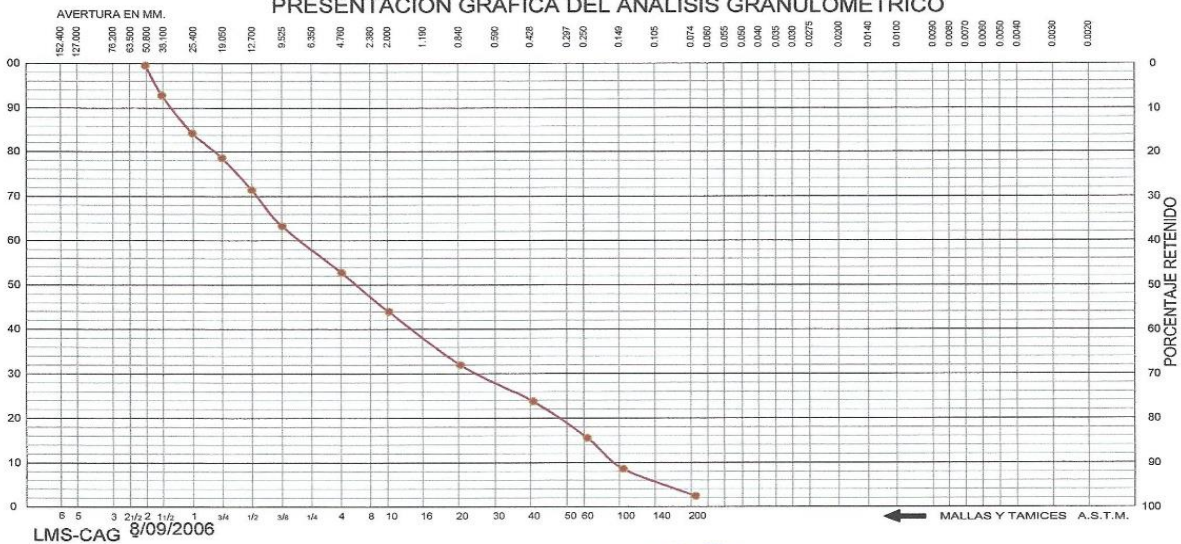
HUMEDAD NATURAL (W)	%	1.92
LIMITE LIQUIDO (L.L.)	%	0.00
LIMITE PLASTICO (L.P.)	%	0.00
INDICE PLASTICO (I.P.)	%	0.00
PESO ESPECIFICO	(gr/cc)	

CLASIFICACION S.U.C.S.	S	P
CLASIFICACION A.A.S.H.T.O.	A-1-a	(0)

Carta de Plasticidad



PRESENTACION GRAFICA DEL ANALISIS GRANULOMETRICO



LMS-CAG 8/09/2006





UNIVERSIDAD NACIONAL "SAN LUIS GONZAGA" DE ICA

LABORATORIO MECANICA DE SUELOS
DE LA FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

Ciudad Universitaria Panamericana Sur Km. 305



ENSAYO DE COMPACTACION
(Proctor Modificado)
(NORMA : ASTM - D 1557 Y AASHTO - T 180)

Certificado N° 018- 19
TESISTA

Solicitado : DE LA CRUZ OSCCO Illich Mijail

Obra : ANALISIS SISMICO ESTADISTICO Y DINAMICO PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA I.E. N° 22485 DEL CENTRO POBLADO DE Yaurilla, EN EL DISTRITO DE LOS AQUIJES - ICA

Ubicacion : CENTRO POBLADO Yaurilla - DISTRITO DE LOS AQUIJES - ICA

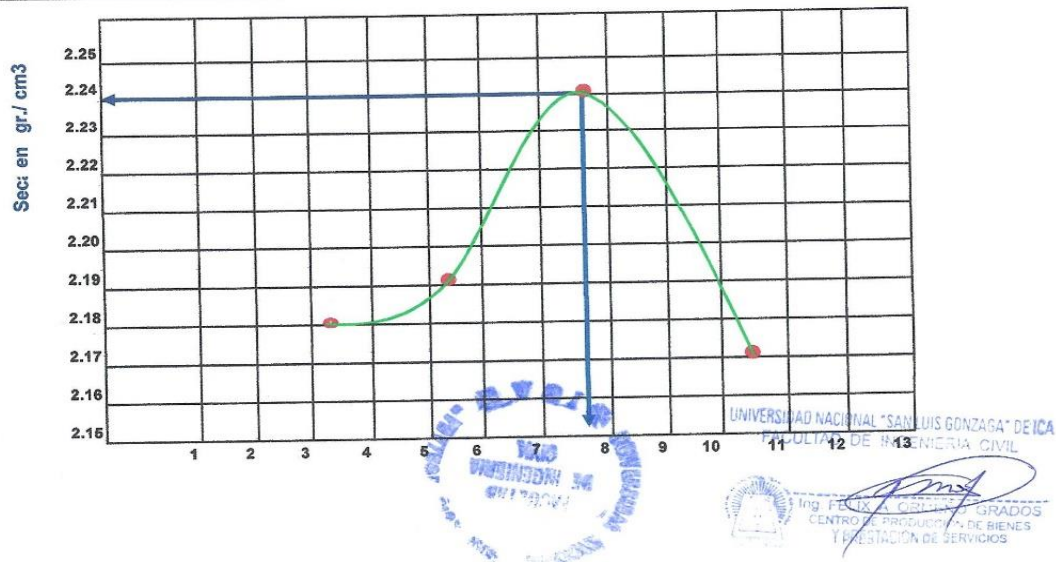
Material : SUELO NATURAL (C -3; E - 3) **Volúmen del molde :** 2106.4 cm³

Cantera : **Peso de Molde :** 2500 gr.

Fecha : ICA, JULIO DEL 2019

Prueba	N°	1	2	3	
1 Peso molde + Suelo compactado	gr.	7,237	7,355	7,583	7,565
2 Peso del molde	gr.	2,500	2,500	2,500	2,500
3 Peso del suelo compactado	gr.	4,737	4,855	5,083	5,065
4 Densidad húmeda	gr/c.c.	2.249	2.305	2.413	2.405
5 Densidad seca	gr/c.c.	2.18	2.19	2.24	2.17

Frasco	No.	1	2	1	
1 Peso frasco + suelo húmedo	gr.	401.5	380.3	383.3	401.5
2 Peso frasco+peso suelo seco	gr.	390.1	363.6	358.5	367.0
3 Peso agua contenido (1 - 2)	gr.	11.4	16.7	24.8	34.5
4 Peso del frasco	gr.	43.2	43.2	41.8	41.8
5 Peso del suelo seco (2 - 4)	gr.	346.9	320.4	316.7	325.2
6 Contenido de humedad(3/5x100)	%	3.29	5.21	7.83	10.61
Máxima Densidad seca :		2.24 grs/c.c.		Optimo contenido de humedad : %	
				7.83	





**DENSIDAD IN SITU
METODO DEL CONO DE ARENA**

**CERTIFICADO N° 13-19
BOLETA N° 2372**

SOLICITANTE : **BacH. DE LA CRUZ OSCCO Illich Mijail**

OBRA : **ANALISI SISMICO ESTATICO Y DINAMICO PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA I.E. N° 22485 DEL CENTRO POBLADO DE Yaurilla, en el Distrito de Los Aquijes - ICA**

UBICACIÓN : **C.P. DE Yaurilla - Distrito de Los Aquijes - ICA**

MATERIAL : **SUELO NATURAL (C - 2; E- 3)**

CANTERA

FECHA : **Ica, Julio del 2019**

TECNICO OPERADOR : **Ing. RENE CANCHARI VEGA**

MUESTRA N°	1				
CAPA	SUELO NATURAL				
	C - 2; E - 3				
LUGAR					
LADO:	EJE				
1. Peso de la lata + suelo humedo	5,097.50				
2. Peso de la lata	0.00				
3. Peso del suelo humedo (1 - 2)	5,097.50				
4. Peso de arena + frasco	4,000.00				
5. Peso de la arena que queda + el frasco + el peso de arena embudo	498.50				
6. Peso del arena empleada (4 - 5)	3,501.50				
7. Densidad de la arena	1.41				
8. Volumen del hueco (6/7)	2,483.33				
9. Peso de la grava al aire	825.30				
10. Volumen de la grava por desplaz.	311.43				
11. Peso del suelo (3 - 9)	4,272.20				
12. Volumen del suelo (8 - 10)	2,171.90				
13. Densidad del suelo humedo(11/12)	1.97				
14. Humedad contenida en el suelo	1.88				
15. Densidad del suelo seco	1.93				
16. Densidad del suelo seco gr/cm3	1.93				
17. Max. Dens. determinada en la curva	0.00				
18. Porcentaje de compactacion(16/17)	0.00				
19. Compactacion especificada	0.00				
Espeor compactado (mt.)	0.00				
Control de humedad					
RECIPIENTE N°	1				
1. Peso de la lata + suelo humedo	399.20				
2. Peso de la lata + suelo seco	392.60				
3. Peso de agua	6.60				
4. Peso de lata	42.30				
5. Suelo seco	350.30				
6. Porcentaje de humedad con Speedy	1.88				



UNIVERSIDAD NACIONAL "SAN LUIS GONZAGA" DE ICA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
PEUX A ORLANDO GRADIOS
CENTRO DE PRODUCCION DE BICHES
PRESTACION DE SERVICIOS



UNIVERSIDAD NACIONAL "SAN LUIS GONZAGA" DE ICA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

Laboratorio Mecanica de Suelos

Ciudad Univesitaria Panamericana Sur Km 305 Telef: 056-3320452 ICA-PERU



ENSAYO DE CORTE DIRECTO

NORMA ASTM - 3080

CERTIFICADO N° 012 - 19

BOLETA N° 2372

SOLICITANTE : Bach. DE LA CRUZ OSCCO Illich Mijail

PROYECTO : ANALISIS SISMICO ESTATICO Y DINAMICO PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA I.E. N° 22485 DEL CENTRO POBLADO DE Yaurilla, EN EL DISTRITO DE LOS AQUIJES - ICA

UBICACIÓN : CENTRO POBLADO DE Yaurilla - DISTRITO DE LOS AQUIJES - ICA

FECHA : Ica, Julio del 2019

Sondaje : C - 3; Clasif. (SUCS) : SP - / ARENA MAL GRADUADA

Muestra : E - 3 Velocidad (mm/min) : 0.5

Profundidad : 0.00 a 1.50 mt. Coef. Anillo CR (div/kg.) : 0.306

Estado : Remoledeado

DATOS DEL ESPECIMEN 1

Longitud (cm)	6.00	Peso del espec. (gr.)	141.00
Altura (cm)	2.00	Dens. Nat. (kg/cm ³)	1.96
Área (cm ²)	36.00	hum. final (%)	1.89
Volum. (cm ³)	72.00	Esf. Normal (kg/cm ²)	0.50
Hum. inicial (%)	1.89	Carg. Normal (kg)	20.00

Deform. Tangencial		desplaz. vertical	desplazam. horizontal	Fuerza de corte	Esfuerzo de corte
div.	mm	(divisiones)	(divisiones)	(kg)	(kg/cm ²)
0	0.000	170	0	0.00	0.00
10	0.250	165	23	7.04	0.20
20	0.500	160	28	8.57	0.24
30	0.750	154	33	10.10	0.28
40	1.000	149	37	11.32	0.31
50	1.250	145	40	12.24	0.34
60	1.500	139	43	13.16	0.37
70	1.750	134	45	13.77	0.38
80	2.000	128	47	14.38	0.40
90	2.250	123	49	14.99	0.42
100	2.500	117	51	15.61	0.43
110	2.750	112	52	15.91	0.44
120	3.000	106	52	15.91	0.44
130	3.250	100	52	15.91	0.44
140	3.500				
150	3.750				
160	4.000				
170	4.250				
180	4.500				
190	4.750				
200	5.000				
210	5.250				
220	5.500				



UNIVERSIDAD NACIONAL "SAN LUIS GONZAGA" DE ICA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL



Ing. FELIX NORMANDO GRADOS
CENTRO DE PRODUCCIÓN DE BIENES
Y PRESTACIÓN DE SERVICIOS



UNIVERSIDAD NACIONAL "SAN LUIS GONZAGA" DE ICA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

Laboratorio Mecanica de Suelos

Ciudad Universitaria Panamericana Sur Km 305 Telef: 056-#320452 ICA -PERU



ENSAYO DE CORTE DIRECTO

NORMA ASTM - 3080

CERTIFICADO N° 012 - 19
BOLETA N° 2372

SOLICITANTE : Bach. DE LA CRUZ OSCCO Illich Mijail

PROYECTO : ANALISIS SISMICO ESTATICO Y DINAMICO PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA I.E. N° 22485
DEL CENTRO POBLADO DE Yaurilla, EN EL DISTRITO DE LOS AQUIJES - ICA

UBICACIÓN : CENTRO POBLADO DE Yaurilla - DISTRITO DE LOS AQUIJES - ICA

FECHA : Ica, Julio del 2019

Sondaje : C - 3; Clasif. (SUCS) : SP - / ARENA MAL GRADUADA

Muestra : E - 3 Velocidad (mm/min) : 0.5

Profundidad : 0.00 a 1.50 mt. Coef. Anillo CR (div/kg 0.306

Estado : 0.00 a 1.50 mt. Coef. Anillo CR (div/kg 0.306

DATOS DEL ESPECIMEN 2

Longitud (cm)	6.00	Peso del espec. (gr.)	141.00
Altura (cm)	2.00	Dens. Nat. (kg/cm ³)	1.96
Área (cm ²)	36.00	hum. final (%)	1.89
Volum. (cm ³)	72.00	Esf. Normal (kg/cm ²)	1.00
Hum. inicial (%)	1.89	Carg. Normal (kg)	40.00

Deform. Tangencial		desplaz. vertical	desplazam. horizontal	Fuerza de corte	Esfuerzo de corte
div.	mm	(divisiones)	(divisiones)	(kg)	(kg/cm ²)
0	0.000	210	0	0.00	0.00
10	0.250	234	42	21.00	0.58
20	0.500	227	51	25.50	0.71
30	0.750	221	59	29.50	0.82
40	1.000	214	66	33.00	0.92
50	1.250	209	72	36.00	1.00
60	1.500	201	77	38.50	1.07
70	1.750	194	82	41.00	1.14
80	2.000	186	86	43.00	1.19
90	2.250	195	89	44.50	1.24
100	2.500	171	92	46.00	1.28
110	2.750	162	95	47.50	1.32
120	3.000	154	97	48.50	1.35
130	3.250	147	99	49.50	1.38
140	3.500	141	100	50.00	1.39
150	3.750	135	100	50.00	1.39
160	4.000				
170	4.250				
180	4.500				
190	4.750				
200	5.000				



UNIVERSIDAD NACIONAL "SAN LUIS GONZAGA" DE ICA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL



Ing. A. OBANDO GRADOS
CENTRO DE PRODUCCIÓN DE BIENES
Y PRESTACIÓN DE SERVICIOS



UNIVERSIDAD NACIONAL "SAN LUIS GONZAGA" DE ICA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

Laboratorio Mecánica de Suelos

Ciudad Universitaria Panamericana Sur Km 305 Telef. 056-#320452 ICA -PERU



ENSAYO DE CORTE DIRECTO

NORMA ASTM - 3080

CERTIFICADO N° 012 - 19

BOLETA N° 2372

SOLICITANTE : Bach. DE LA CRUZ OSCCO Illich Mijail

PROYECTO

: ANALISIS SISMICO ESTATICO Y DINAMICO PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA I.E. N° 22485
DEL CENTRO POBLADO DE Yaurilla, EN EL DISTRITO DE LOS AQUIJES - ICA

UBICACIÓN

FECHA : CENTRO POBLADO DE Yaurilla - DISTRITO DE LOS AQUIJES - ICA

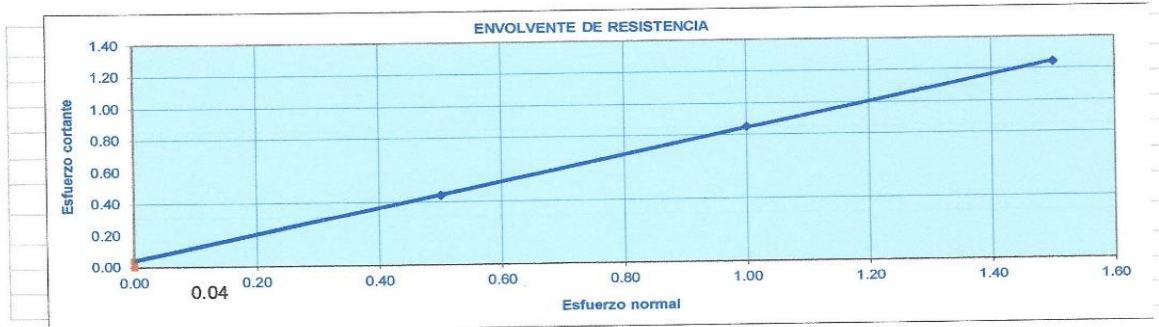
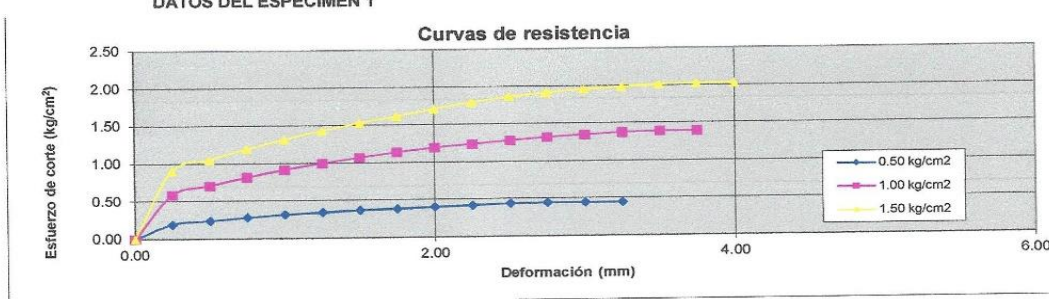
Sondaje : Ica, Julio del 2019

Muestra : C - 3; Clasif. (SUCS) : SP - / ARENA MAL GRADUADA

Profundidad : E - 3 Velocidad (mm/min) : 0.5

Estado : 0.00 a 1.50 mt. Coef. Anillo CR (div/kg.) : 0.306

DATOS DEL ESPECIMEN 1



Esf. Normal kg/cm2	Esf.Cortante kg/cm2
0.50	0.44
1.00	0.85
1.50	1.24

RESULTADOS	
C =	0.04
φ =	30.7



UNIVERSIDAD NACIONAL "SAN LUIS GONZAGA" DE ICA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL



Ing. FELIX A. ORTIZ GRADOS
CENTRO DE PRODUCCIÓN DE BIENES
PRESTACIÓN DE SERVICIOS



ENSAYO DE CORTE DIRECTO

NORMA ASTM - 3080

CERTIFICADO N° 012 - 19
BOLETA N° 2372

SOLICITANTE : Bach. DE LA CRUZ OSCCO Illich Mijail
PROYECTO

: ANALISIS SISMICO ESTATICO Y DINAMICO PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA I.E. N° 22485
DEL CENTRO POBLADO DE YAUILLA, EN EL DISTRITO DE LOS AQUIJES - ICA

UBICACIÓN

FECHA : CENTRO POBLADO DE YAUILLA - DISTRITO DE LOS AQUIJES - ICA

Sondaje : Ica, Julio del 2019

Sondeaje : 10a, Julio del 2010
Muestra : C - 3; **Clasif. (SUCS)** : SP - / ARENA MAL GRADUADA

Velocidad (mm/min) : 0.5

Estado 0.00 a 1.50 mt. Coef. Anillo CR (div/kg.) : 0.306

DATOS DEL ESPECIMEN 3

Longitud (cm)	6.00	Peso del espec. (gr.)	141.00
Altura (cm)	2.00	Dens. Nat. (kg/cm ³)	1.96
Área (cm ²)	36.00	hum. final (%)	1.89
Volum. (cm ³)	72.00	Esf. Normal (kg/cm ²)	1.50
Hum. inicial (%)	1.89	Carg. Normal (kg)	60.00

[illegible]

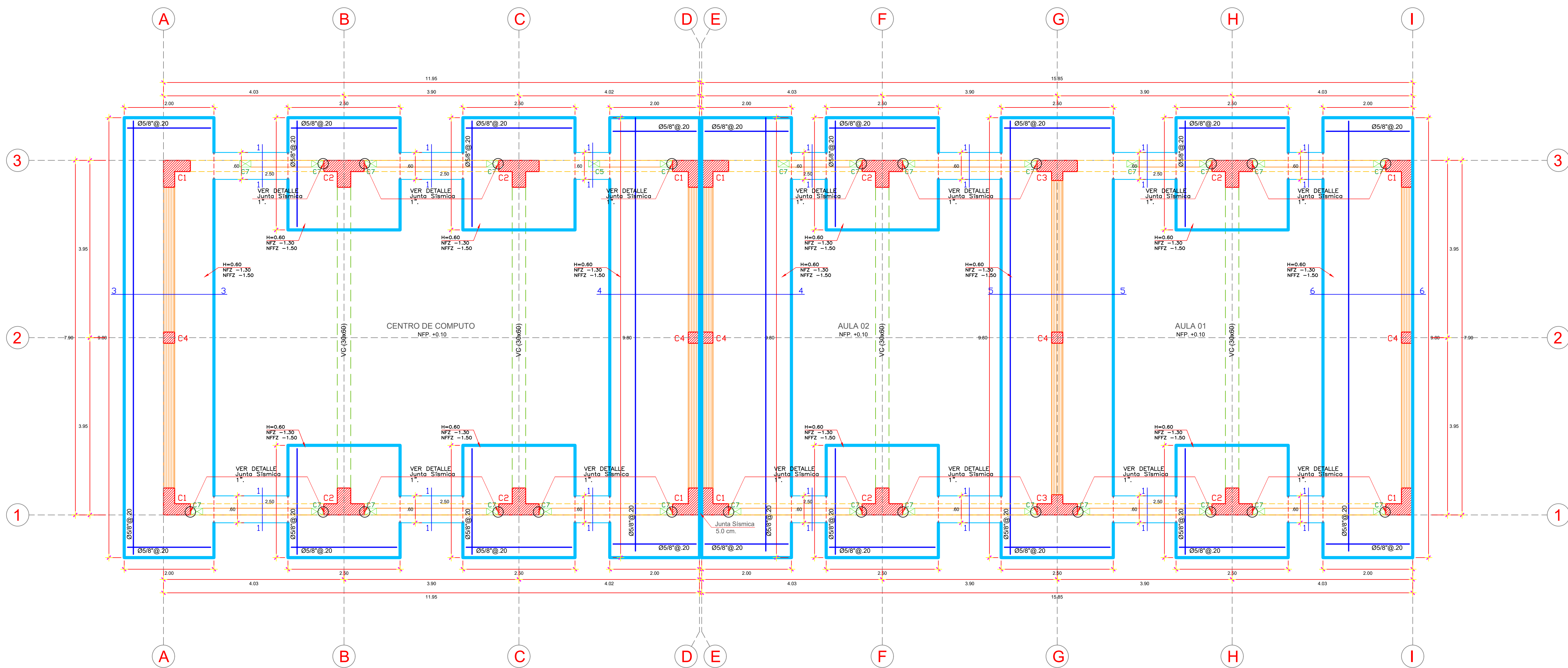
UNIVERSIDAD NACIONAL "SAN LUIS GONZAGA" DE ICA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL



Ing. FELIX A. ORMENO GRADOS
CENTRO DE PRODUCCION DE BIENES
Y PRESTACION DE SERVICIOS

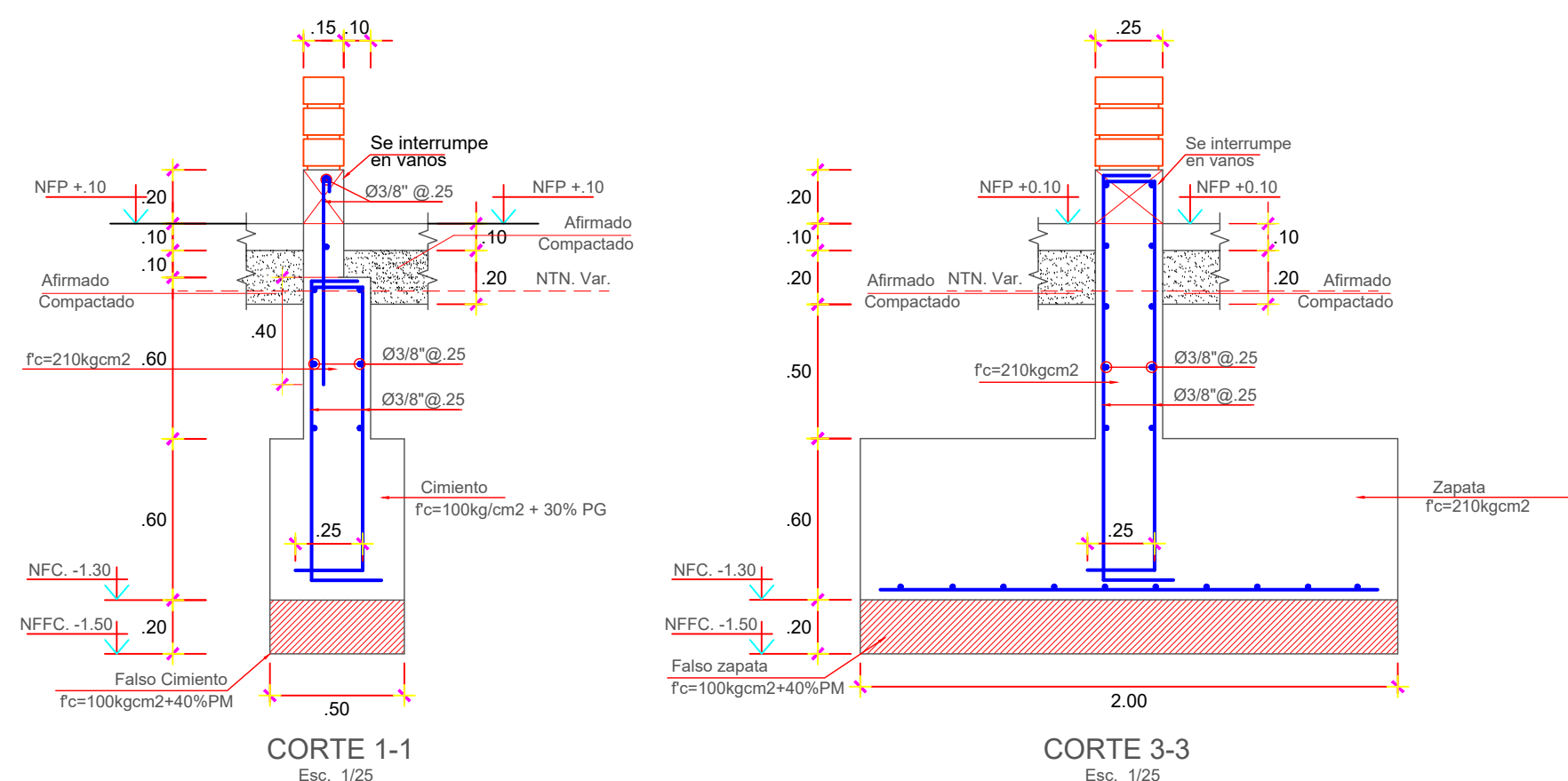
ANEXO B:

PLANOS



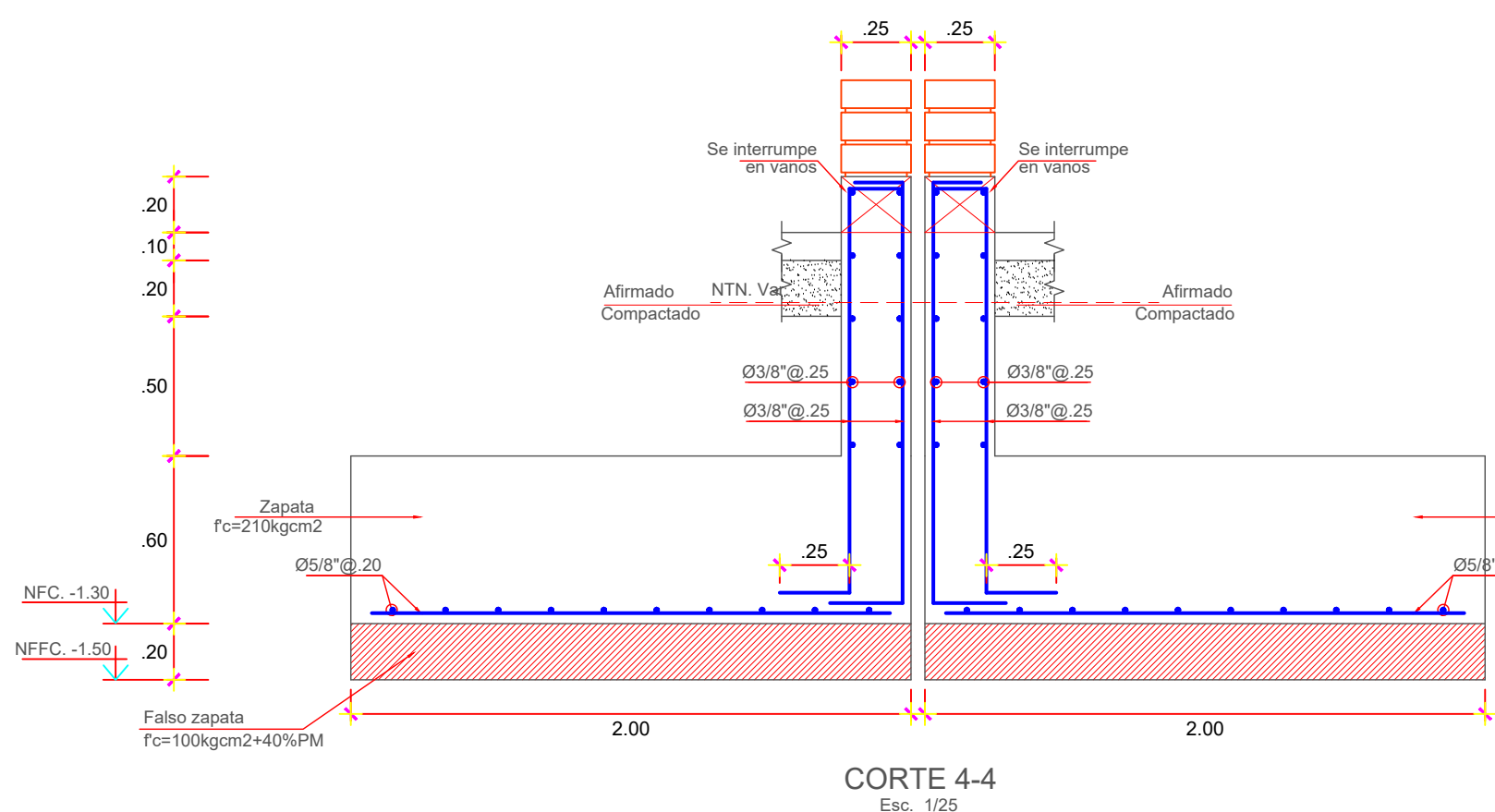
PLANTA DE CIMENTACION (PABELLÓN 01)

ESC. 1/50

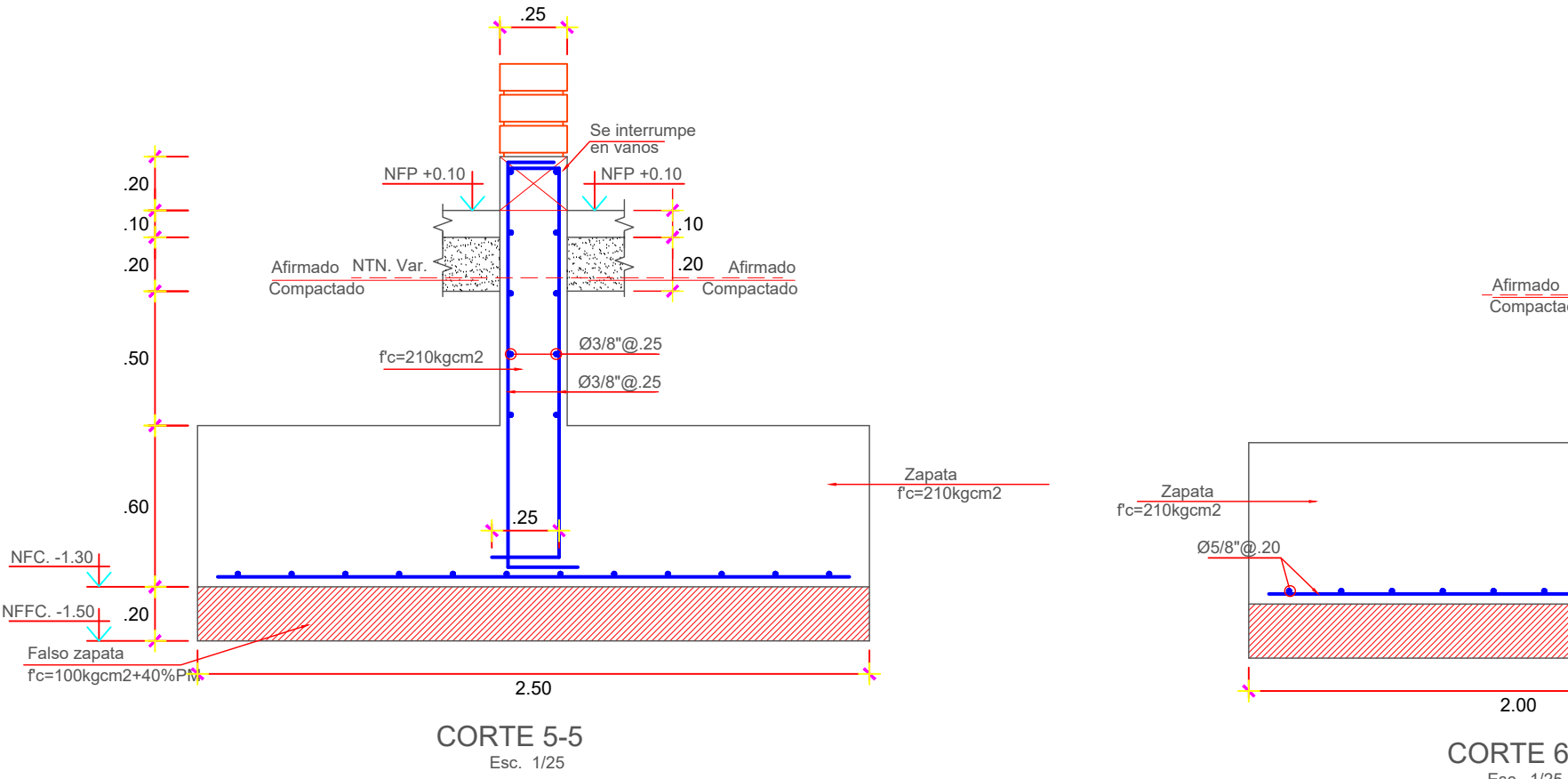


CORTE 1-1

CORTE 3-3

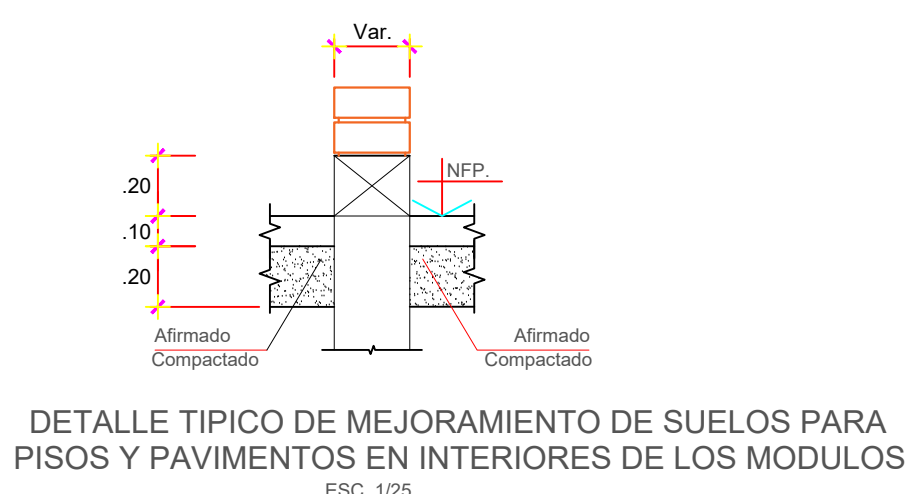


CORTE 4-4

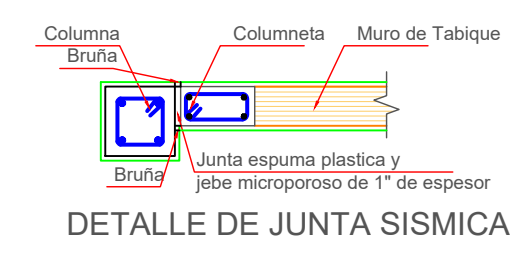


CORTE 5-5

CORTE 6-6

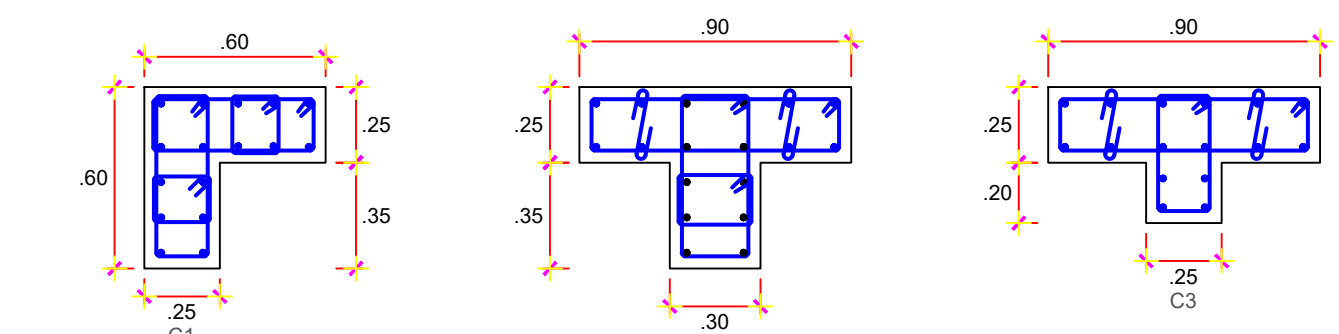


DETALLE TÍPICO DE MEJORAMIENTO DE SUELOS PARA PISOS Y PAVIMENTOS EN INTERIORES DE LOS MÓDULOS



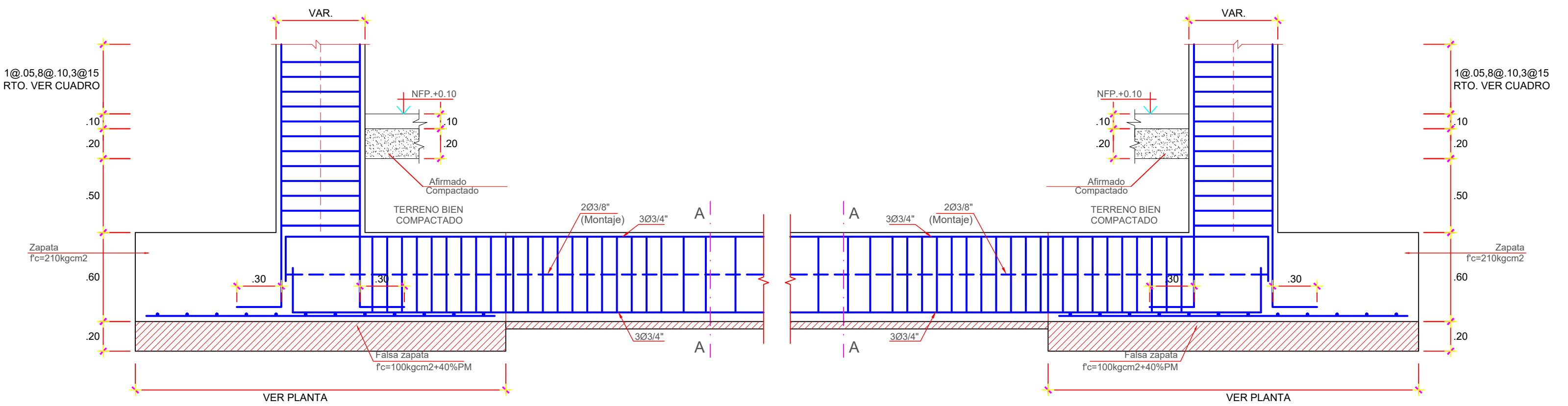
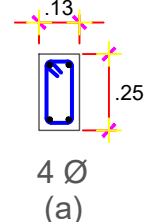
DETALLE DE JUNTA SISMICA

CUADRO DE COLUMNAS					
PISO	CONCRETO f _c (kg/cm ²)	C1	C2	C3	C4
1º PISO	210	COL. L 0.60 x 0.60 16 Ø 5/8" 4 Ø 3/8" 1 Ø 5/8" @ 10.3 Ø 15 Rvu @ 20 C/E	COL. T 0.90 x 0.60 10 Ø 5/8" 4 Ø 3/8" 2 Ø 3/8" @ 25 C/E	COL. T 0.90 x 0.45 16 Ø 5/8" 2 Ø 3/8" 1 Ø 5/8" @ 10.3 Ø 15 Rvu @ 20 C/E	COL. 0.25 x 0.25 4 Ø 5/8" 1 Ø 3/8" 1 Ø 5/8" @ 10.3 Ø 15 Rvu @ 20 C/E
2º PISO	210	COL. L 0.60 x 0.60 16 Ø 5/8" 4 Ø 3/8" 1 Ø 5/8" @ 10.3 Ø 15 Rvu @ 20 C/E	COL. T 0.90 x 0.60 10 Ø 5/8" 4 Ø 3/8" 2 Ø 3/8" @ 25 C/E	COL. T 0.90 x 0.45 16 Ø 5/8" 2 Ø 3/8" 1 Ø 5/8" @ 10.3 Ø 15 Rvu @ 20 C/E	COL. 0.25 x 0.25 4 Ø 5/8" 1 Ø 3/8" 1 Ø 5/8" @ 10.3 Ø 15 Rvu @ 20 C/E



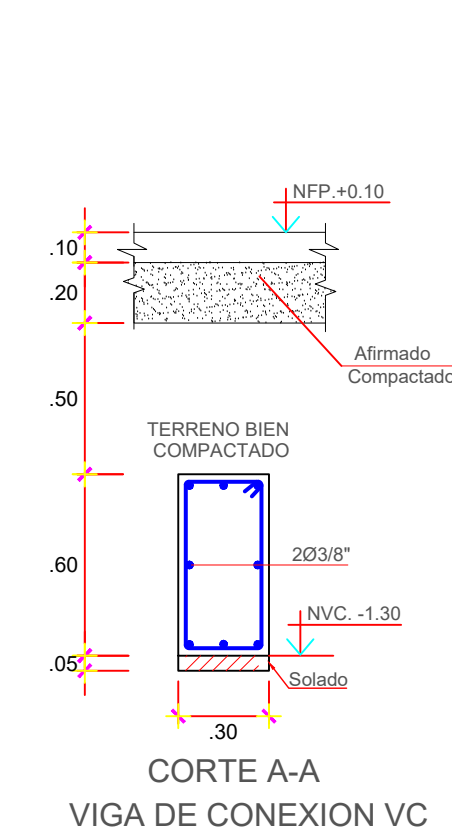
CUADRO DE COLUMNETA		
PISO	CONCRETO f _c (kg/cm ²)	C7
TODOS	175	0.13 x 0.25 4 Ø 3/8" 1 Ø 1/4" @ 05.4 Ø 10 Rvu @ 20 C/E

LEYENDA:
Columneta de anclaje "Pa" que nace en Cimentación salvo lo indicado en planta.



DETALLE DE VIGA DE CONEXION VC (30x60)

ESCALA 1/25

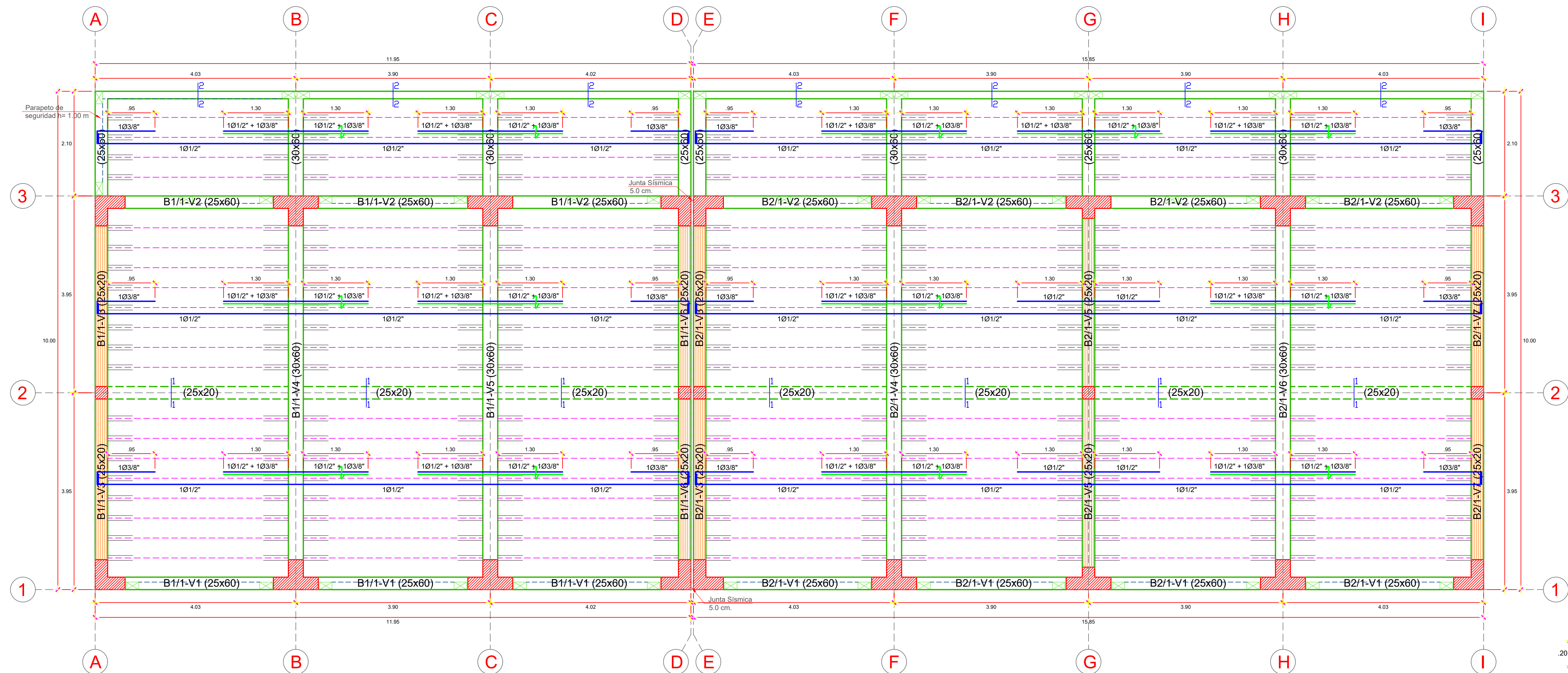


CORTE A-A
VIGA DE CONEXION VC

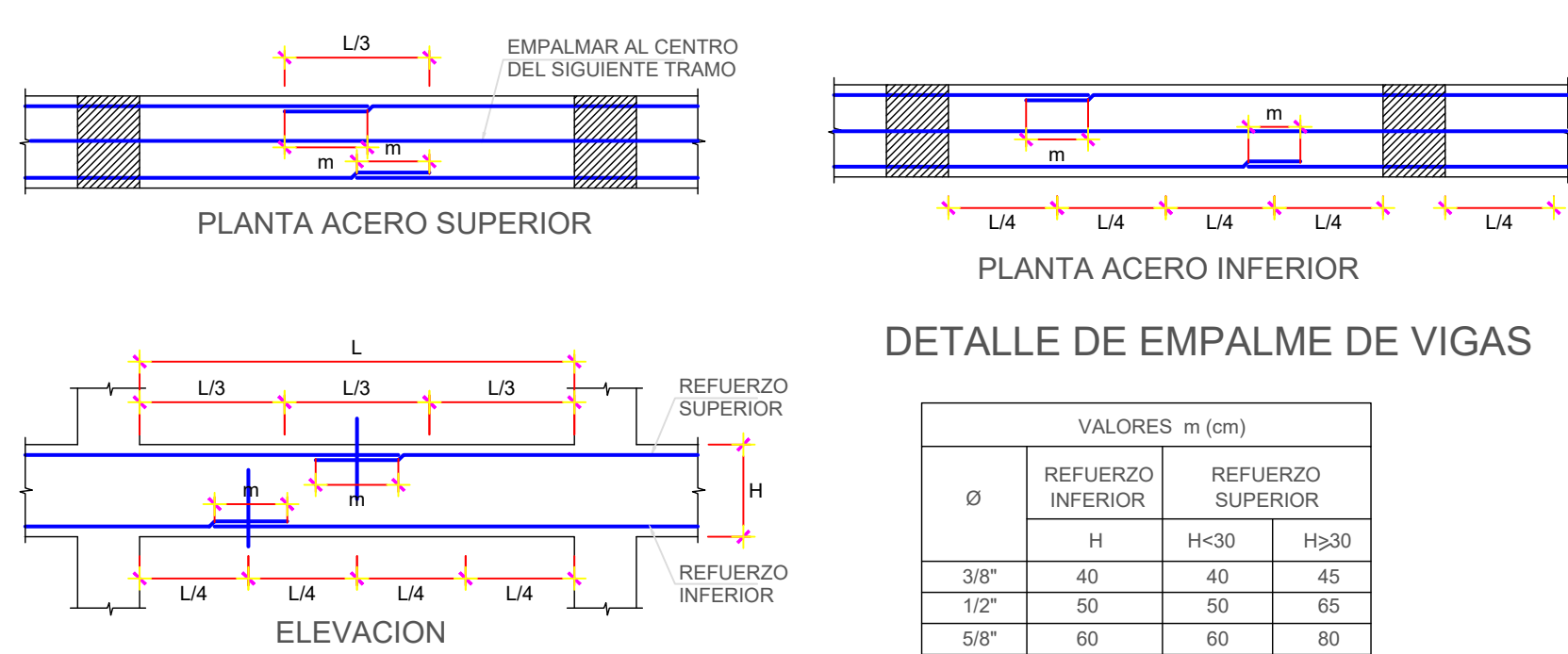
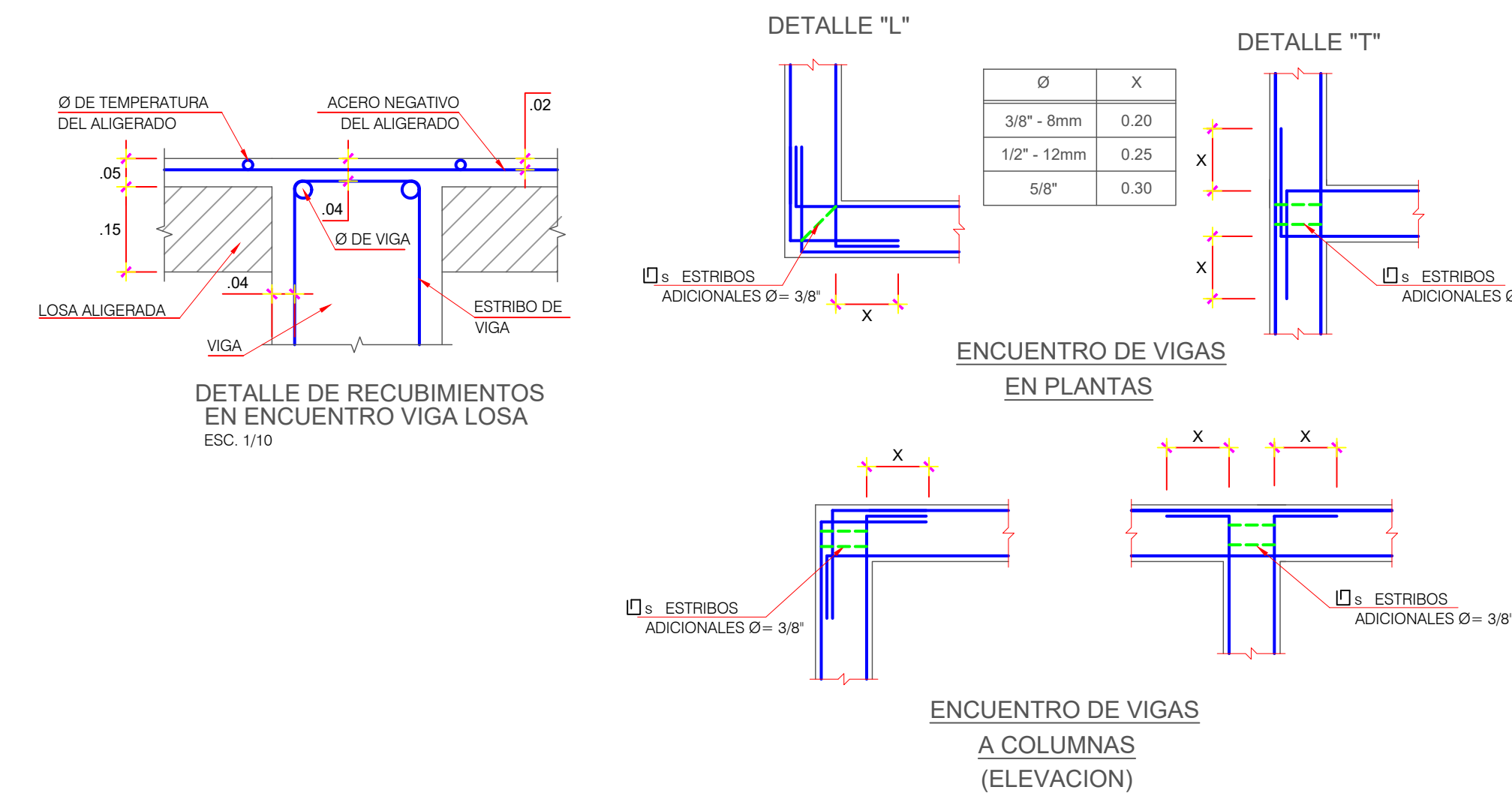
PROYECTO:
ANÁLISIS SISMICO ESTÁTICO Y DINÁMICO PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA I.E. N° 22485 DEL CENTRO POBLADO DE YAUILLA, EN EL DISTRITO DE LOS AJQUES - ICA

PLANO:	PLANO DE ESTRUCTURA CIMENTACION PABELLON I- BLOQUE 1-2				LAMINA N°:
UBICACION:	CENTRO POBLADO DE YAUILLA	DIST.:	LOS AJQUES	PROV.:	ICA
FECHA:	JUNIO 2020	ESCALA:	1/50	CONSULTOR:	ICA

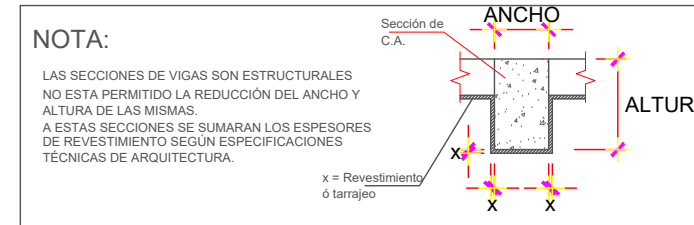
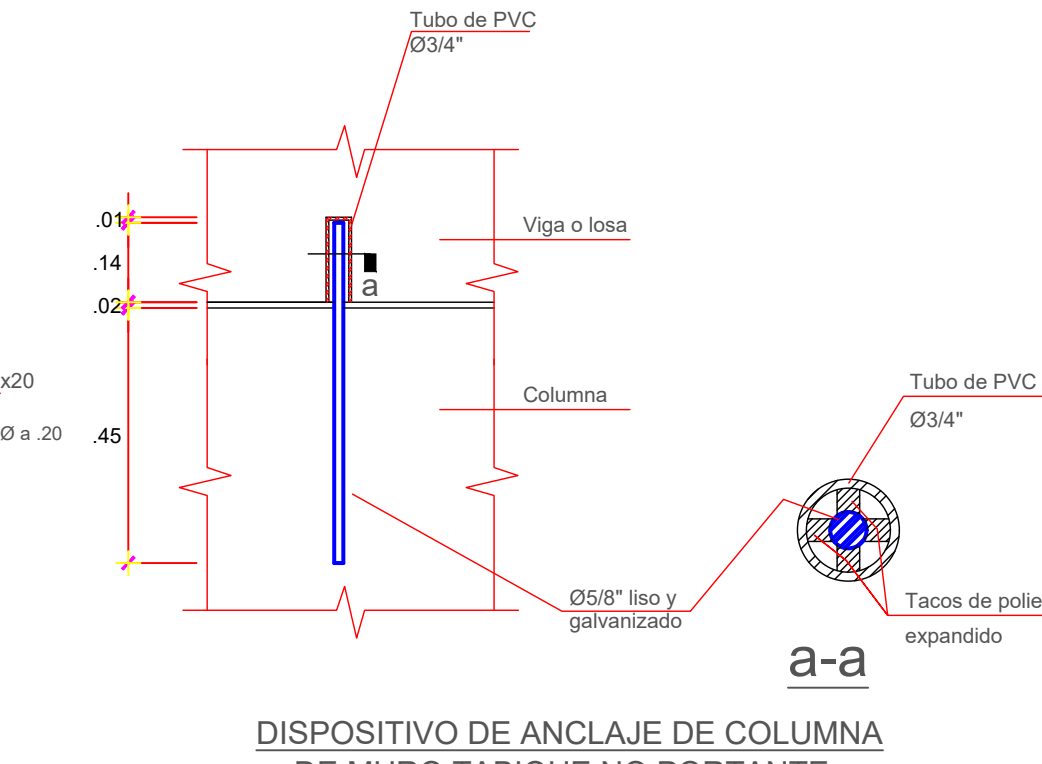
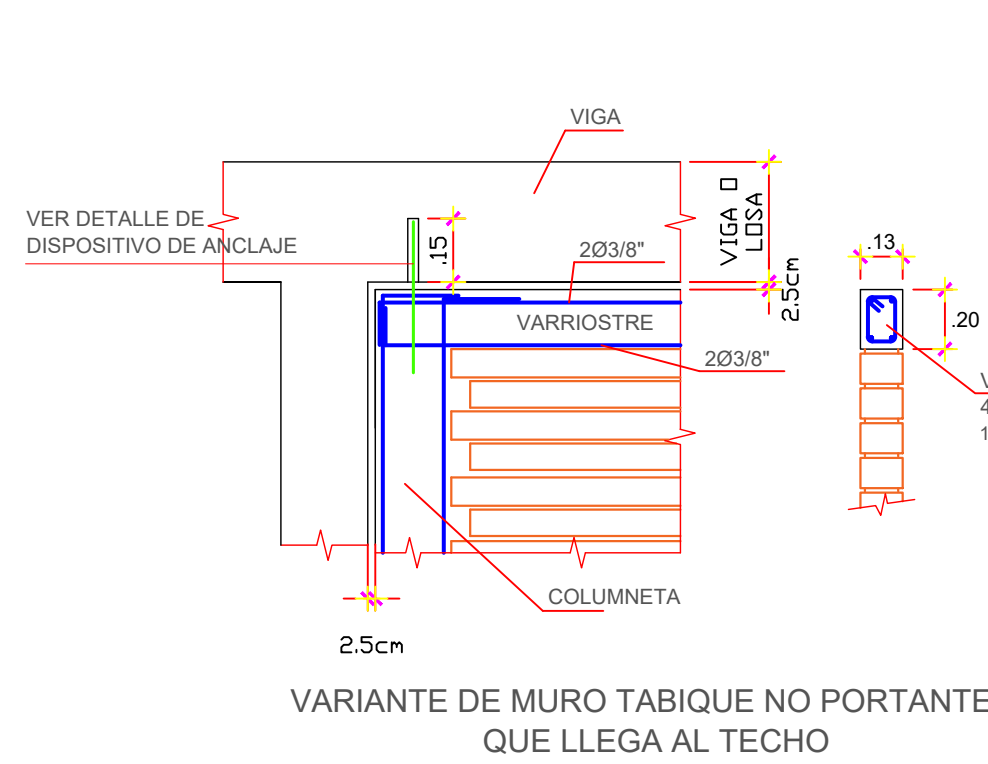
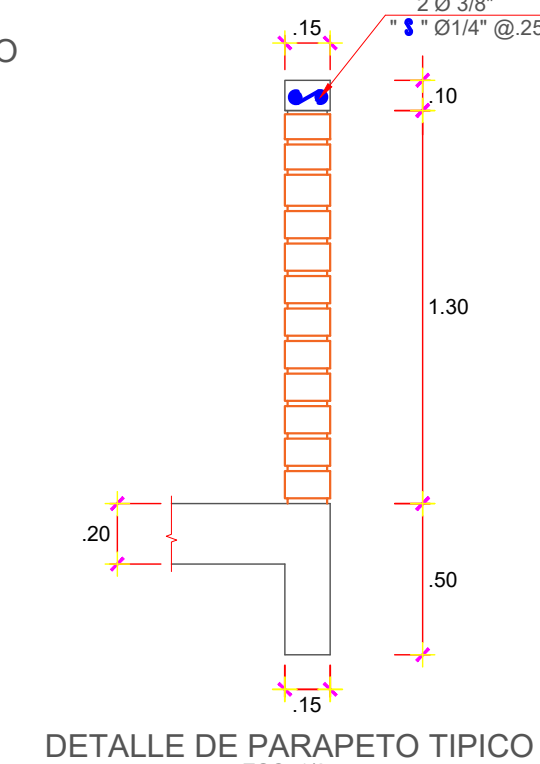
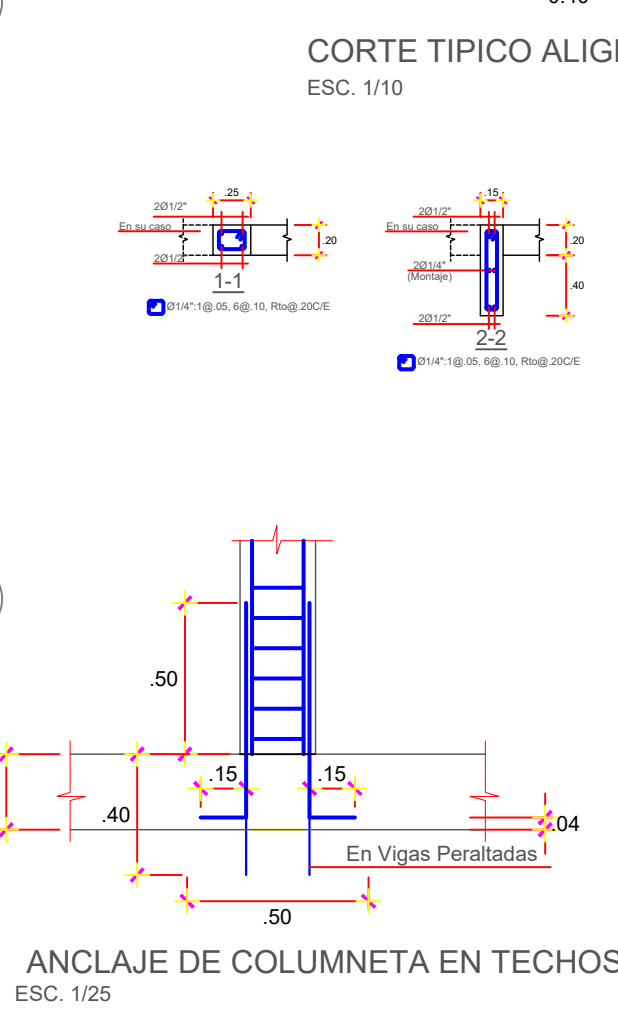
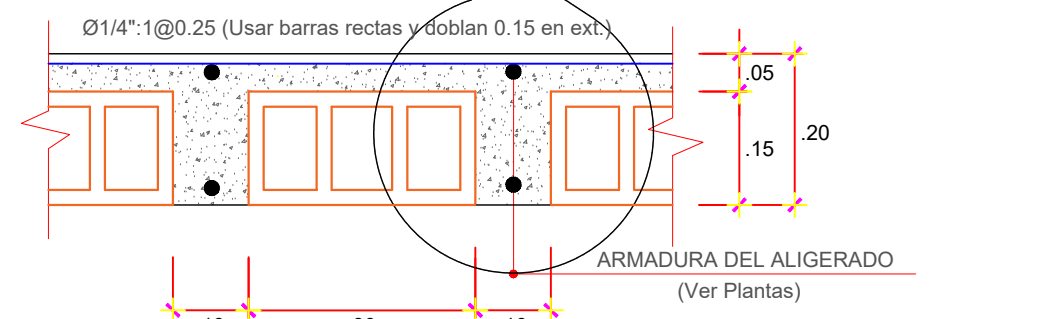
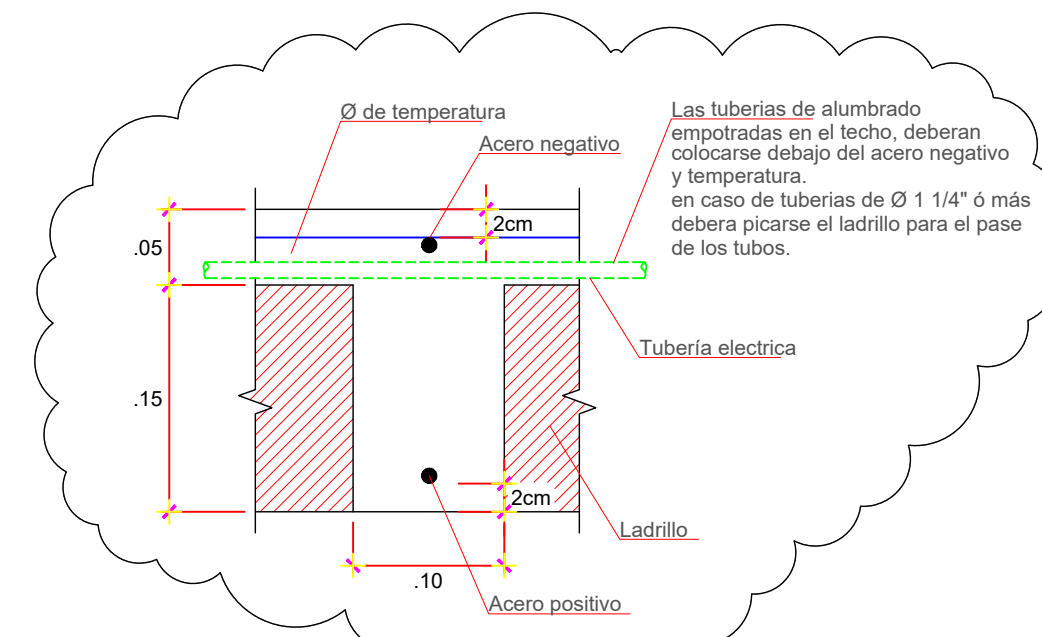
PE-01



ENCOFRADO PRIMER PISO (PABELLÓN 01- BLOQUE 1-2)
ESC. 1/50
LOSA ALIGERADA: H=10.20m
BET=200 kg/m³ (BLOQUE)
BET=200 kg/m³ (CORREDORES)
ESC. 1/50



NOTA:
a) NO EMPALMAR MAS DE 50% DEL AREA TOTAL EN UNA MISMA SECCION.
b) EN CASO DE NO EMPALMAR EN LAS ZONAS INDICADAS O CON LOS PORCENTAJES ESPECIFICADOS, AUMENTAR LA LONGITUD DE EMPALME EN UN 70% Y/O CONSULTAR CON EL PROYECTISTA.
c) PARA ALIGERADOS Y VIGAS CHATAS, EL ACERO INFERIOR SE EMPALMARA SOBRE LOS APOYOS, SIENDO LA LONGITUD DE EMPALME IGUAL A 25cm PARA Ø3/8" Y DE 35cm PARA Ø DE 1/2" O Ø5/8".



PROYECTO: ANALISIS SISMICO ESTATICO Y DINAMICO PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA I.E. Nº 22485 DEL CENTRO POBLADO DE YAUILLA, EN EL DISTRITO DE LOS AQUIJES- ICA

PLANO: PLANO DE ESTRUCTURA ALIGERADO 1ER PISO PABELLÓN I- BLOQUE 1-2

UBICACION: CENTRO POBLADO DE YAUILLA

DIST.: LOS AQUIJES

PROV.: ICA

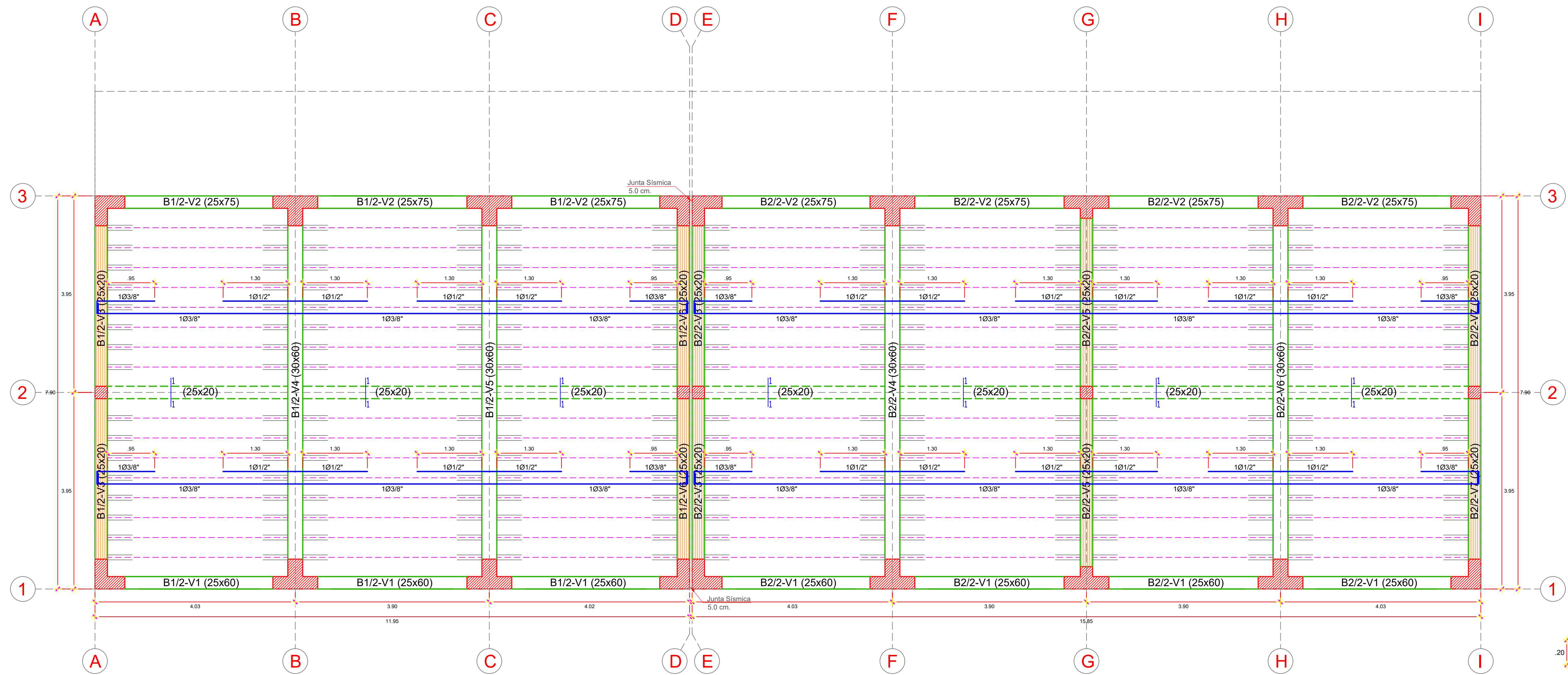
DPTO.: ICA

FECHA: JUNIO 2020

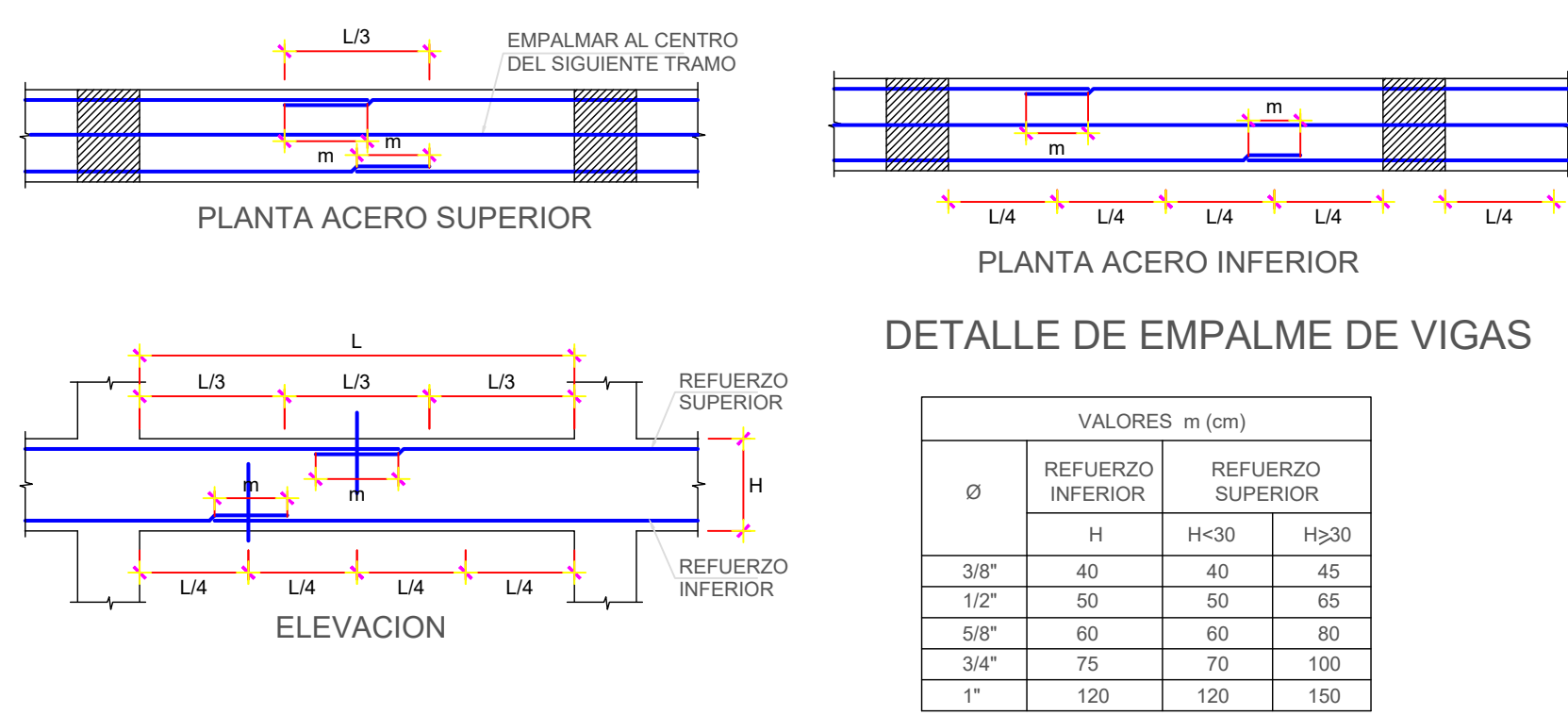
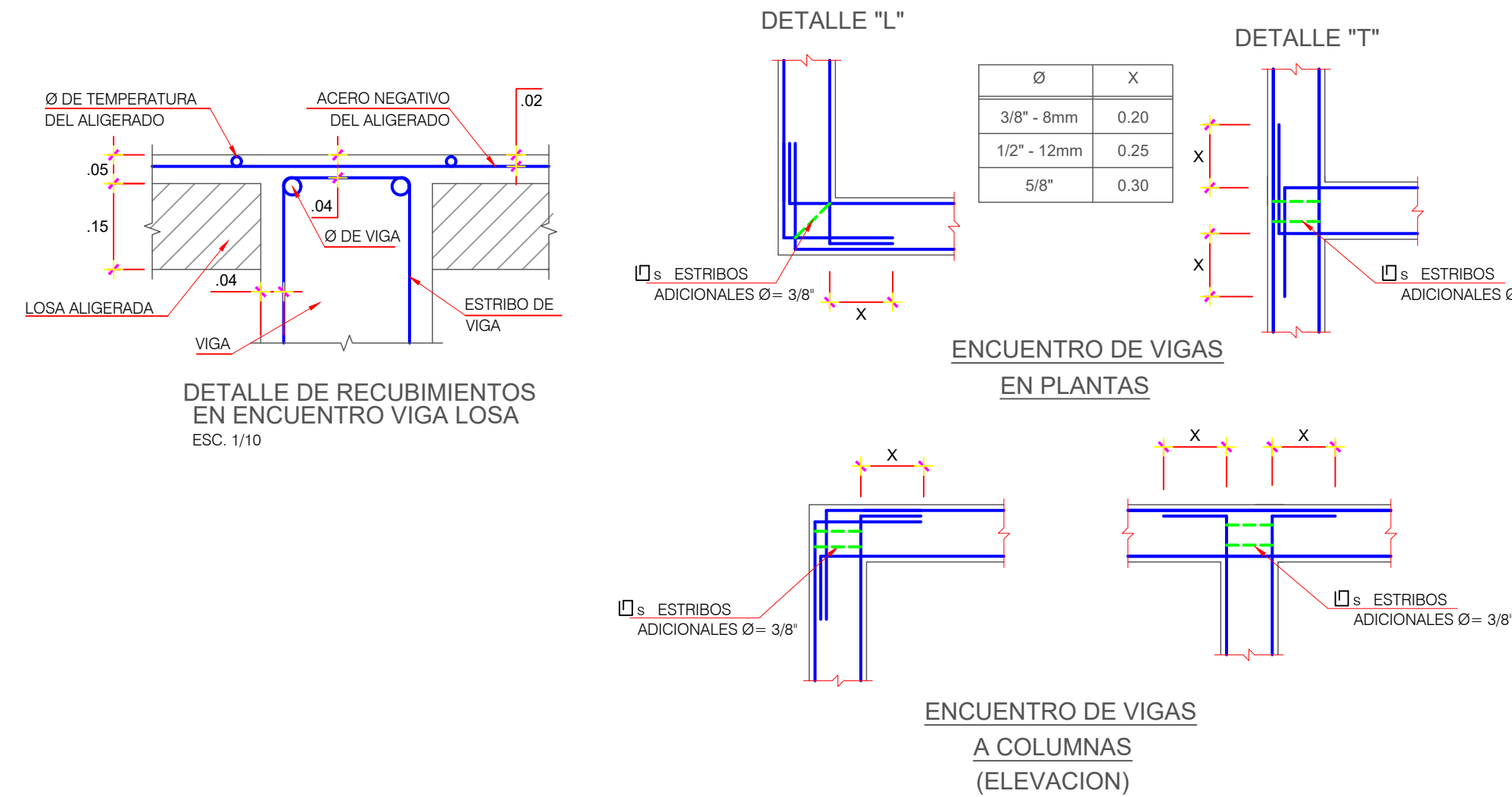
ESCALA: 1/50

CONSULTOR:

LAMINA Nº: PE-07



ENCOFRADO SEGUNDO PISO (PABELLÓN 01- BLOQUE 1-2)
ESC. 1/50
LOSA ALIGERADA - H=0.25m
ESC. 1/50 (MANTENIMIENTO)
ESC. 1/50



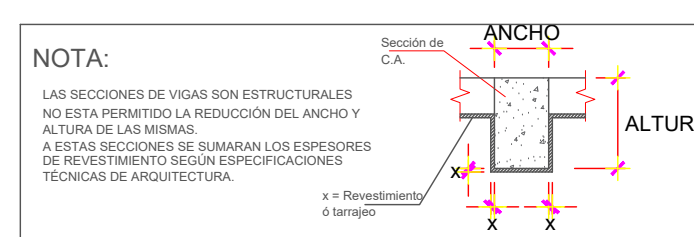
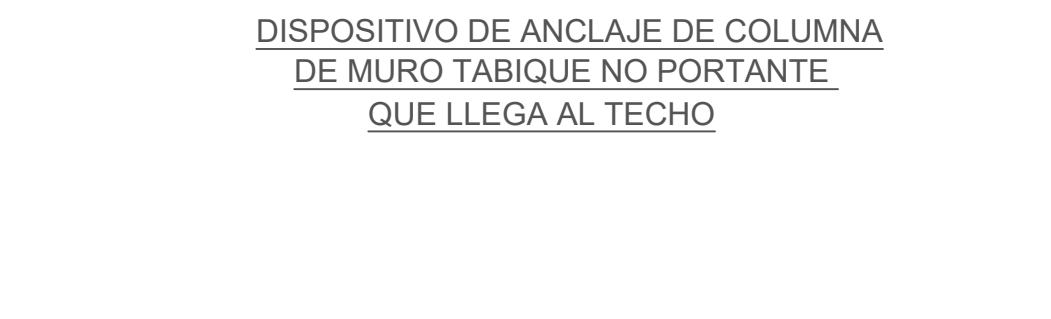
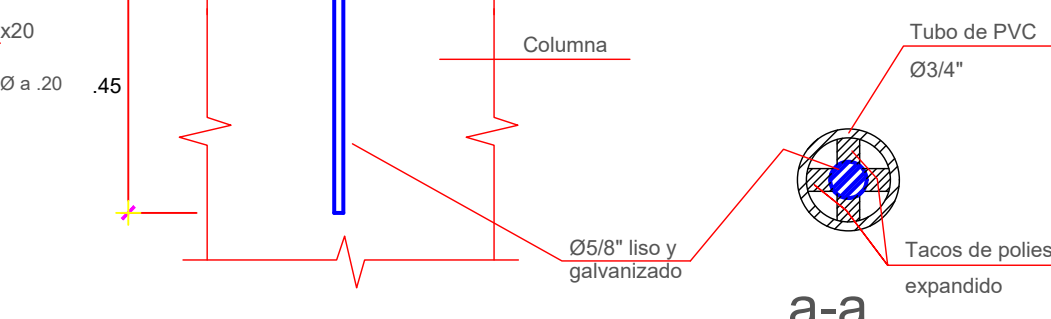
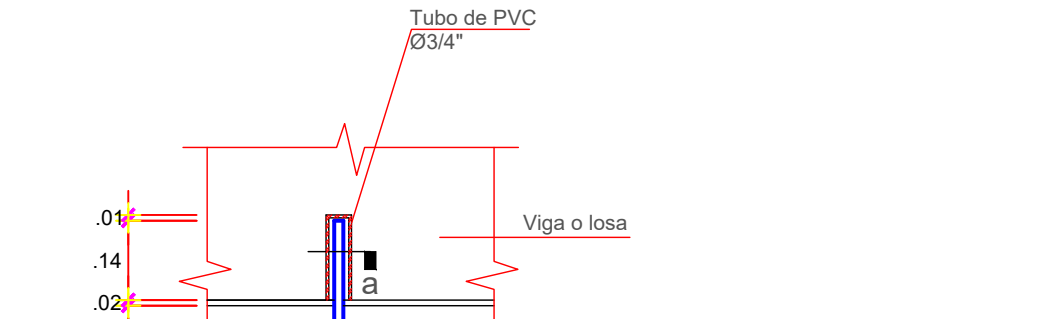
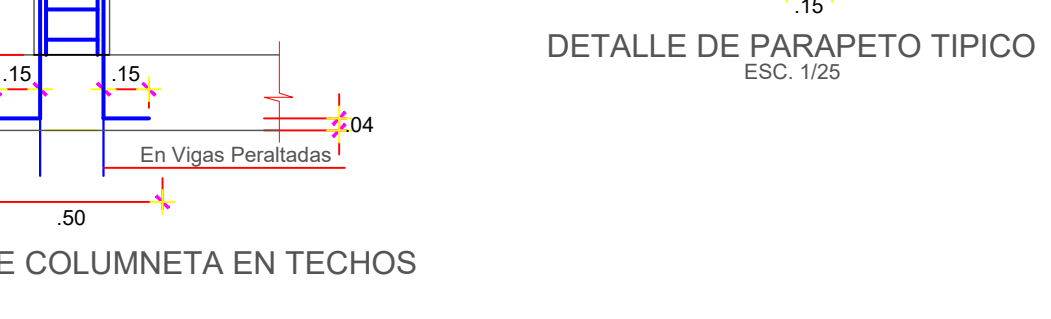
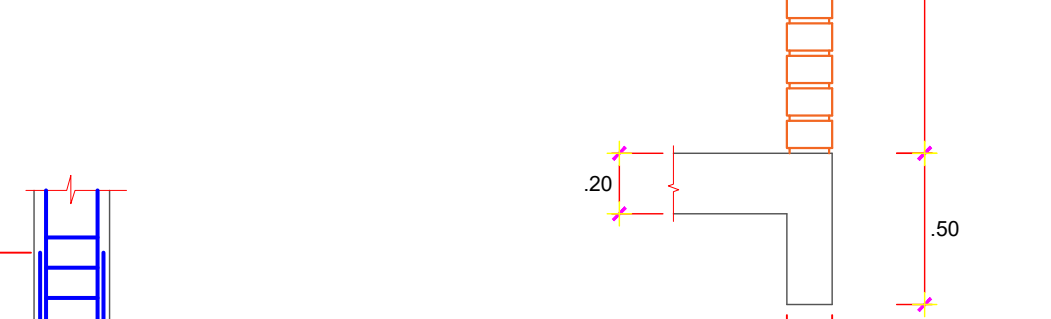
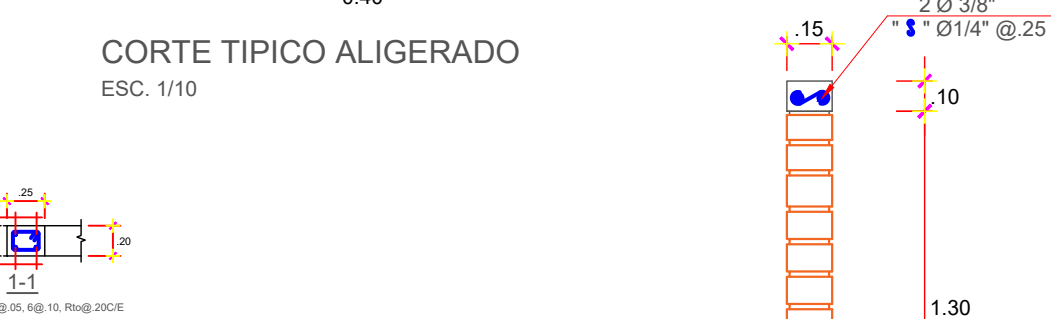
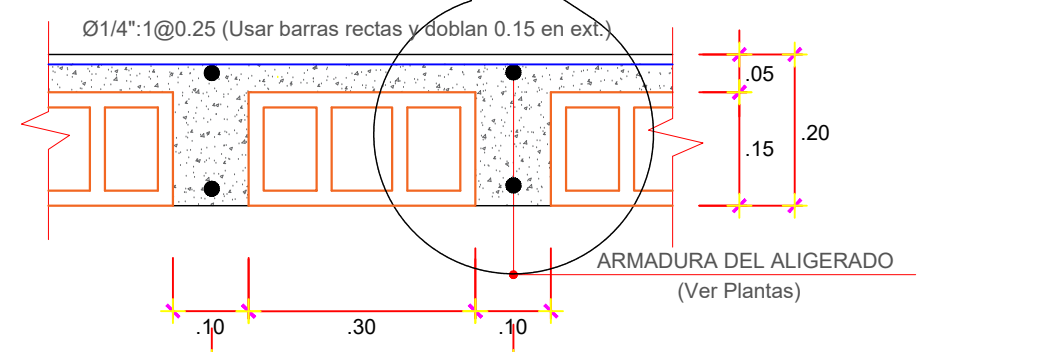
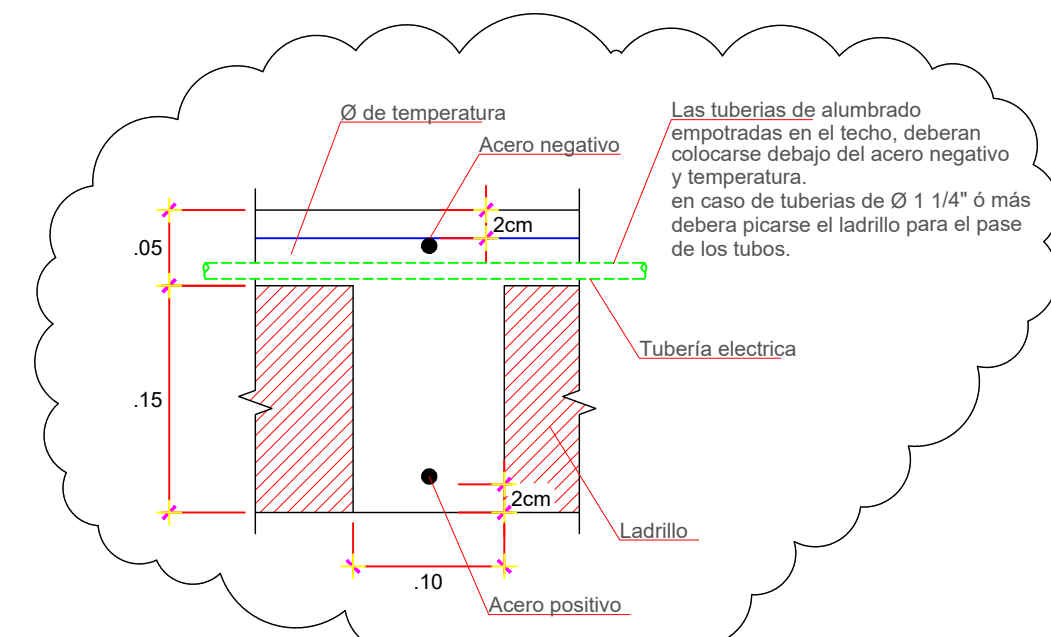
NOTA:

a) NO EMPALMAR MAS DE 50% DEL AREA TOTAL EN UNA MISMA SECCION.

b) EN CASO DE NO EMPALMAR EN LAS ZONAS INDICADAS O CON LOS PORCENTAJES ESPECIFICADOS, AUMENTAR LA LONGITUD DE EMPALME EN UN 10% Y/O CONSULTAR CON EL PROYECTISTA.

c) PARA ALIGERADOS Y VIGAS CHATAS, EL ACERO INFERIOR DE EMPALMARA SOBRE LOS APYOS, SIENDO LA LONGITUD DE EMPALME IGUAL A 25cm PARA Ø10" Y DE 35cm PARA Ø DE 12" a Ø50".

Ø	VALORES m (cm)		
	H	H=30	H=30
3/8"	40	40	45
1/2"	50	50	65
5/8"	60	60	80
3/4"	75	75	100
1"	120	120	150

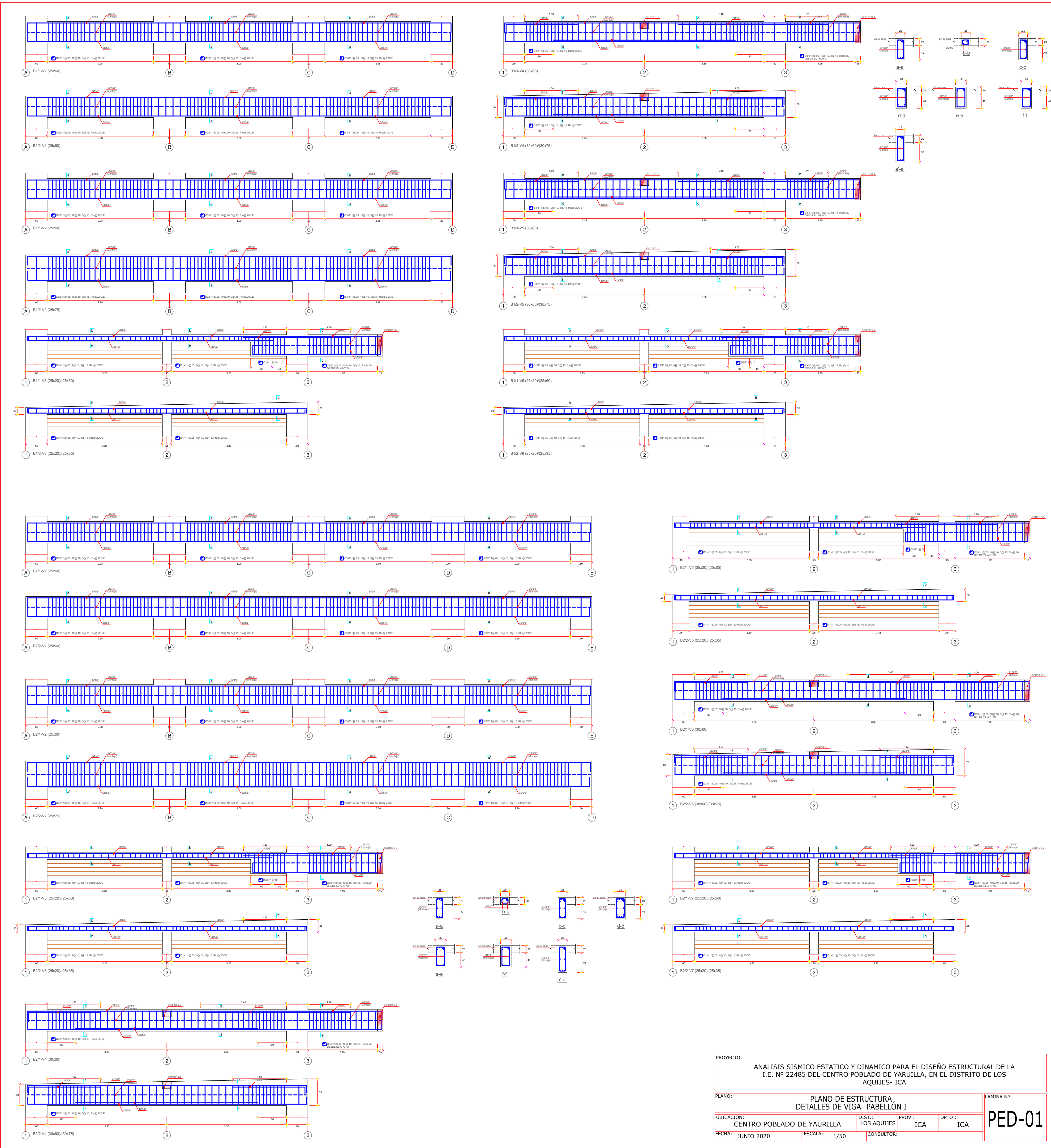


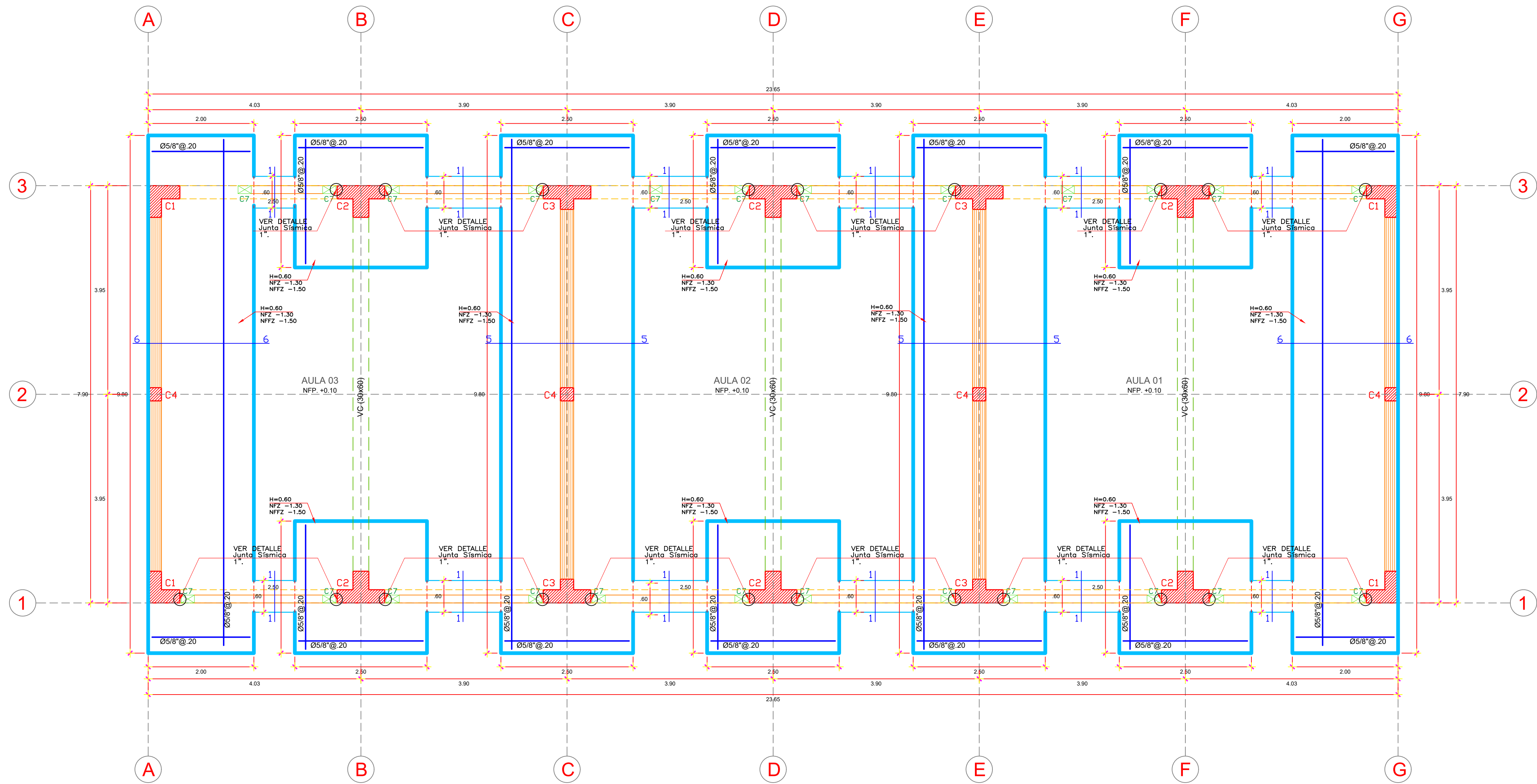
PROYECTO:

ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO Y DINÁMICO PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA I.E. N° 22485 DEL CENTRO POBLADO DE YAUILLA, EN EL DISTRITO DE LOS AQUÍJES- ICA

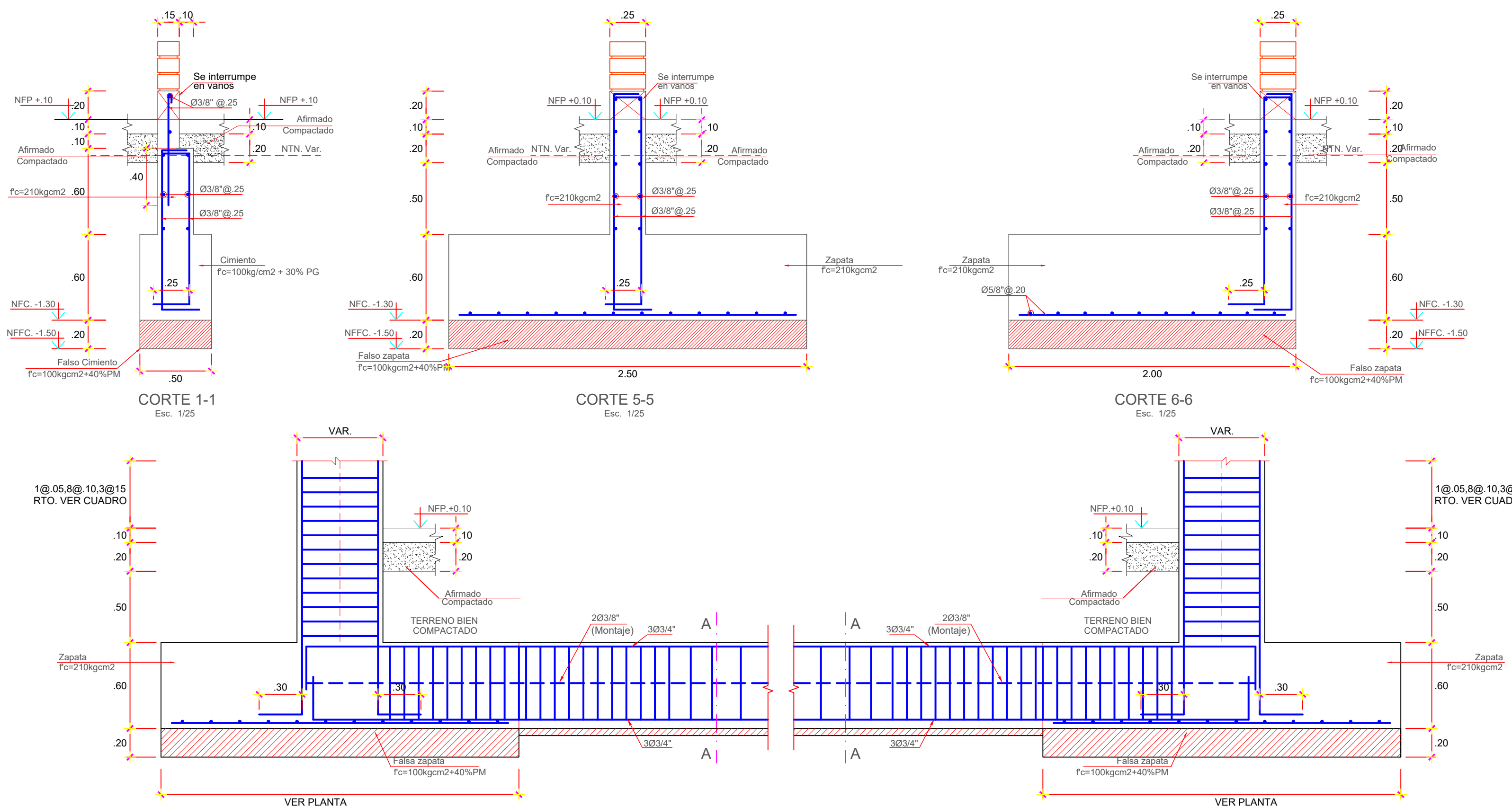
PLANO:	PLANO DE ESTRUCTURA ALIGERADO 2DO PISO PABELLÓN I- BLOQUE 1-2	LAMINA Nº:
UBICACION:	CENTRO POBLADO DE YAUILLA	DIST.: LOS AQUÍJES
FECHA:	JUNIO 2020	PROV.: ICA
ESCALA:	1/50	DPTO : ICA
CONSULTOR:		

PE-08



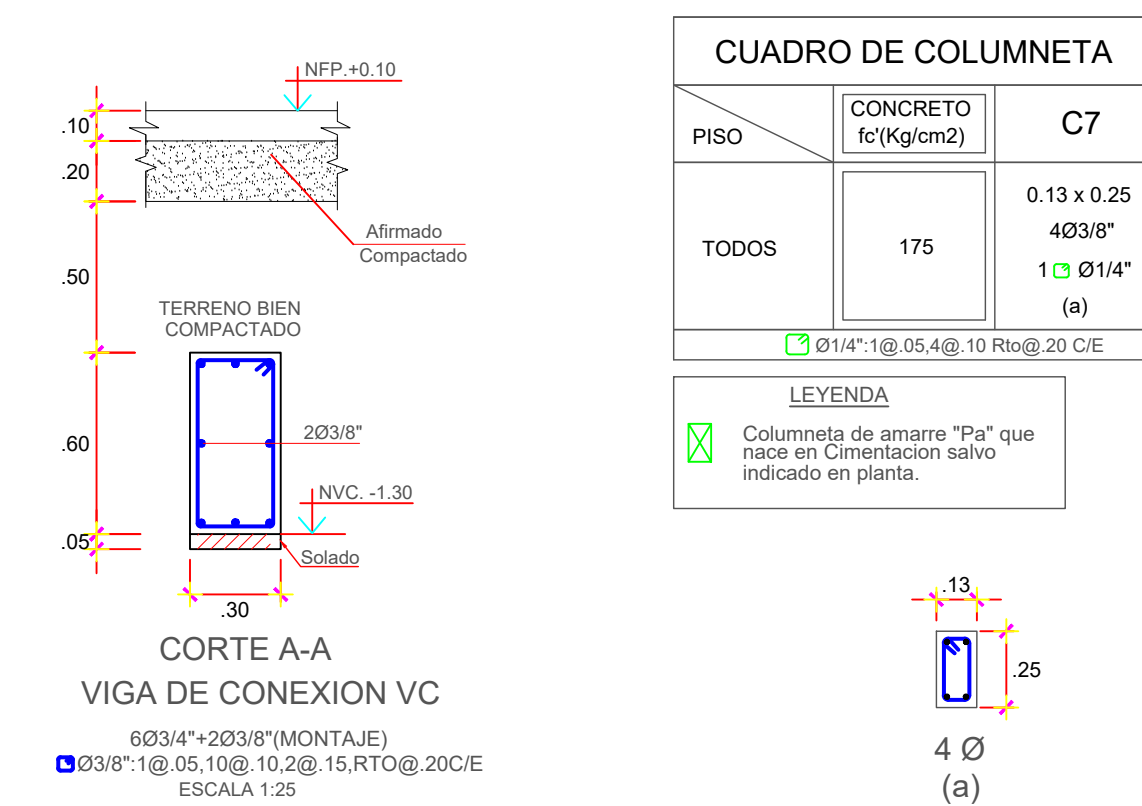
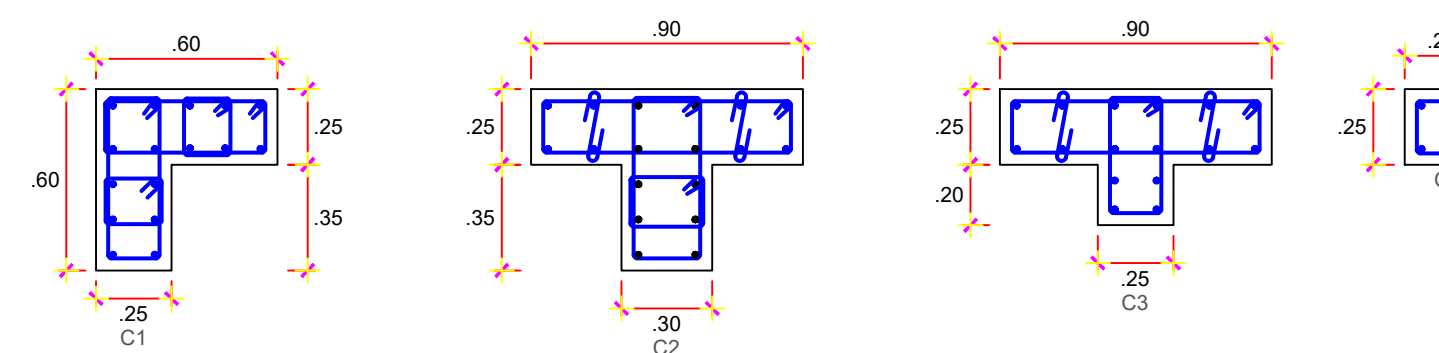


PLANTA DE CIMENTACION (PABELLÓN 02)
ESC. 1/50



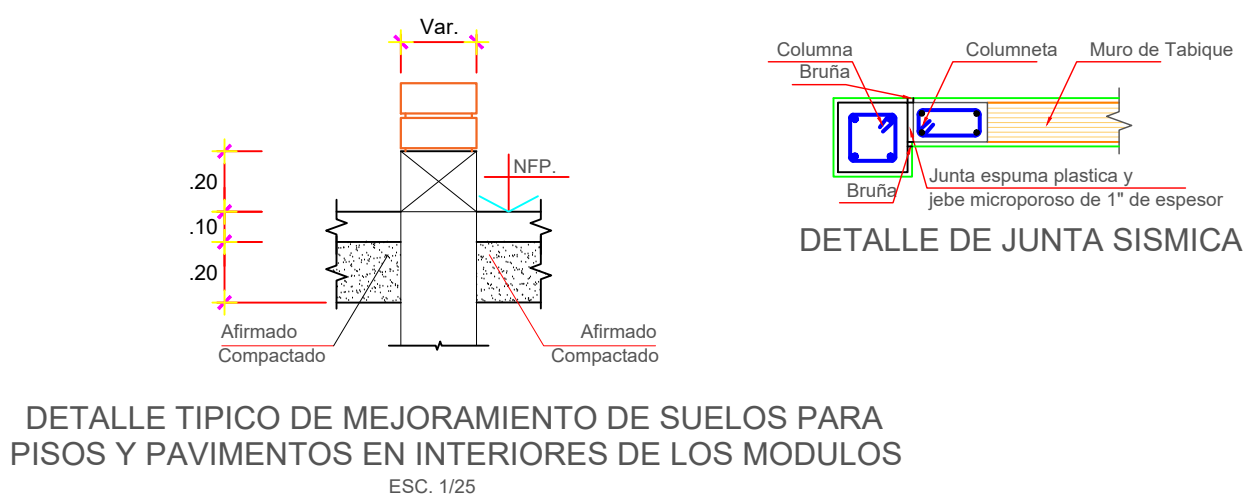
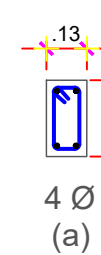
DETALLE DE VIGA DE CONEXION VC (30x60)
ESCALA 1:25

CUADRO DE COLUMNAS					
PISO	CONCRETO fc(Kg/cm²)	C1	C2	C3	C4
1º PISO	210	COL. L 0.60 x 0.60 16 Ø 3/8" 4 Ø 3/8" 16 Ø 5/8" + 8 Ø 5/8" 2 Ø 3/8" Ø 25 16 Ø 5/8" 10 Ø 3/8" 15 Rvu Ø 20 C/E	COL. T 0.90 x 0.60 16 Ø 3/8" + 8 Ø 5/8" 3 Ø 3/8" 2 Ø 3/8" Ø 25 16 Ø 5/8" 10 Ø 3/8" 15 Rvu Ø 20 C/E	COL. T 0.90 x 0.45 16 Ø 5/8" 2 Ø 3/8" 2 Ø 3/8" Ø 25 16 Ø 5/8" 10 Ø 3/8" 15 Rvu Ø 20 C/E	COL. 0.25 x 0.25 4 Ø 3/8" 1 Ø 3/8" 4 Ø 5/8" 16 Ø 5/8" 10 Ø 3/8" 15 Rvu Ø 20 C/E
		COL. L 0.60 x 0.60 16 Ø 3/8" 4 Ø 3/8" 16 Ø 5/8" + 8 Ø 5/8" 2 Ø 3/8" Ø 25 16 Ø 5/8" 10 Ø 3/8" 15 Rvu Ø 20 C/E	COL. T 0.90 x 0.60 16 Ø 3/8" + 8 Ø 5/8" 3 Ø 3/8" 2 Ø 3/8" Ø 25 16 Ø 5/8" 10 Ø 3/8" 15 Rvu Ø 20 C/E	COL. T 0.90 x 0.45 16 Ø 5/8" 2 Ø 3/8" 2 Ø 3/8" Ø 25 16 Ø 5/8" 10 Ø 3/8" 15 Rvu Ø 20 C/E	COL. 0.25 x 0.25 4 Ø 3/8" 1 Ø 3/8" 4 Ø 5/8" 16 Ø 5/8" 10 Ø 3/8" 15 Rvu Ø 20 C/E



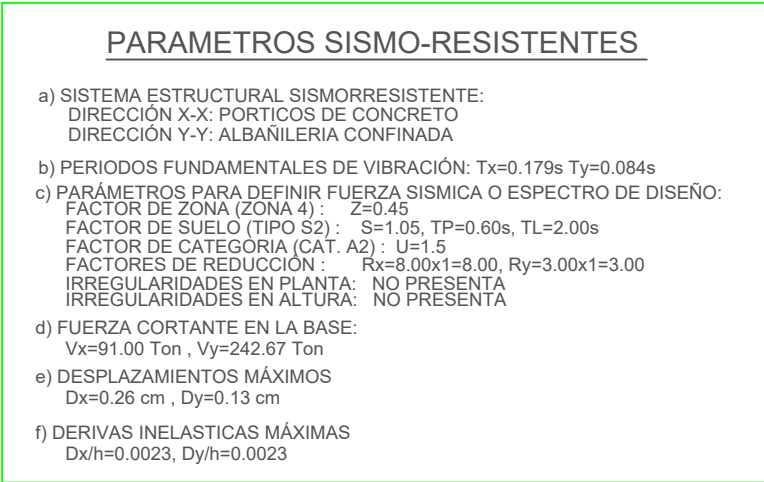
CUADRO DE COLUMNETA		
PISO	CONCRETO fc(Kg/cm²)	C7
TODOS	175	0.13 x 0.25 4 Ø 3/8" 1 Ø 1/4" (a)

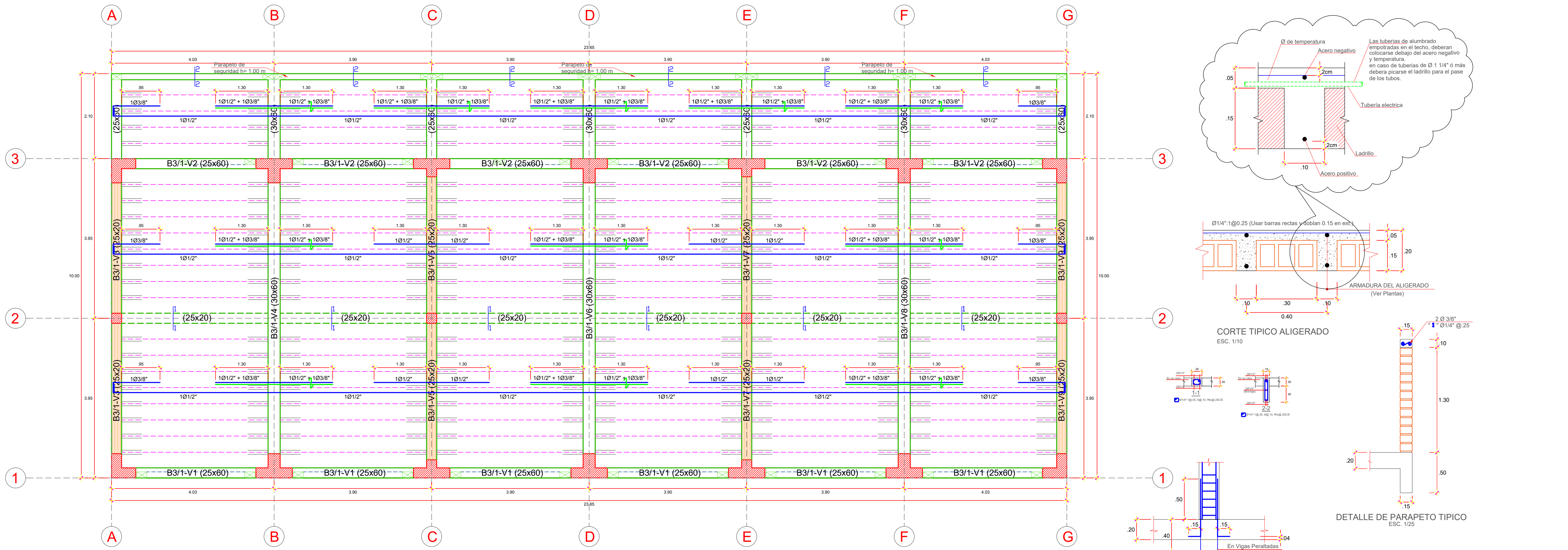
LEYENDA
Columneta de acero "th" que pasa en Cimentación salvo indicado en planta.



PROYECTO:			
ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO Y DINÁMICO PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA I.E. Nº 22485 DEL CENTRO POBLADO DE YAUILLA, EN EL DISTRITO DE LOS AQUÍJES- ICA			
PLANO:		PLANO DE ESTRUCTURA CIMENTACIÓN PABELLON II	
UBICACIÓN:		DISTR.: LOS AQUÍJES	
FECHA:		PROV.: ICA	
JUNIO 2020		DPTO.: ICA	
ESCALA:		CONSULTOR:	
1/50			

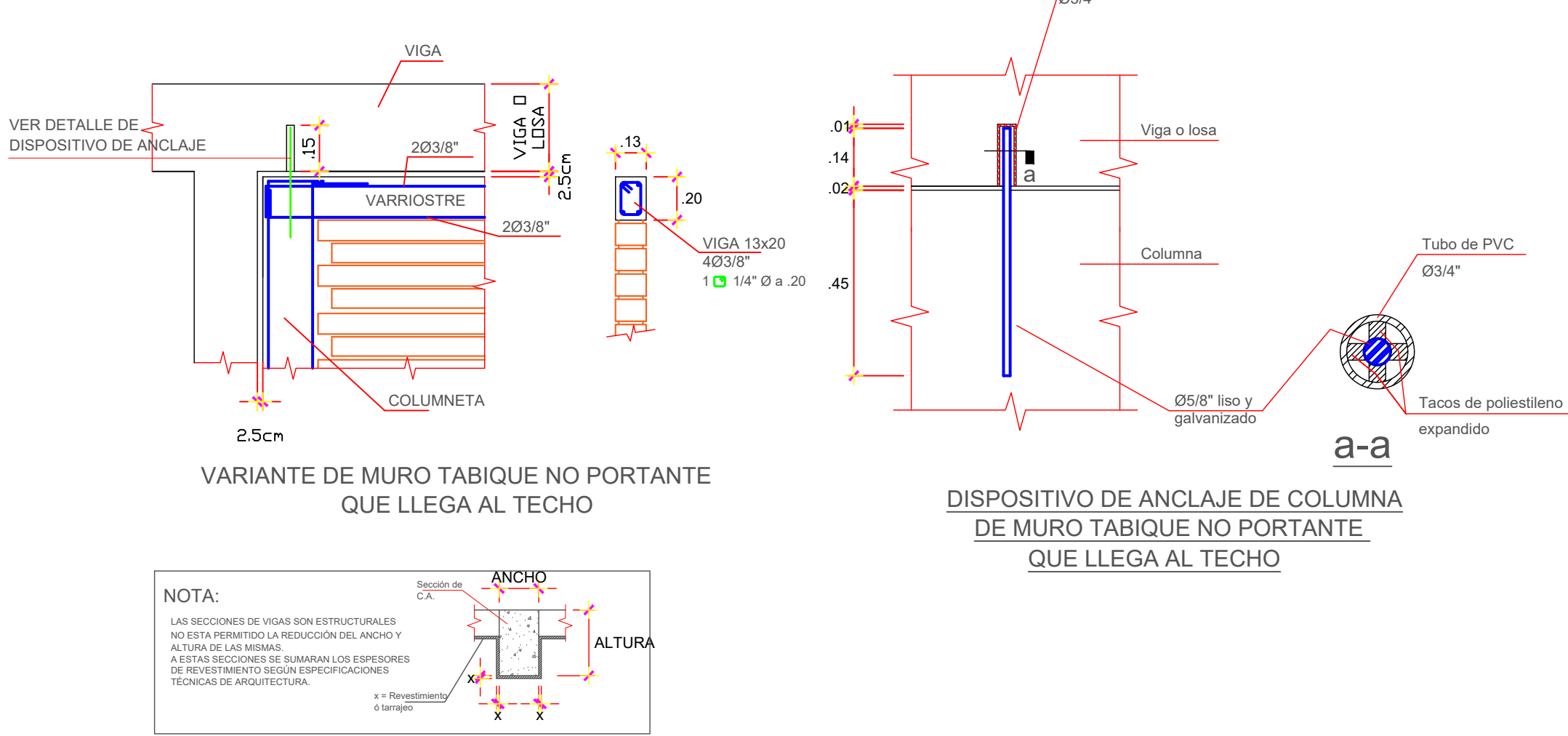
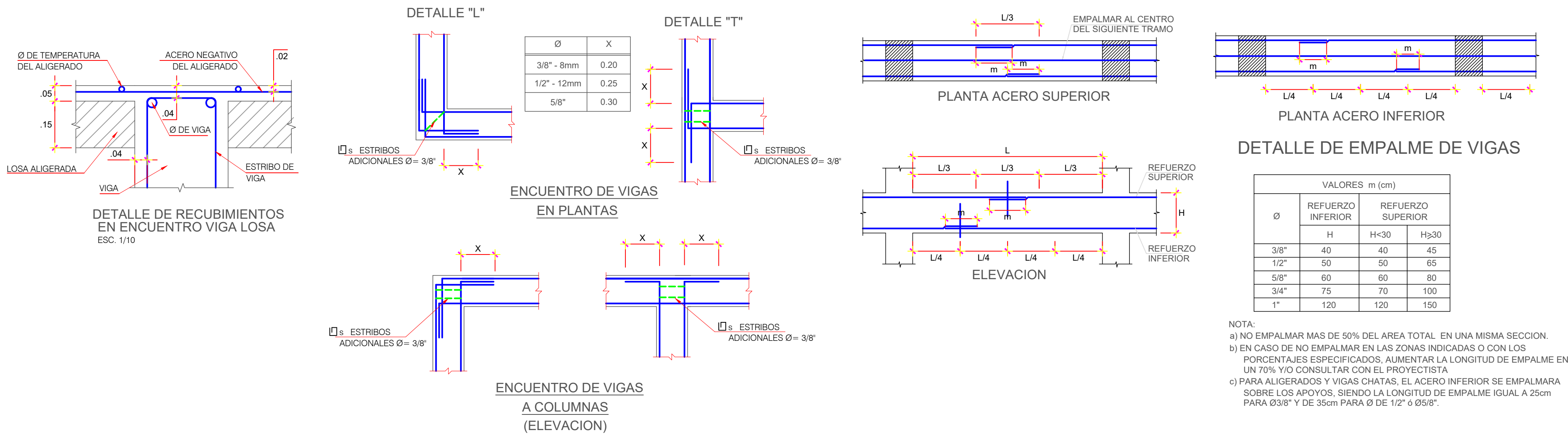
LAMINA Nº:
PE-02





ENCOFRADO PRIMER PISO (PABELLÓN 02)

ESC. 1/50
LOSA ALIGERADA - H=10.20m
S/C = 250 Kg/m² (ALUMINIO)
S/C = 400 Kg/m² (CORREDORES)
ESC. 1/50



PROYECTO:

ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO Y DINÁMICO PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA I.E. Nº 22485 DEL CENTRO POBLADO DE YAUILLA, EN EL DISTRITO DE LOS AQUÍJES- ICA

PLANO: PLANO DE ESTRUCTURA ALIGERADO 1ER PISO PABELLÓN II

UBICACION: CENTRO POBLADO DE YAUILLA

DIST.: LOS AQUÍJES

PROV.: ICA

DPTO.: ICA

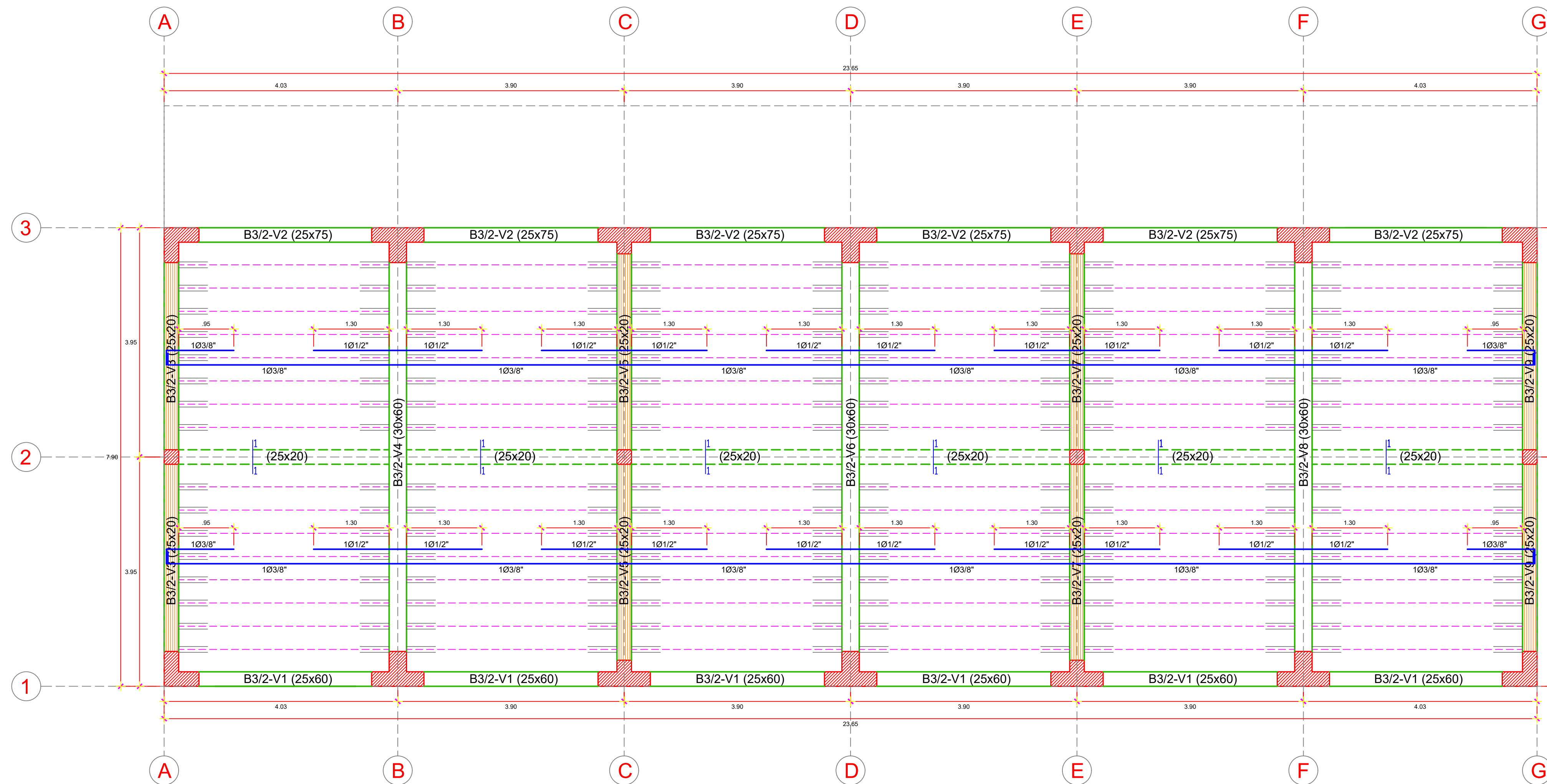
FECHA: JUNIO 2020

ESCALA: 1/50

CONSULTOR:

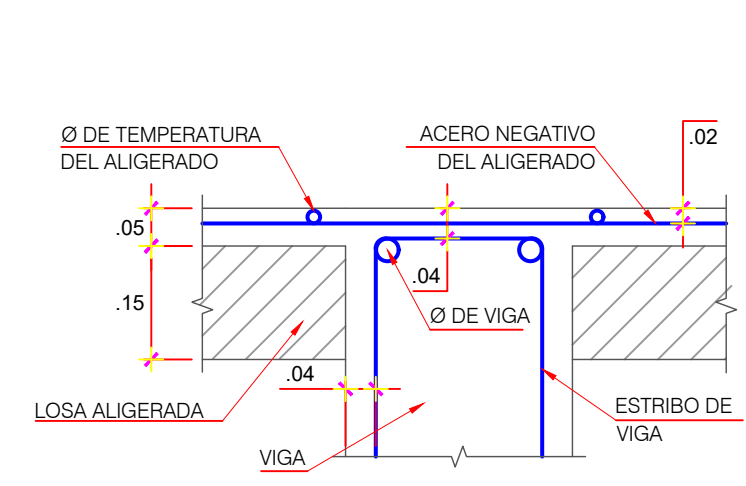
LAMINA Nº:

PE-09

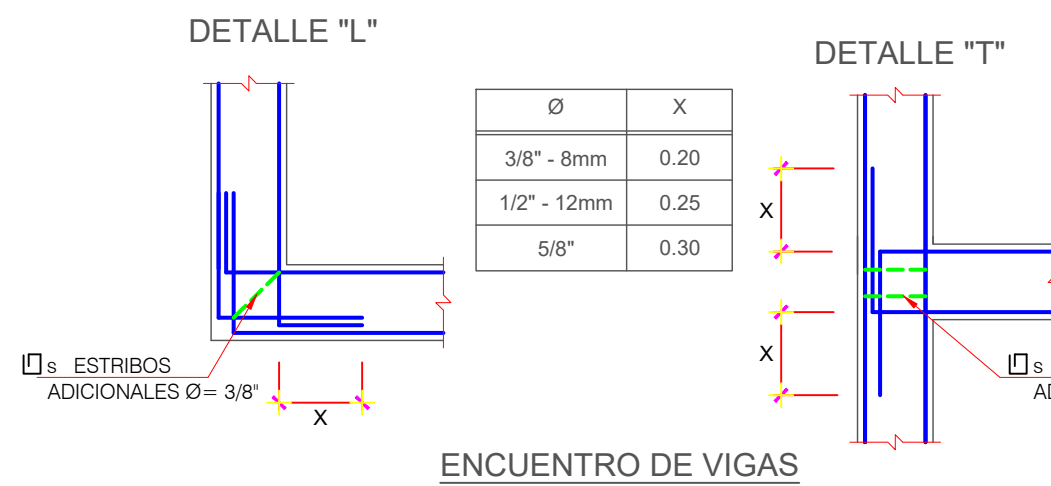


ENCOFRADO SEGUNDO PISO (PABELLÓN 02)

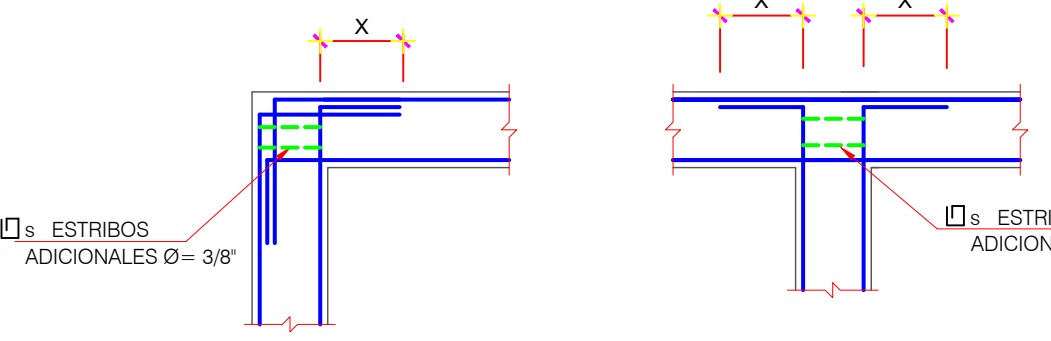
ESC. 1/50
LOSA ALIGERADA - H40 20m
S/C = 100 kg/m² (MANTENIMIENTO)
ESC. 1/50



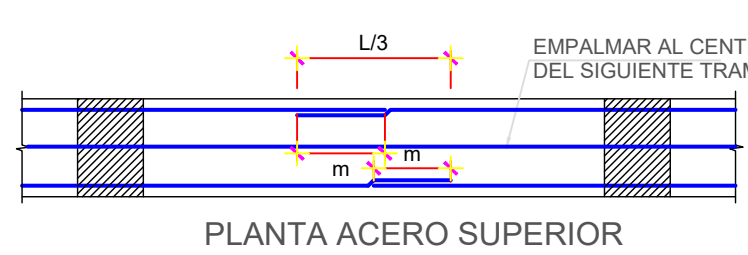
ENCUENTRO VIGA LOSA
ESC. 1/10



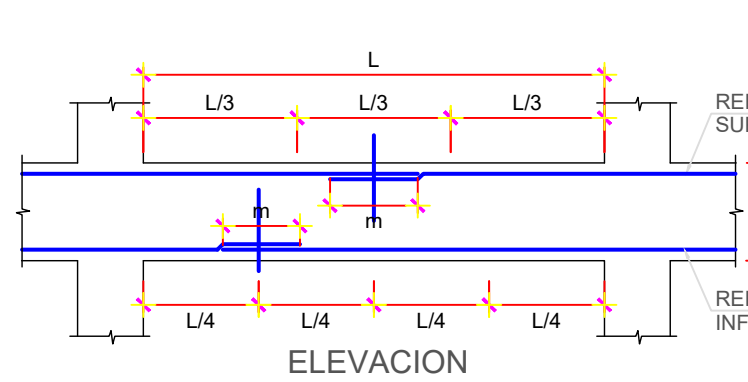
ENCUENTRO DE VIGAS
EN PLANTAS



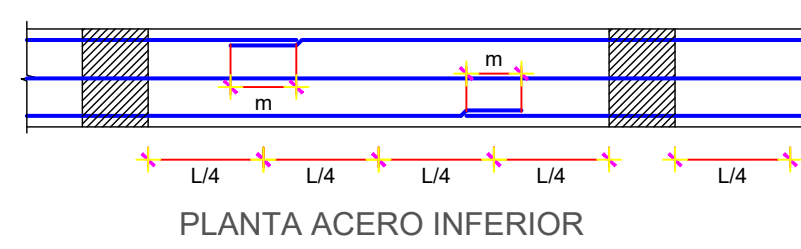
ENCUENTRO DE VIGAS
A COLUMNAS
(ELEVACION)



PLANTA ACERO SUPERIOR



ELEVACION

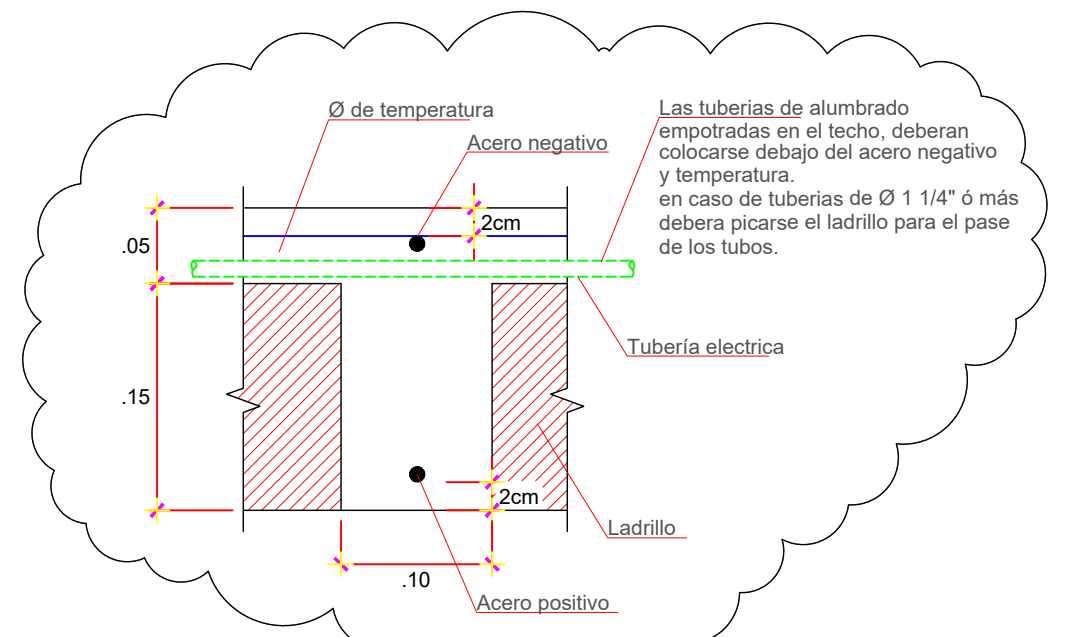


PLANTA ACERO INFERIOR

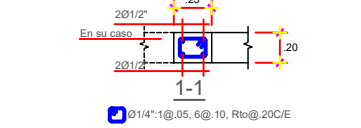
DETALLE DE EMPALME DE VIGAS

Ø	VALORES m (cm)		
	REFUERZO INFERIOR	REFUERZO SUPERIOR	H-30
3/8"	40	40	45
1/2"	50	50	65
5/8"	60	60	80
3/4"	75	70	100
1"	120	120	150

NOTA:
a) NO EMPALMAR MAS DE 50% DEL AREA TOTAL EN UNA MISMA SECCION.
b) EN CASO DE NO EMPALMAR EN LAS ZONAS INDICADAS O CON LOS PORCENTAJES ESPECIFICADOS, AUMENTAR LA LONGITUD DE EMPALME EN UN 70% Y/O CONSULTAR CON EL PROYECTISTA.
c) PARA ALIGERADOS Y VIGAS CHATAS, EL ACERO INFERIOR SE EMPALMARA SOBRE LOS APOYOS, SIENDO LA LONGITUD DE EMPALME IGUAL A 25cm PARA Ø3/8" Y DE 35cm PARA Ø DE 1/2" O Ø5/8".

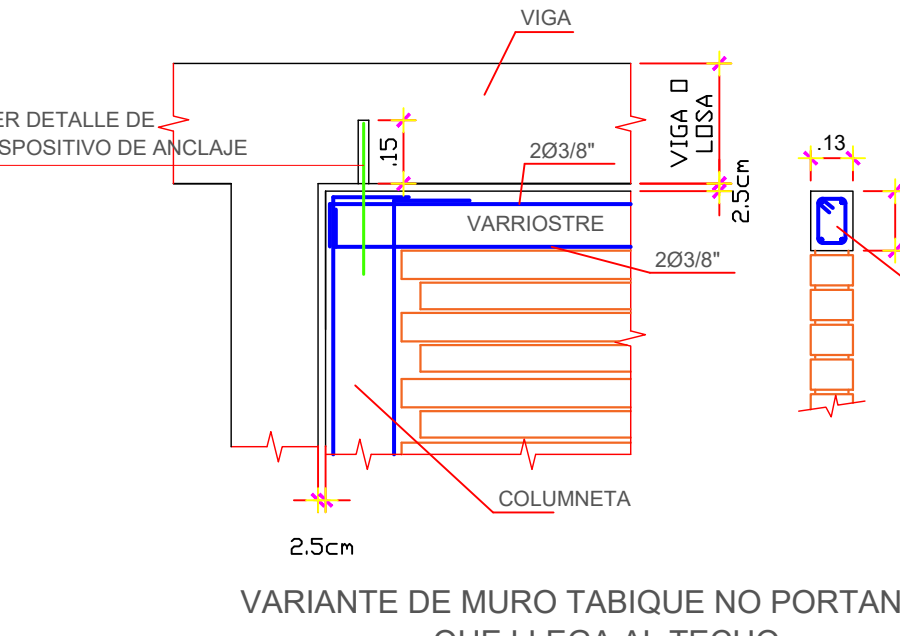


CORTE TÍPICO ALIGERADO
ESC. 1/10

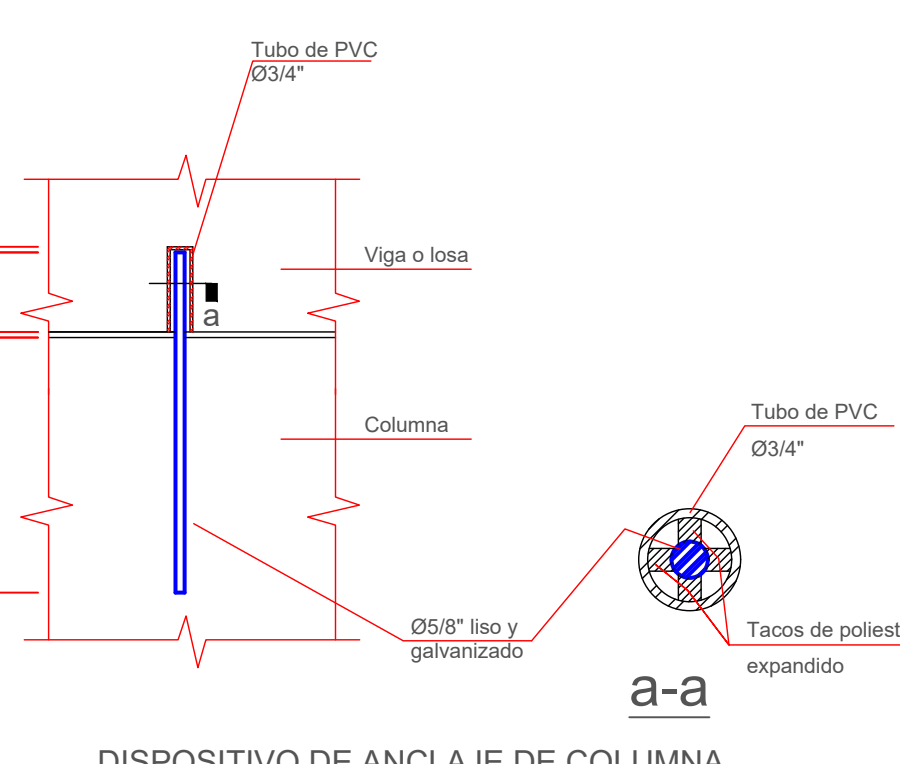


DETALLE DE PARAPETO TÍPICO
ESC. 1/25

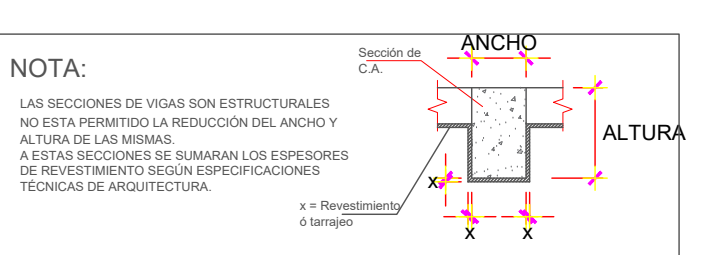
ANCLAJE DE COLUMNETA EN TECHOS
ESC. 1/25



VARIANTE DE MURO TABIQUE NO PORTANTE
QUE LLEGA AL TECHO



DISPOSITIVO DE ANCLAJE DE COLUMNA
DE MURO TABIQUE NO PORTANTE
QUE LLEGA AL TECHO



DISPOSITIVO DE ANCLAJE DE COLUMNA
DE MURO TABIQUE NO PORTANTE
QUE LLEGA AL TECHO

PROYECTO: ANALISIS SISMICO ESTATICO Y DINAMICO PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA I.E. Nº 22485 DEL CENTRO POBLADO DE YAUILLA, EN EL DISTRITO DE LOS AQUÍES- ICA

PLANO: PLANO DE ESTRUCTURA ALIGERADO 2DO PISO PABELLÓN II

UBICACION: CENTRO POBLADO DE YAUILLA

DIST.: LOS AQUÍES

PROV.: ICA

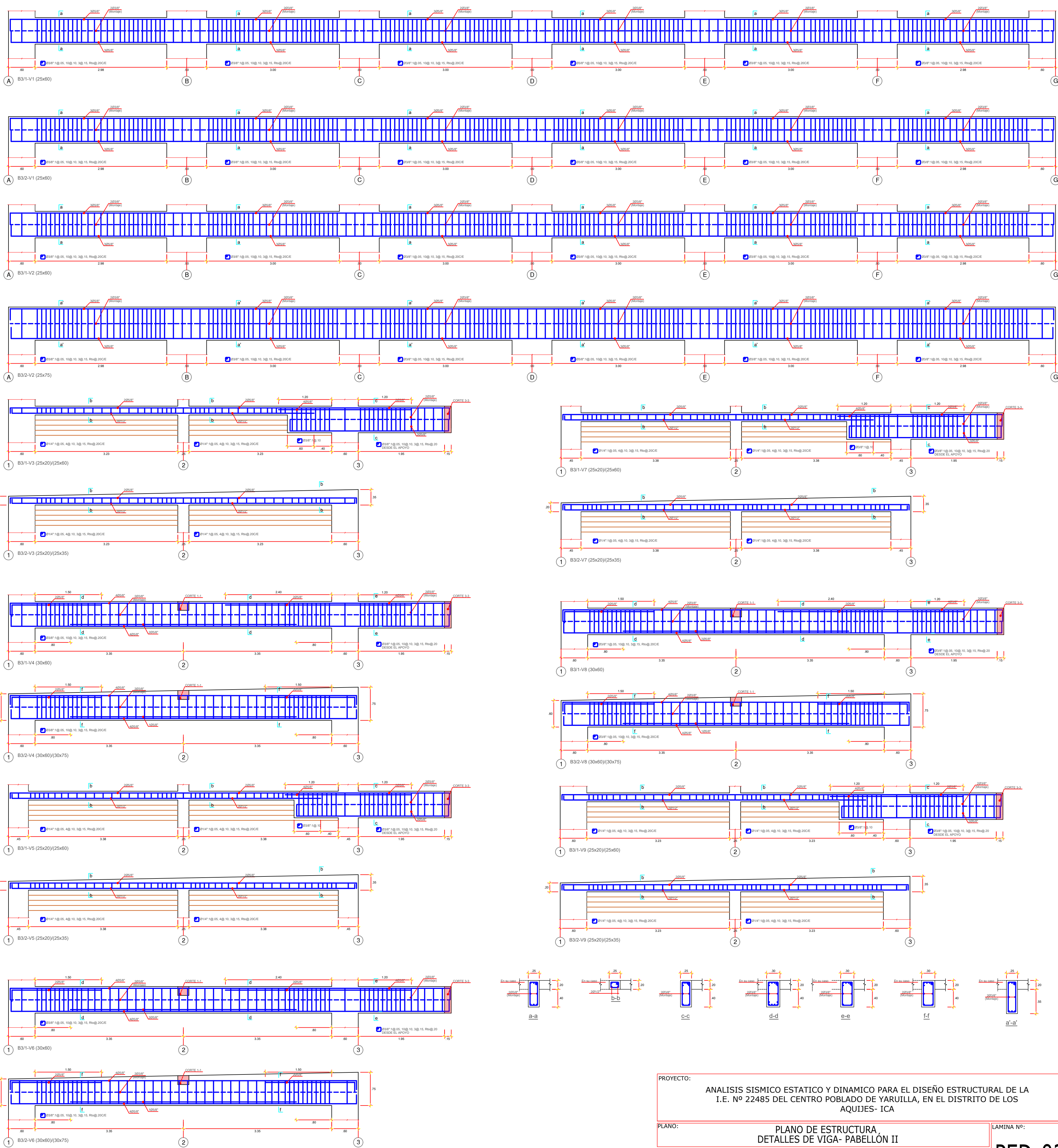
DPTO.: ICA

FECHA: JUNIO 2020

ESCALA: 1/50

CONSULTOR:

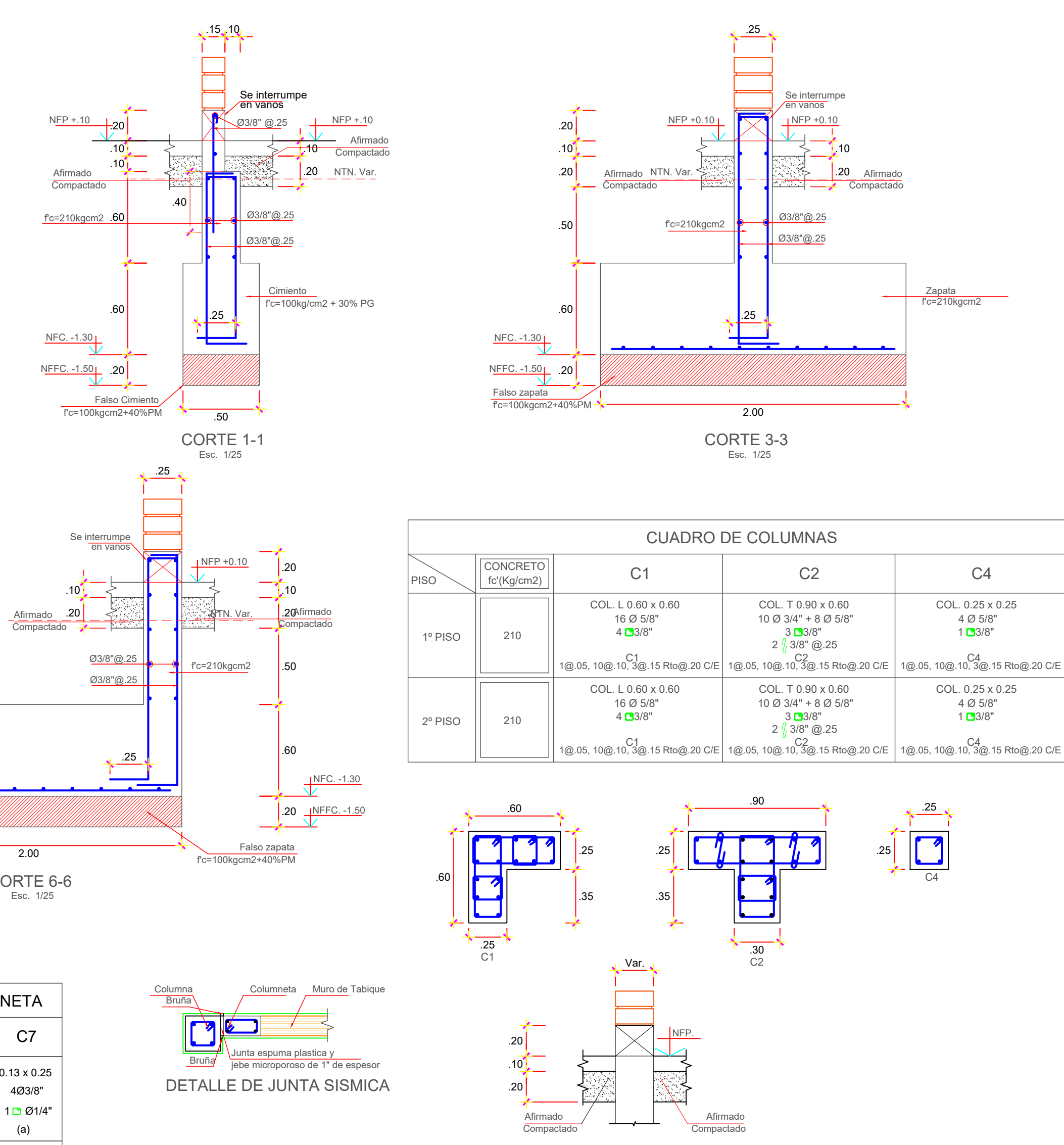
LAMINA Nº: PE-10



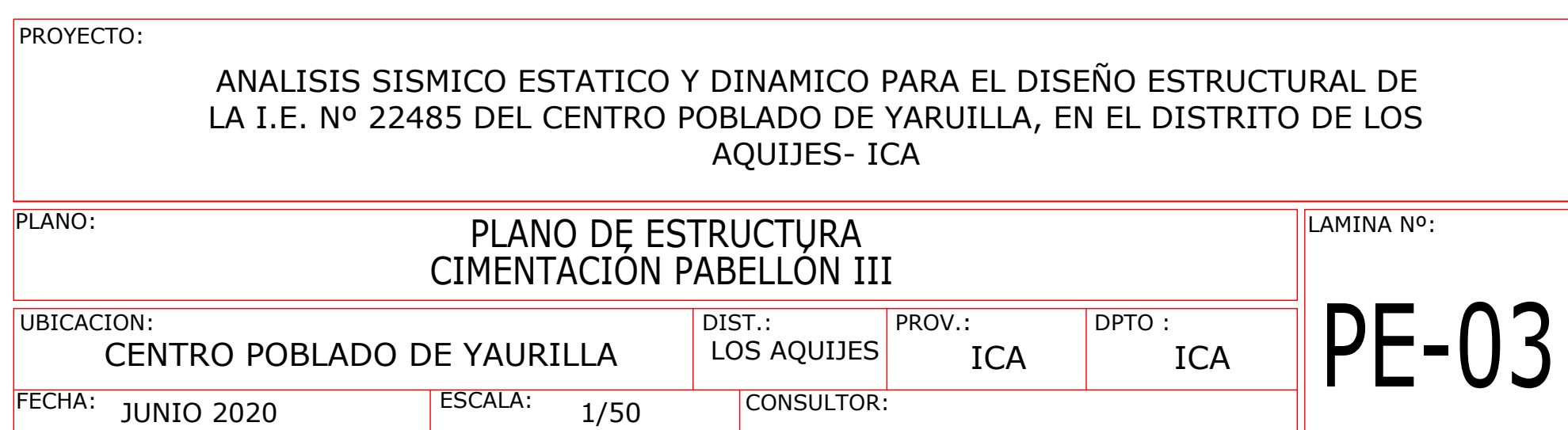
PROYECTO:			
ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO Y DINÁMICO PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA I.E. Nº 22485 DEL CENTRO POBLADO DE YAUILLA, EN EL DISTRITO DE LOS AQUIJES- ICA			
PLANO:			
DETALLES DE VIGA- PABELLÓN II			
UBICACION:	DIST.:	PROV.:	DPTO.:
CENTRO POBLADO DE YAUILLA	LOS AQUIJES	ICA	ICA
FECHA:	ESCALA:	CONSULTOR:	
JUNIO 2020	1/50		

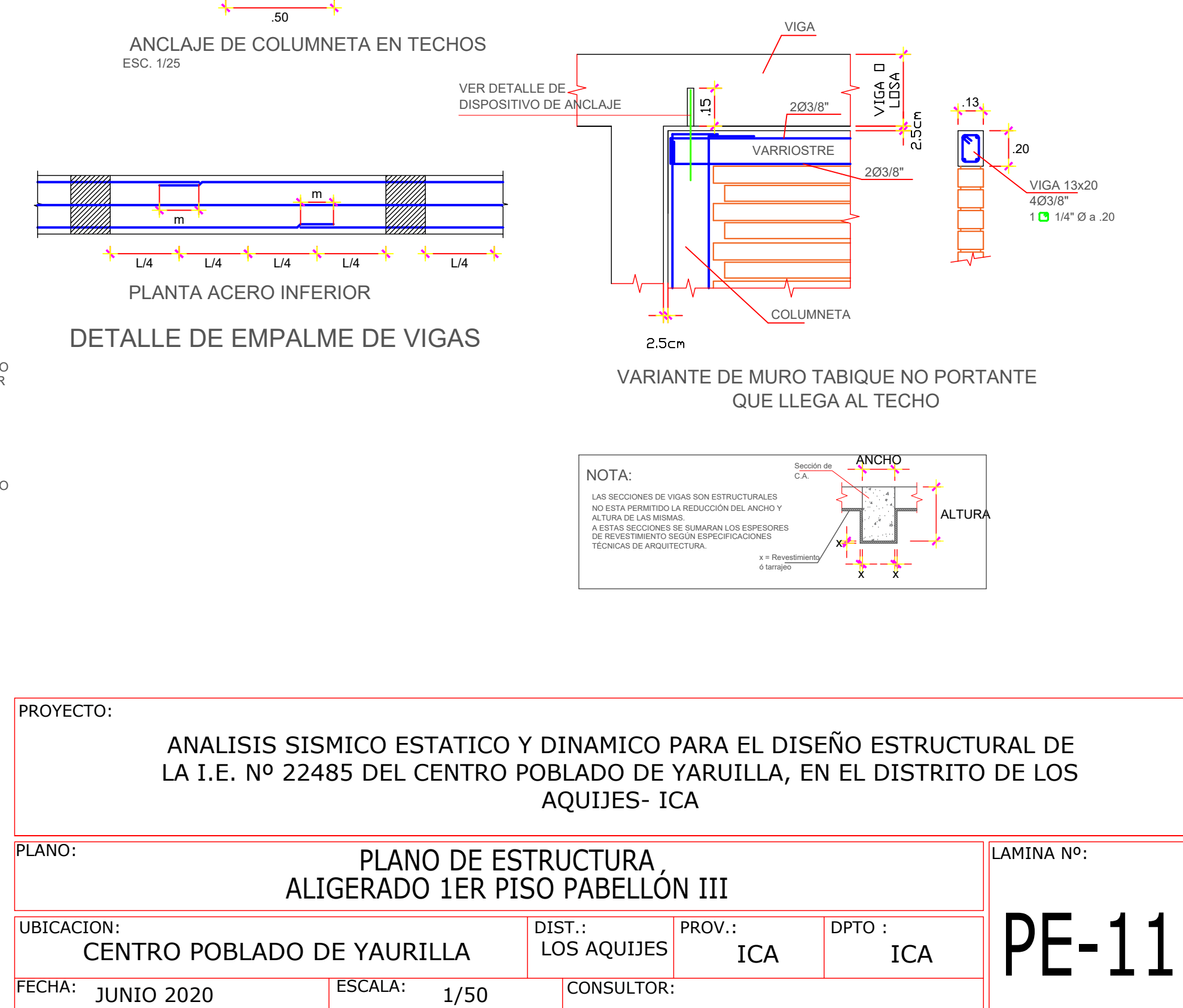
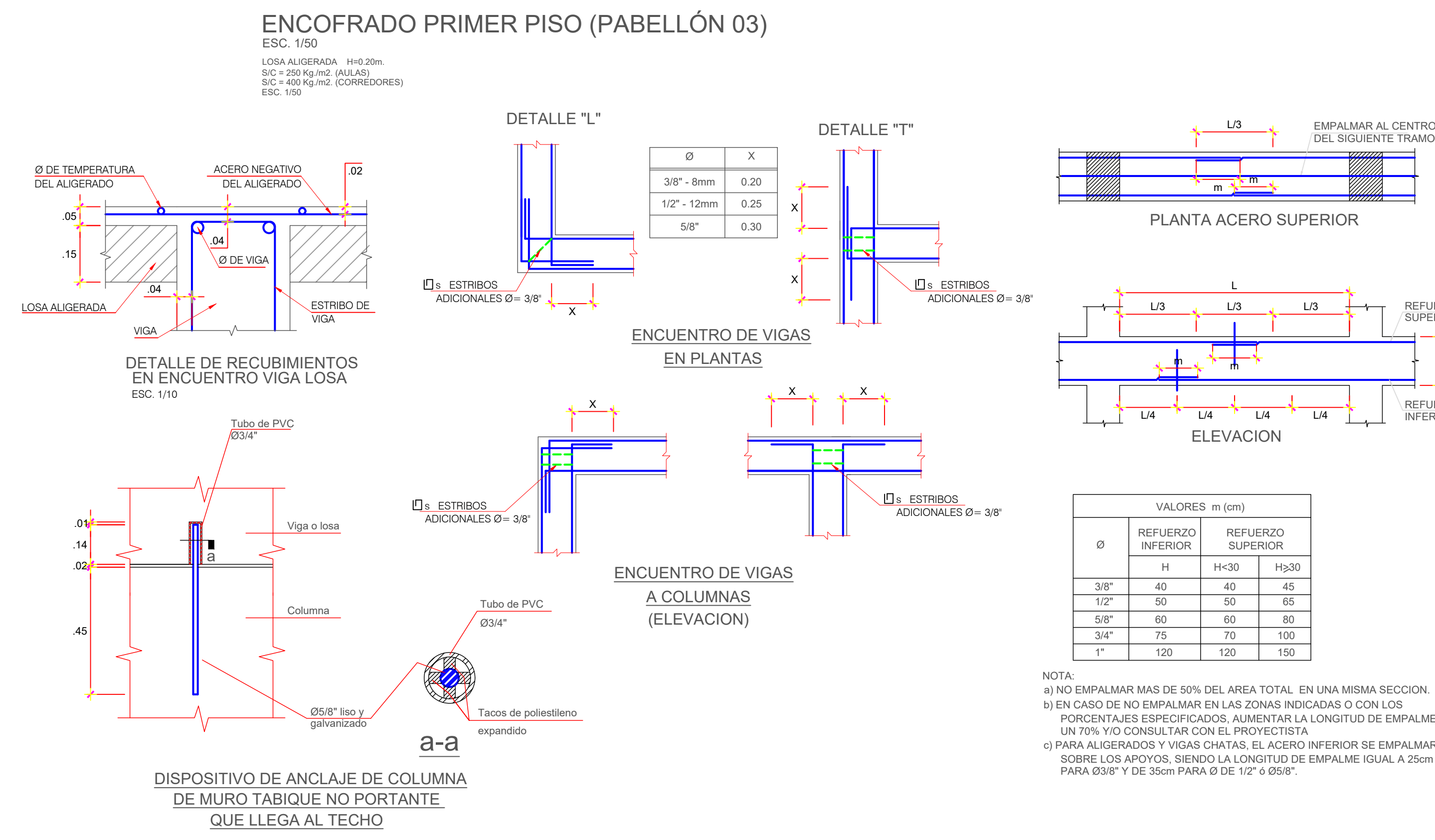
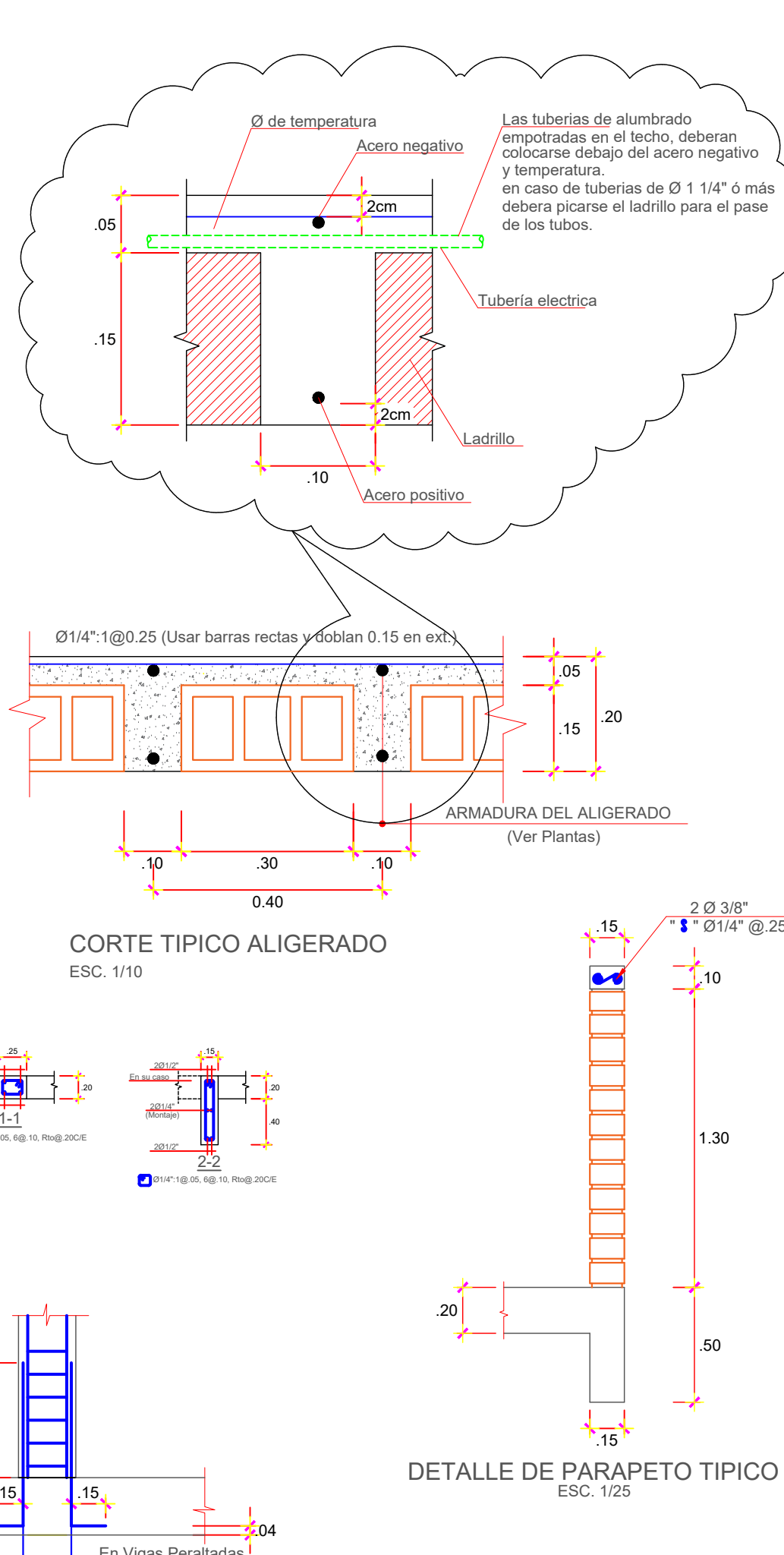
LÁMINA Nº:

PED-02



DETALLE DE VIGA DE CONEXION VC (30x60)





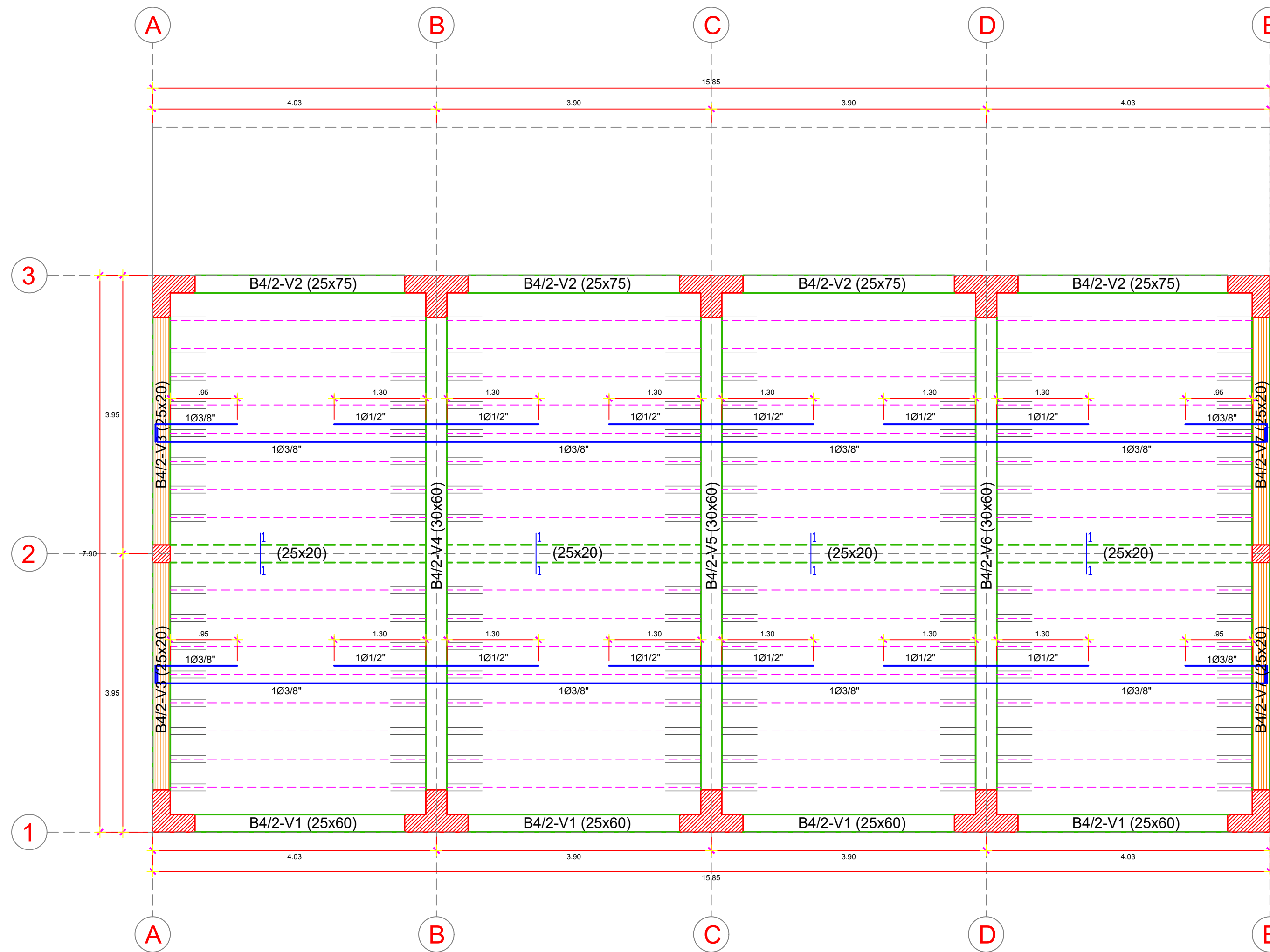
PROYECTO: ANALISIS SISMICO ESTATICO Y DINAMICO PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA I.E. Nº 22485 DEL CENTRO POBLADO DE YAUILLA, EN EL DISTRITO DE LOS AQJIES- ICA

PLANO: PLANO DE ESTRUCTURA ALIGERADO 1ER PISO PABELLÓN III

UBICACION: CENTRO POBLADO DE YAUILLA DIST.: LOS AQJIES PROV.: ICA DPTO.: ICA

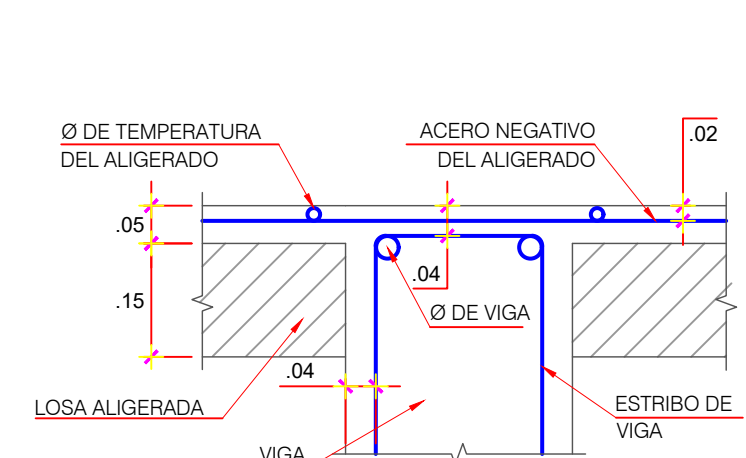
FECHA: JUNIO 2020 ESCALA: 1/50 CONSULTOR:

LAMINA Nº: PE-11



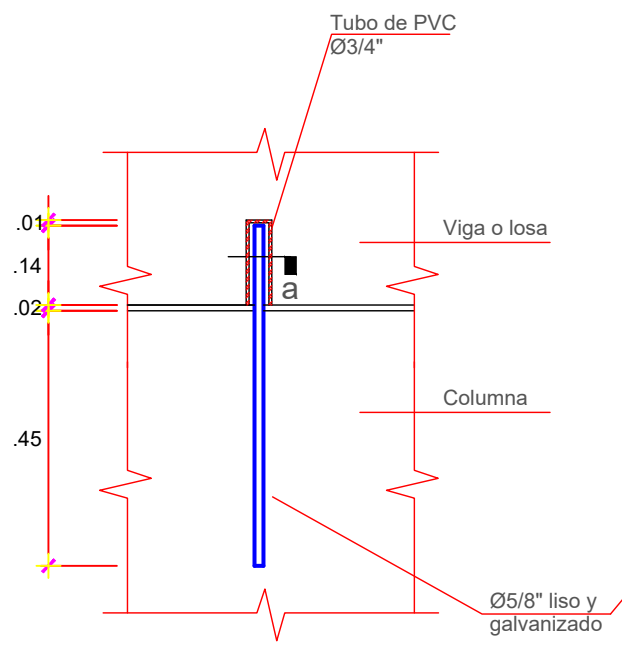
ENCOFRADO SEGUNDO PISO (PABELLÓN 03)

ESC. 1/50
LOSA ALIGERADA H=0.20m
S/C = 150 Kg/m² (MANTENIMIENTO)
ESC. 1/50

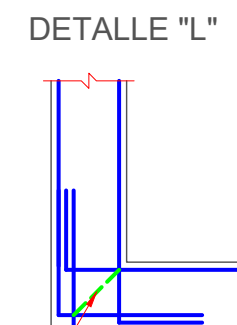


DETALLE DE RECUBRIMIENTOS EN ENCUENTRO VIGA LOSA

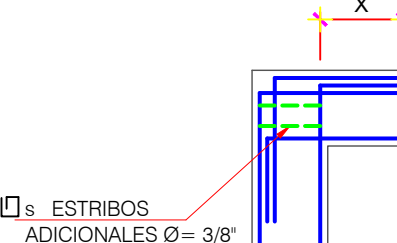
ESC. 1/10



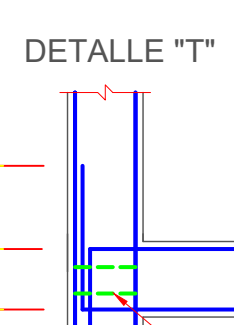
DISPOSITIVO DE ANCLAJE DE COLUMNA DE MURO TABIQUE NO PORTANTE QUE LLEGA AL TECHO



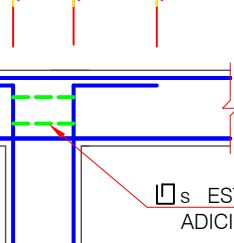
ENCUENTRO DE VIGAS EN PLANTAS



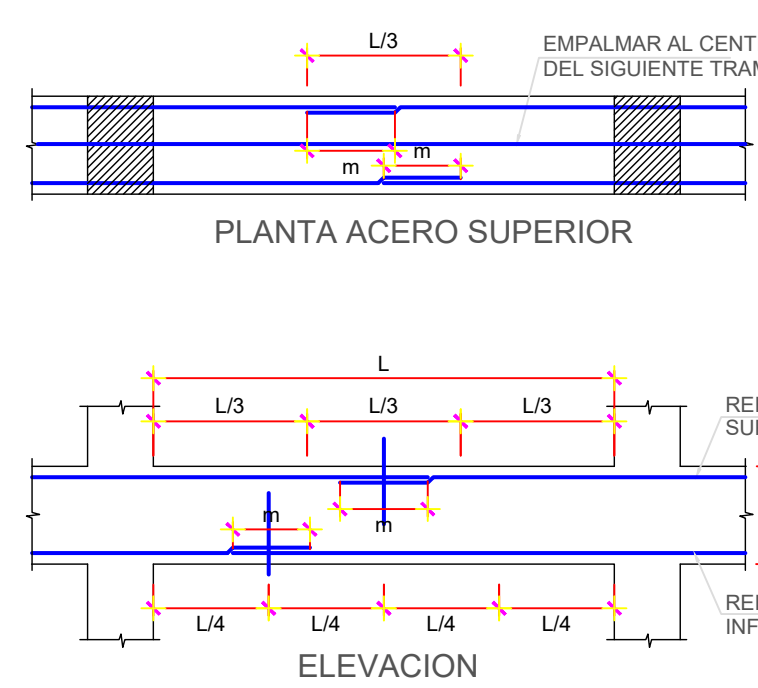
ENCUENTRO DE VIGAS A COLUMNAS (ELEVACION)



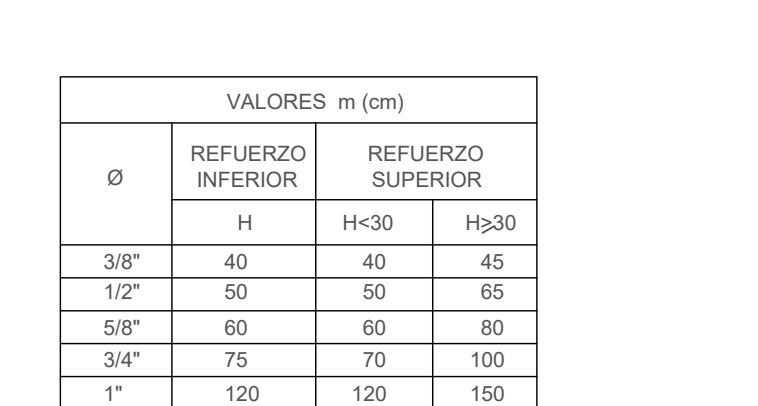
ENCUENTRO DE VIGAS EN PLANTAS



ENCUENTRO DE VIGAS A COLUMNAS (ELEVACION)



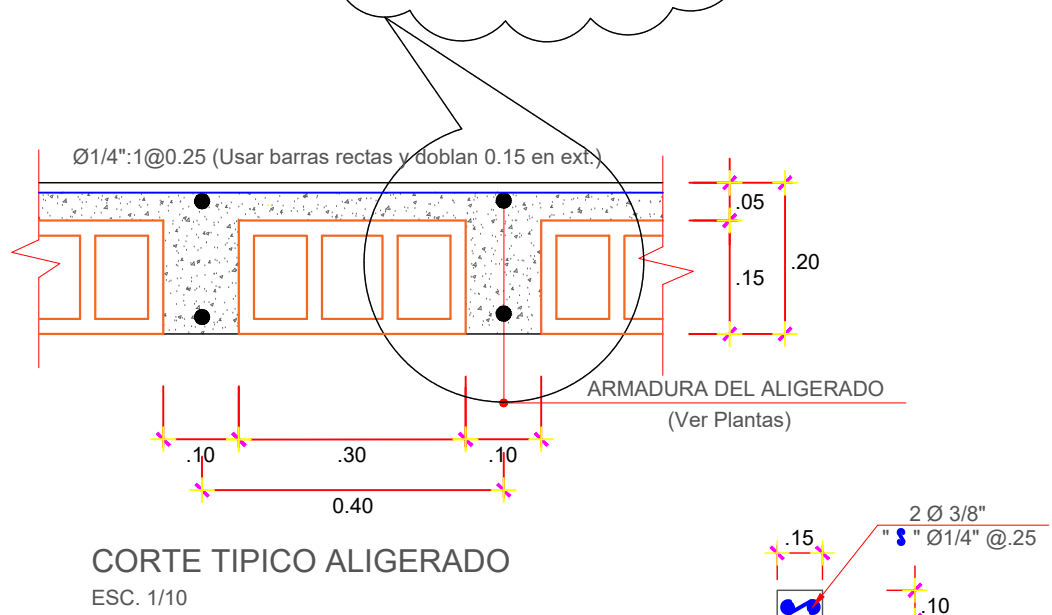
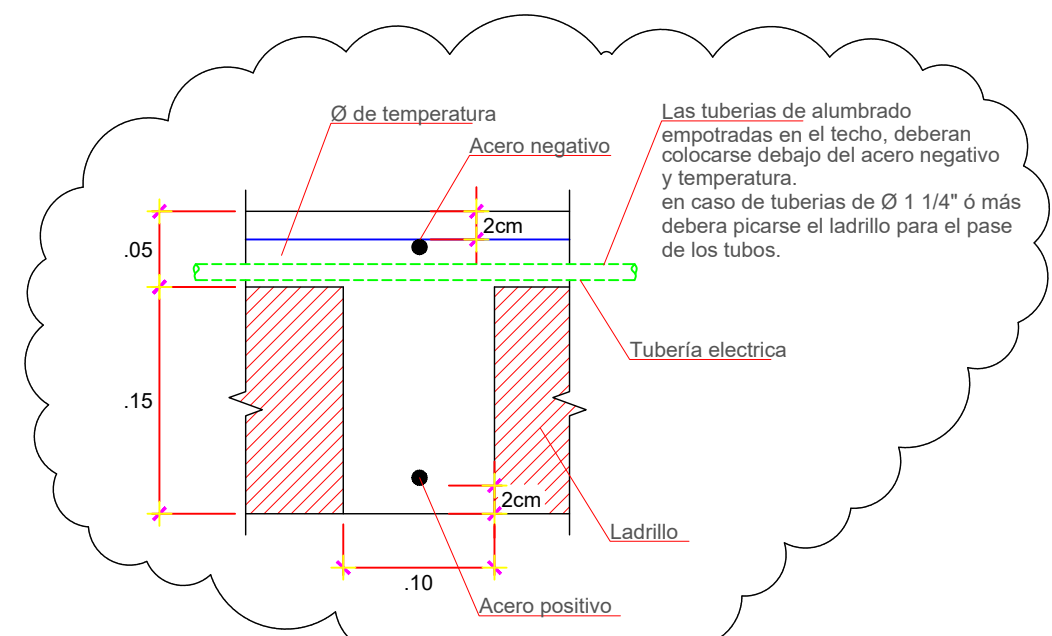
PLANTA ACERO SUPERIOR



ELEVACION

Ø	VALORES m (cm)		
	REFUERZO INTERIOR	REFUERZO SUPERIOR	
3/8"	40	40	45
1/2"	50	50	55
5/8"	60	60	65
3/4"	75	70	100
1"	120	120	150

NOTA:
a) NO EMPALMAR MAS DE 50% DEL AREA TOTAL EN UNA MISMA SECCION.
b) EN CASO DE NO EMPALMAR EN LAS ZONAS INDICADAS O CON LOS PORCENTAJES ESPECIFICADOS, AUMENTAR LA LONGITUD DE EMPALME EN UN 70% Y/O CONSULTAR CON EL PROYECTISTA.
c) PARA ALIGERADOS Y VIGAS CON LAS EL ACERO INFERIOR SE EMPALMARA SOBRE LOS APOYOS, SIENDO LA LONGITUD DE EMPALME IGUAL A 25cm PARA Ø3/8" Y DE 35cm PARA Ø DE 1/2" O 5/8".



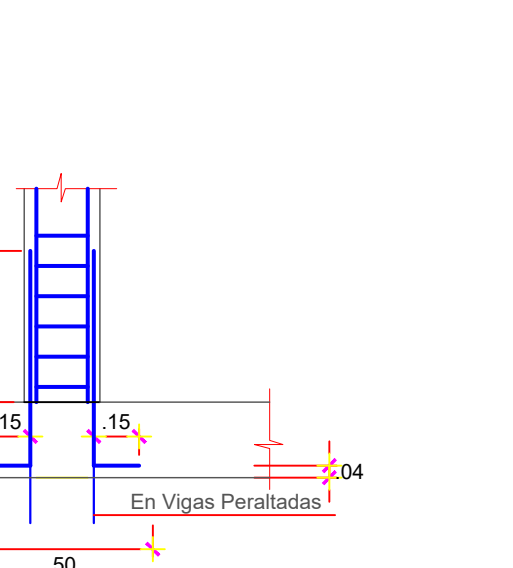
CORTE TIPOICO ALIGERADO

ESC. 1/10

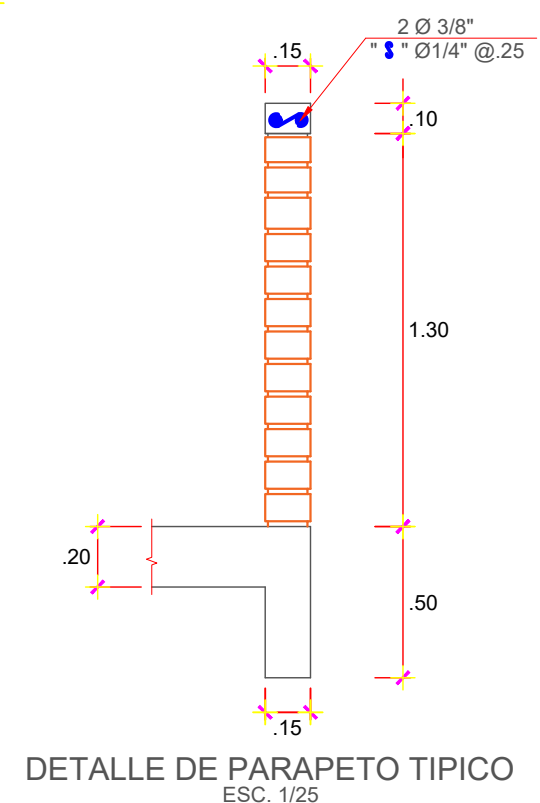


ANCLAJE DE COLUMNETA EN TECHOS

ESC. 1/25



DETALLE DE EMPALME DE VIGAS



VARIANTE DE MURO TABIQUE NO PORTANTE QUE LLEGA AL TECHO

VER DETALLE DE DISPOSITIVO DE ANCLAJE

ESC. 1/25

NOTA:

Las secciones de vigas de concreto reforzado

deben tener una longitud de empalme

igual a 25cm para Ø de 3/8" y 35cm para Ø de 1/2" o 5/8".

Para Ø de 3/8" y 1/2" se debe usar

refuerzo de acero inoxidable

o equivalente

o equivalente

o equivalente

o equivalente

o equivalente

o equivalente

o equivalente

o equivalente

o equivalente

o equivalente

o equivalente

o equivalente

o equivalente

o equivalente

o equivalente

o equivalente

o equivalente

o equivalente

o equivalente

o equivalente

o equivalente

o equivalente

o equivalente

o equivalente

o equivalente

o equivalente

o equivalente

o equivalente

o equivalente

o equivalente

o equivalente

o equivalente

o equivalente

o equivalente

o equivalente

o equivalente

o equivalente

o equivalente

o equivalente

o equivalente

o equivalente

o equivalente

o equivalente

o equivalente

o equivalente

o equivalente

o equivalente

o equivalente

o equivalente

o equivalente

o equivalente

o equivalente

o equivalente

o equivalente

o equivalente

o equivalente

o equivalente

o equivalente

o equivalente

o equivalente

o equivalente

o equivalente

o equivalente

o equivalente

o equivalente

o equivalente

o equivalente

o equivalente

o equivalente

o equivalente

o equivalente

o equivalente

o equivalente

o equivalente

o equivalente

o equivalente

o equivalente

o equivalente

o equivalente

o equivalente

o equivalente

o equivalente

o equivalente

o equivalente

o equivalente

o equivalente

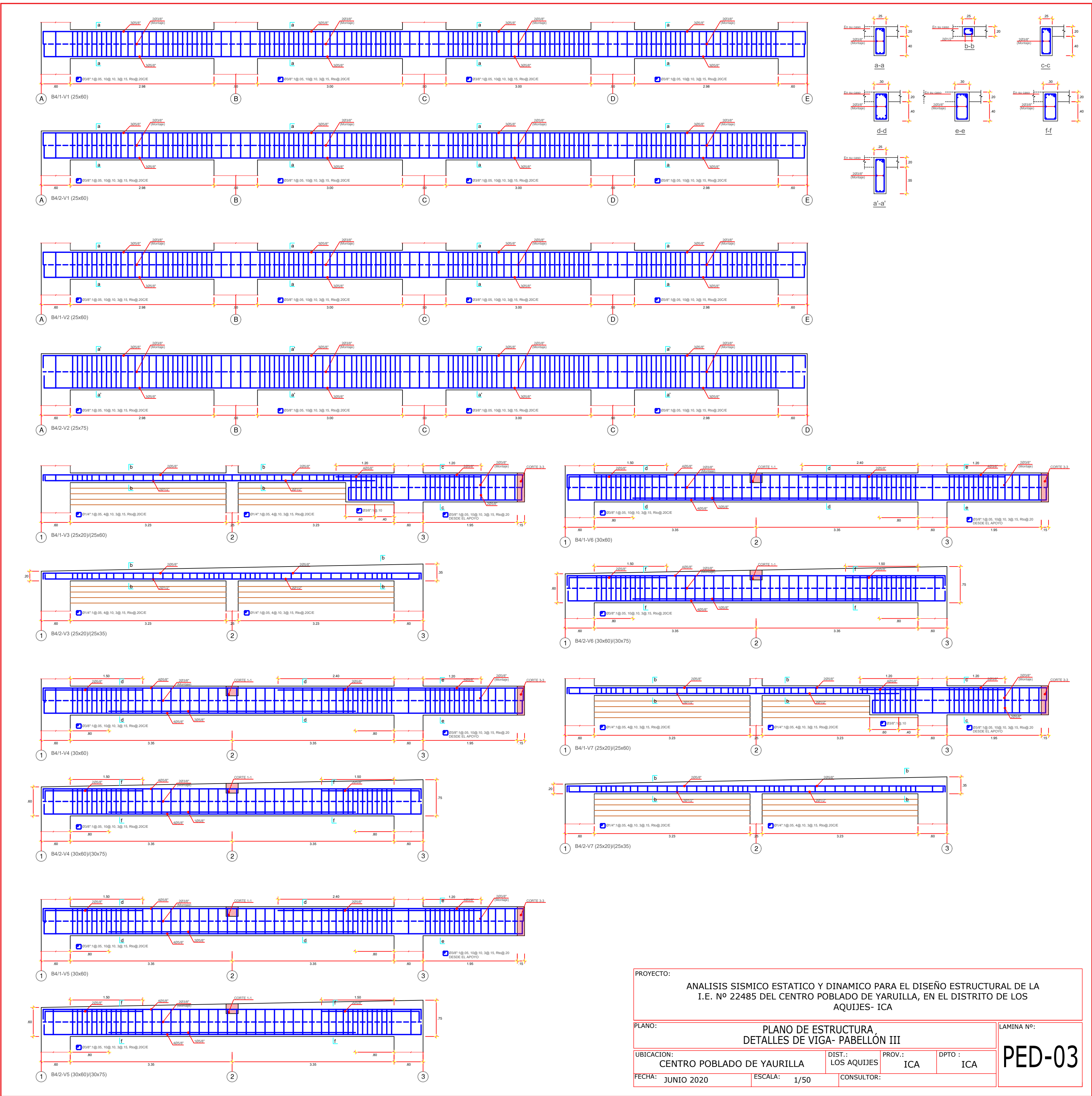
o equivalente

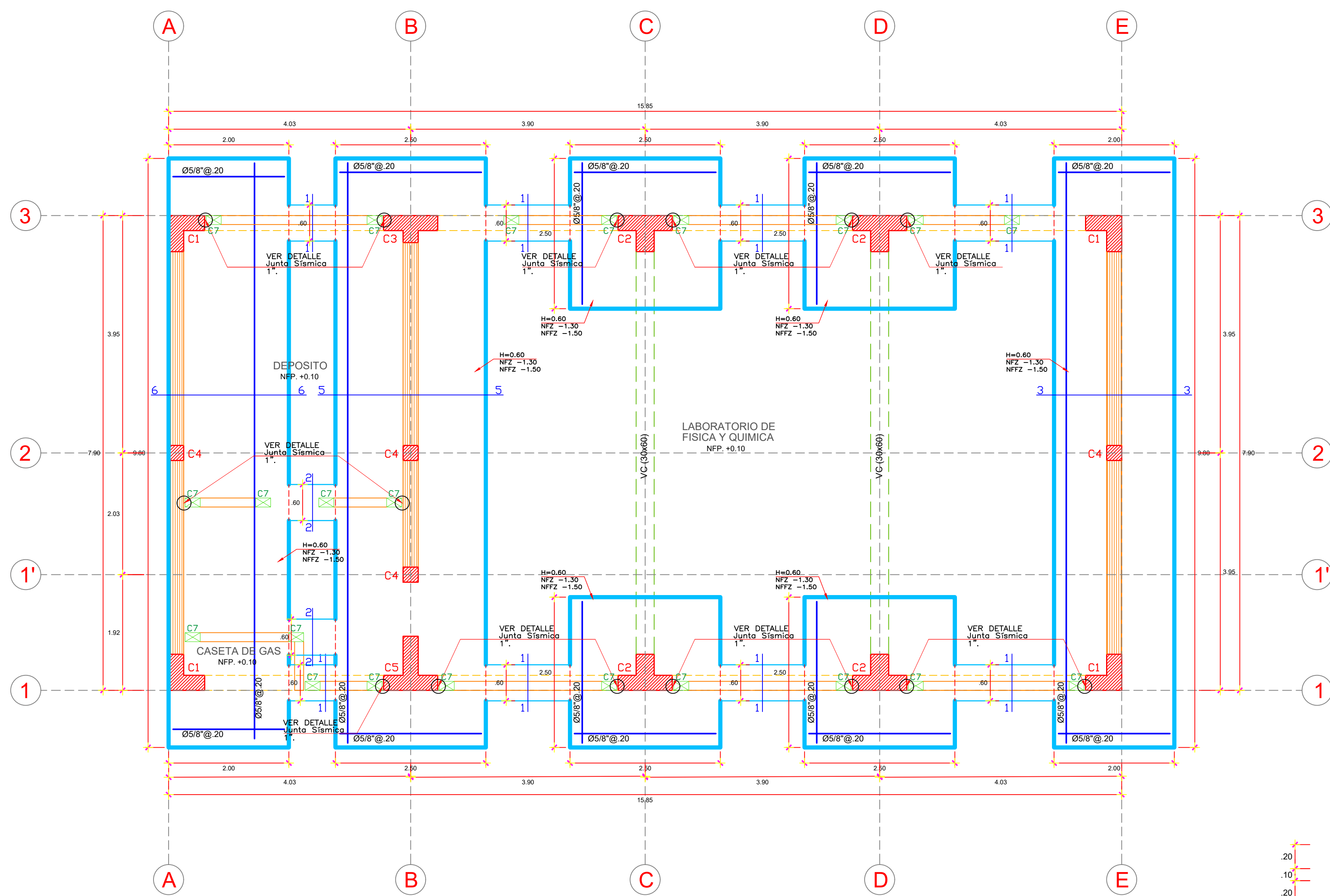
o equivalente

o equivalente

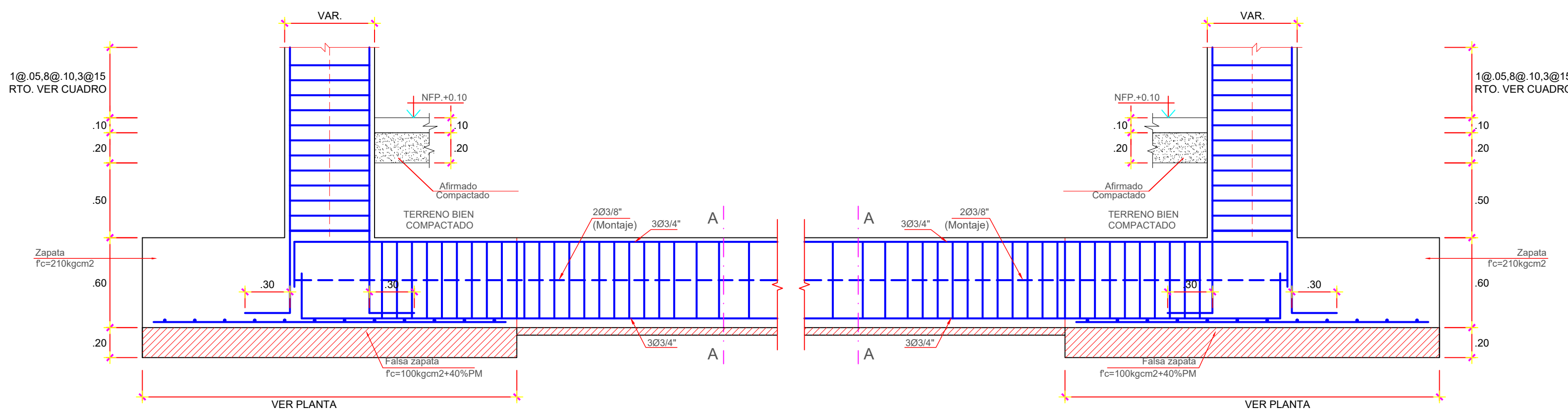
o equivalente

PROYECTO:			
ANALISIS SISMICO ESTATICO Y DINAMICO PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA I.E. Nº 22485 DEL CENTRO POBLADO DE YAUILLA, EN EL DISTRITO DE LOS AQIJES- ICA			
PLANO:		LAMINA Nº:	
CENTRO POBLADO DE YAUILLA		PE-12	
UBICACION:	DIST.:	PROV.:	DPTO.:
CENTRO POBLADO DE YAUILLA	LOS AQIJES	ICA	ICA
FECHA:	ESCALA:	CONSULTOR:	
JUNIO 2020	1/50		



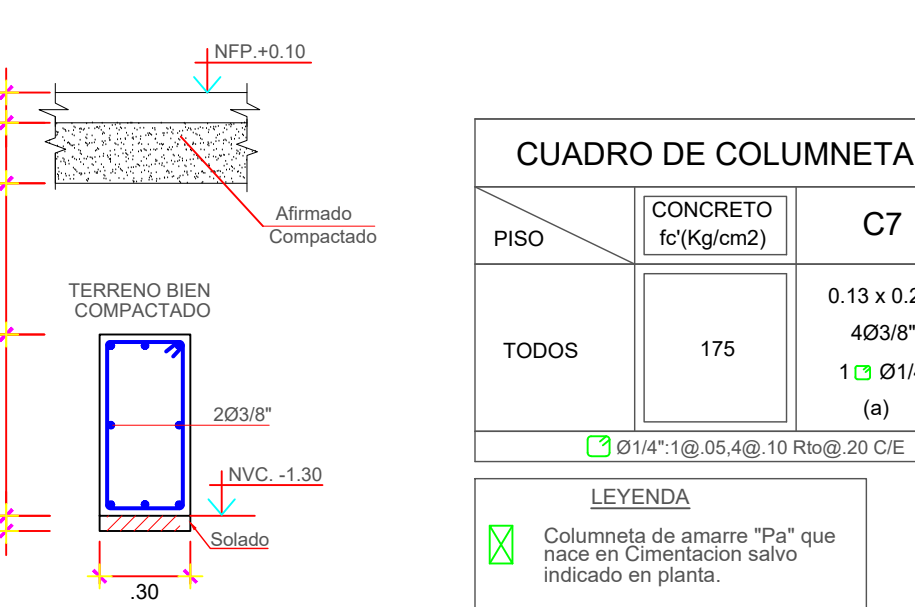


PLANTA DE CIMENTACION (PABELLÓN 04)
ESC. 1:50

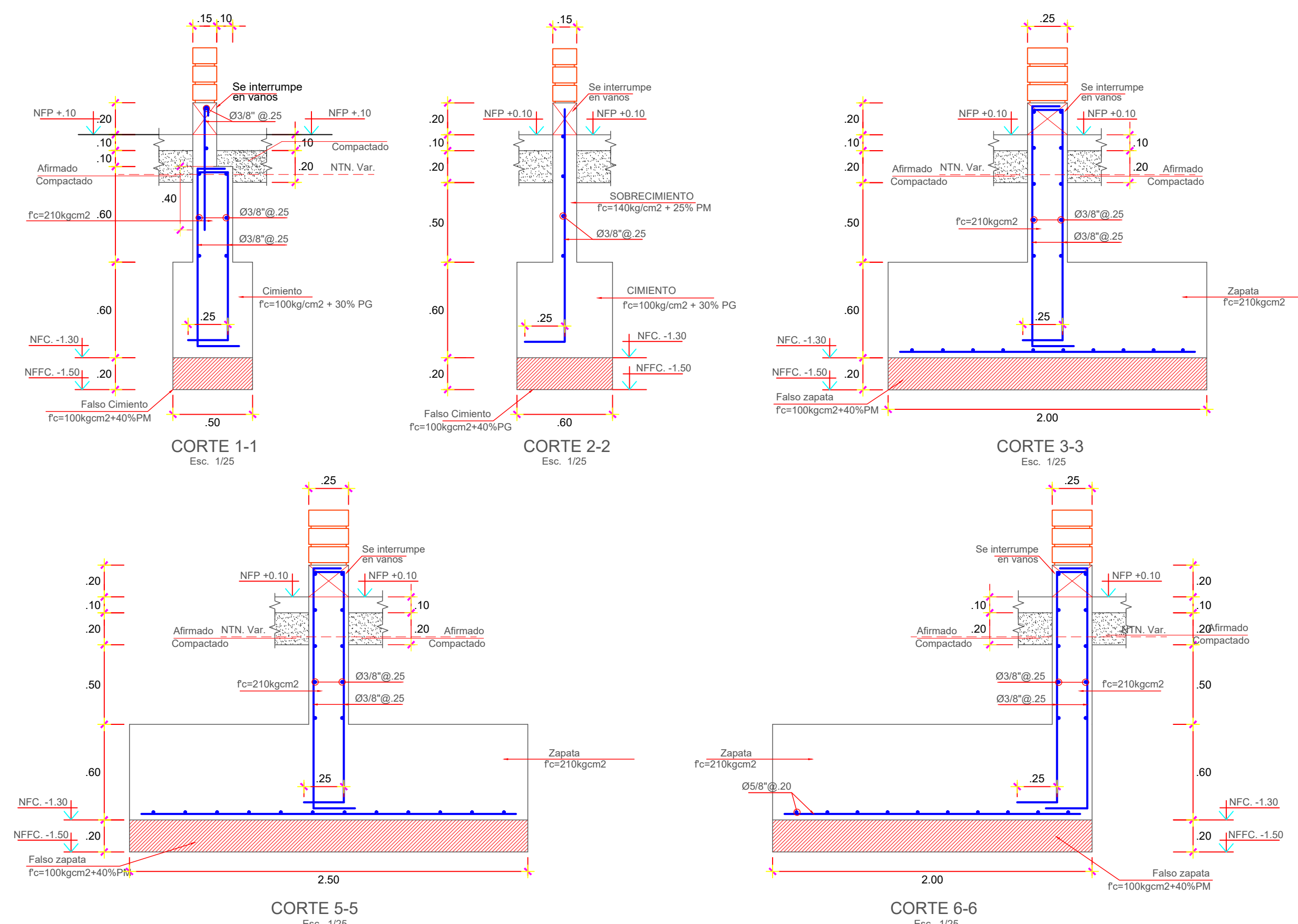


DETALLE DE VIGA DE CONEXION VC (30x60)
ESCALA 1:25

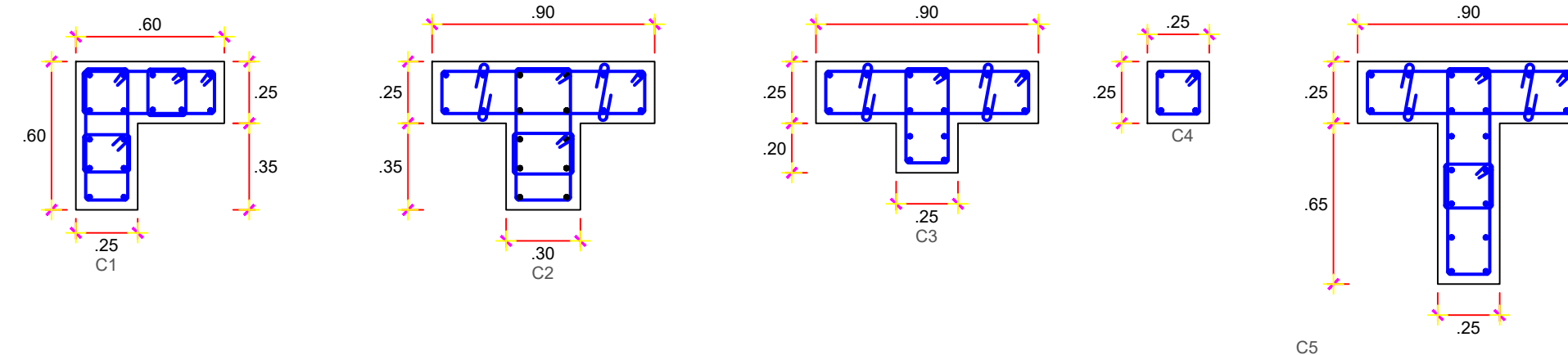
DETALLE TÍPICO DE MEJORAMIENTO DE SUELOS PARA
PISOS Y PAVIMENTOS EN INTERIORES DE LOS MODULOS
ESC. 1:25



CORTE A-A
VIGA DE CONEXION VC
6033/4"x2033/8"(MONTAJE)
4 Ø 11/4" 1Ø 05.10Ø 15.20Ø 15.20Ø 20CIE
ESCALA 1:25



CUADRO DE COLUMNAS						
PISO	CONCRETO f _c (Kg/cm ²)	C1	C2	C3	C4	C5
1º PISO	210	COL. L 0.60 x 0.60 16 Ø 5/8" 4 Ø 3/8" 1 Ø 5/8" 1 Ø 5/8" 15 RnØ 20 CIE	COL. T 0.90 x 0.60 16 Ø 5/8" 3 Ø 3/8" 2 Ø 3/8" 2 Ø 3/8" 15 RnØ 20 CIE	COL. T 0.90 x 0.45 16 Ø 5/8" 2 Ø 3/8" 2 Ø 3/8" 15 RnØ 20 CIE	COL. 0.25 x 0.25 4 Ø 5/8" 1 Ø 3/8" 1 Ø 3/8" 15 RnØ 20 CIE	COL. T 0.90 x 0.45 22 Ø 5/8" 3 Ø 3/8" 2 Ø 3/8" 15 RnØ 20 CIE
		16 Ø 5/8" 4 Ø 3/8" 1 Ø 5/8" 1 Ø 5/8" 15 RnØ 20 CIE	16 Ø 5/8" 3 Ø 3/8" 2 Ø 3/8" 2 Ø 3/8" 15 RnØ 20 CIE	16 Ø 5/8" 2 Ø 3/8" 2 Ø 3/8" 15 RnØ 20 CIE	4 Ø 5/8" 1 Ø 3/8" 1 Ø 3/8" 15 RnØ 20 CIE	22 Ø 5/8" 3 Ø 3/8" 2 Ø 3/8" 15 RnØ 20 CIE
2º PISO	210	COL. L 0.60 x 0.60 16 Ø 5/8" 4 Ø 3/8" 1 Ø 5/8" 1 Ø 5/8" 15 RnØ 20 CIE	COL. T 0.90 x 0.60 16 Ø 5/8" 3 Ø 3/8" 2 Ø 3/8" 2 Ø 3/8" 15 RnØ 20 CIE	COL. T 0.90 x 0.45 16 Ø 5/8" 2 Ø 3/8" 2 Ø 3/8" 15 RnØ 20 CIE	COL. 0.25 x 0.25 4 Ø 5/8" 1 Ø 3/8" 1 Ø 3/8" 15 RnØ 20 CIE	COL. T 0.90 x 0.45 22 Ø 5/8" 3 Ø 3/8" 2 Ø 3/8" 15 RnØ 20 CIE
		16 Ø 5/8" 4 Ø 3/8" 1 Ø 5/8" 1 Ø 5/8" 15 RnØ 20 CIE	16 Ø 5/8" 3 Ø 3/8" 2 Ø 3/8" 2 Ø 3/8" 15 RnØ 20 CIE	16 Ø 5/8" 2 Ø 3/8" 2 Ø 3/8" 15 RnØ 20 CIE	4 Ø 5/8" 1 Ø 3/8" 1 Ø 3/8" 15 RnØ 20 CIE	22 Ø 5/8" 3 Ø 3/8" 2 Ø 3/8" 15 RnØ 20 CIE



CUADRO DE COLUMNETA		
PISO	CONCRETO f _c (Kg/cm ²)	C7
TODOS	175	0.13 x 0.25 4 Ø 3/8" 1 Ø 5/4" (a)

LEYENDA:
Columneta de alambre "Pn" que
está en Cimentación salvo
indicado en planta.



PROYECTO: ANALISIS SISMICO ESTATICO Y DINAMICO PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA I.E. Nº 22485 DEL CENTRO POBLADO DE YAURILLA, EN EL DISTRITO DE LOS AJIQUES- ICA

PLANO: PLANO DE ESTRUCTURA CIMENTACIÓN PABELLÓN IV

UBICACION: CENTRO POBLADO DE YAURILLA

FECHA: JUNIO 2020

DIST.: LOS AJIQUES

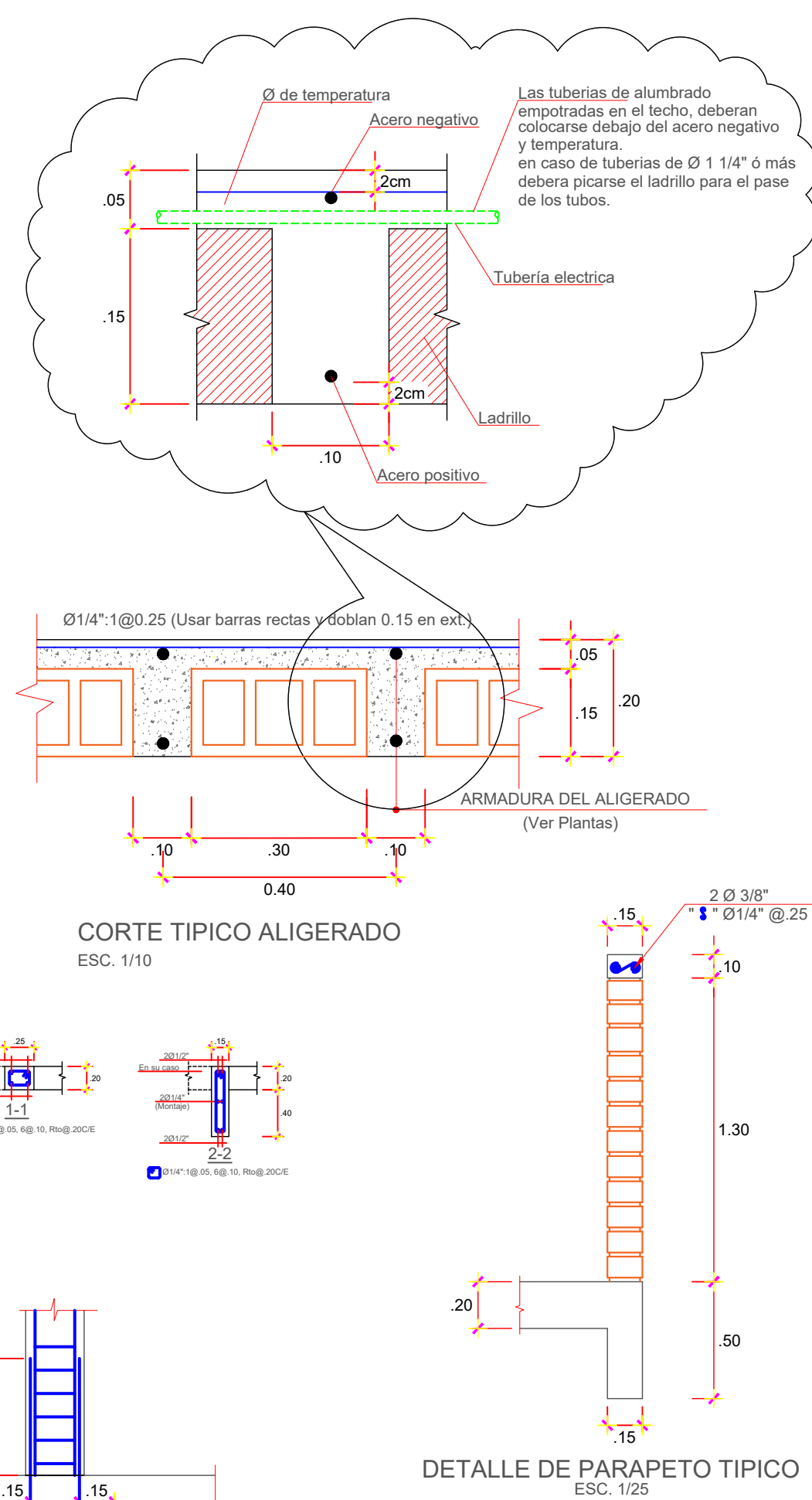
ESCALA: 1/50

PROV.: ICA

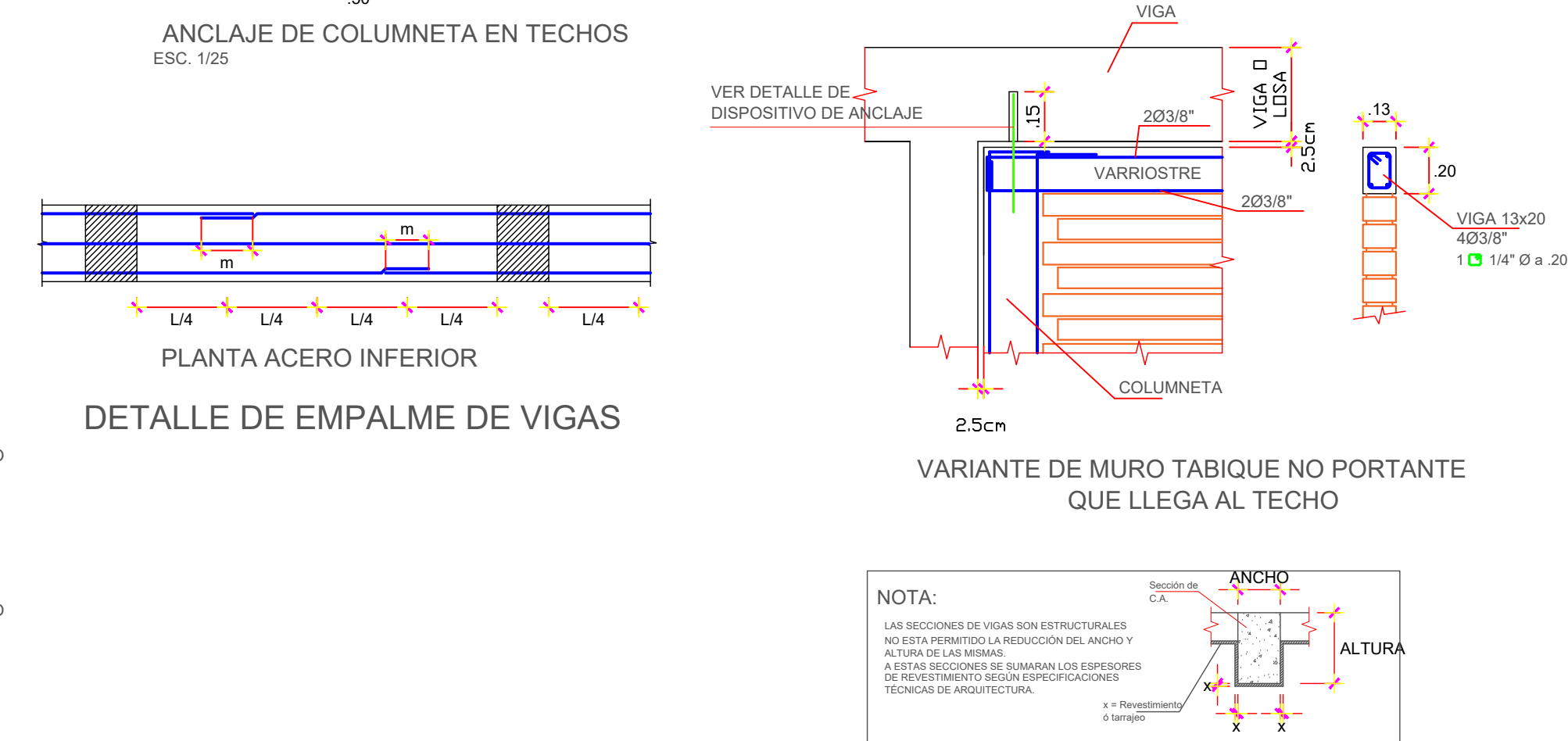
DPTO.: ICA

CONSULTOR:

LAMINA Nº: PE-04



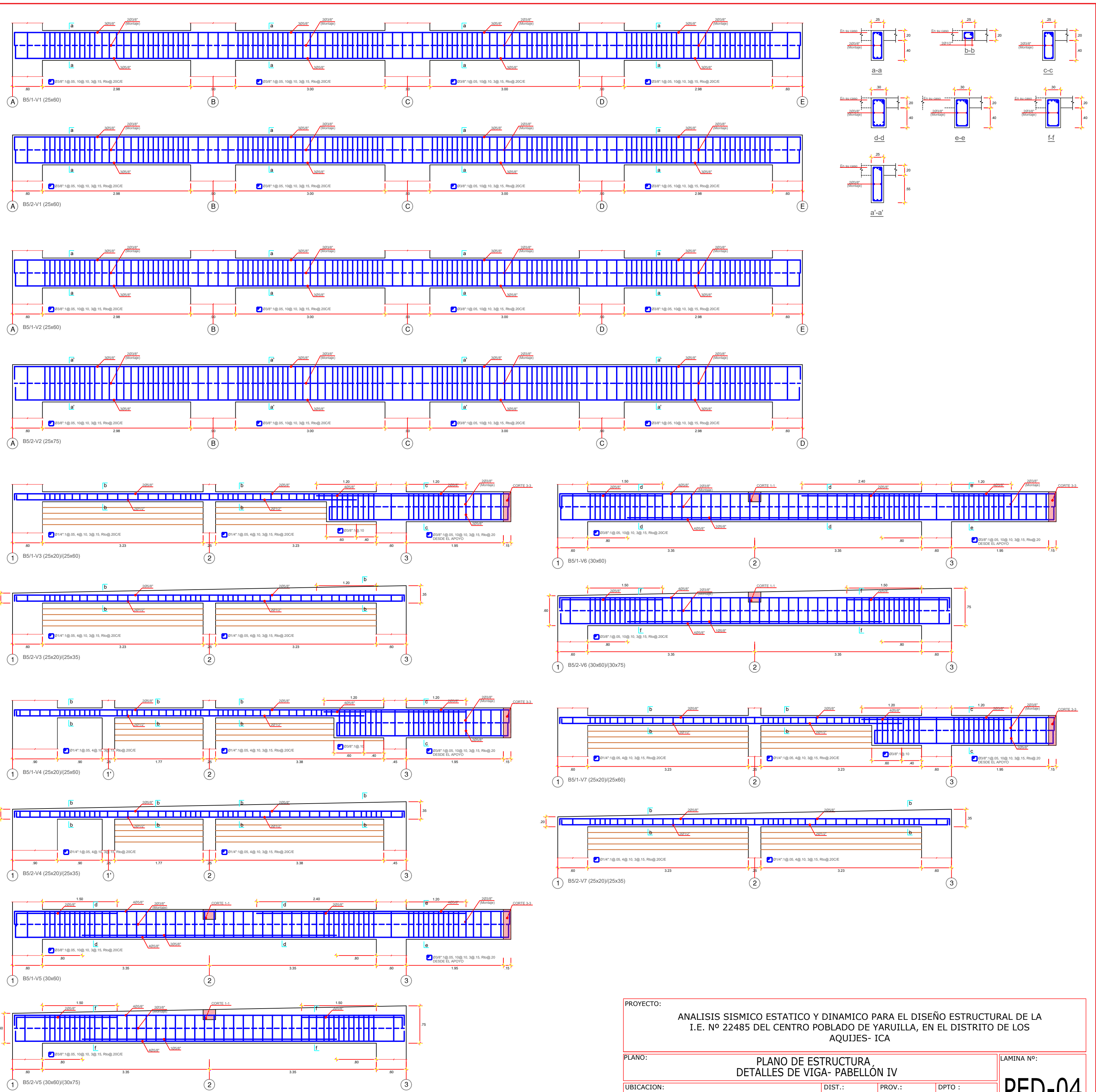
LOGA ALIGERADA H=0.20
S/C = 300 Kg/m2. (LABORAT
S/C = 400 Kg/m2. (CORRED
ESC. 1/50



PLANO: PLANO DE ESTRUCTURA, ALIGERADO 1ER PISO PABELLÓN IV			
UBICACION: CENTRO POBLADO DE YAUILLA		DIST.: LOS AJQUIES	PROV.: ICA
FECHA: JUNIO 2020		ESCALA: 1/50	CONSULTOR: ICA

LAMINA N°

PE-13

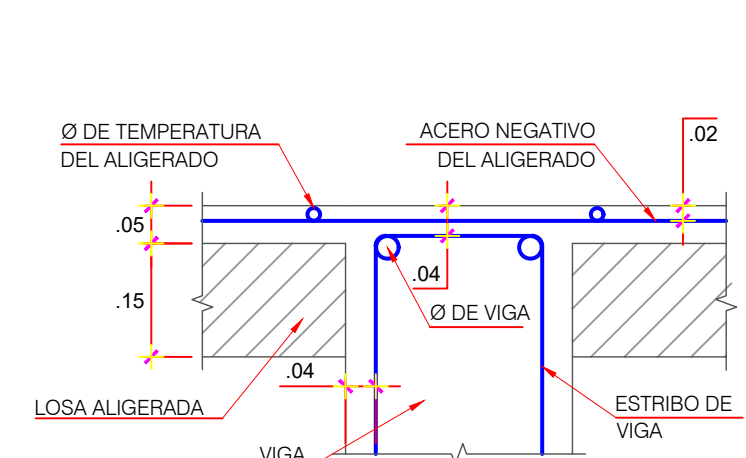


PROYECTO: ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO Y DINÁMICO PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA I.E. Nº 22485 DEL CENTRO POBLADO DE YAUILLA, EN EL DISTRITO DE LOS AQUINES- ICA				
PLANO: PLANO DE ESTRUCTURA, DETALLES DE VIGA- PABELLÓN IV		LÁMINA Nº:		
UBICACIÓN: CENTRO POBLADO DE YAUILLA	DIST. LOS AQUINES	PROV. ICA	DPTO. ICA	PED-04
FECHA: JUNIO 2020	ESCALA: 1/50	CONSULTOR:		



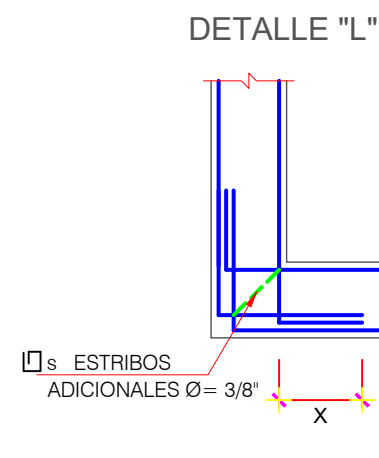
ENCOFRADO SEGUNDO PISO (PABELLÓN 05)

ESC. 1/50
LOSA ALIGERADA H=0.20m
S/C = 150 Kg/m² (MANTENIMIENTO)
ESC. 1/50

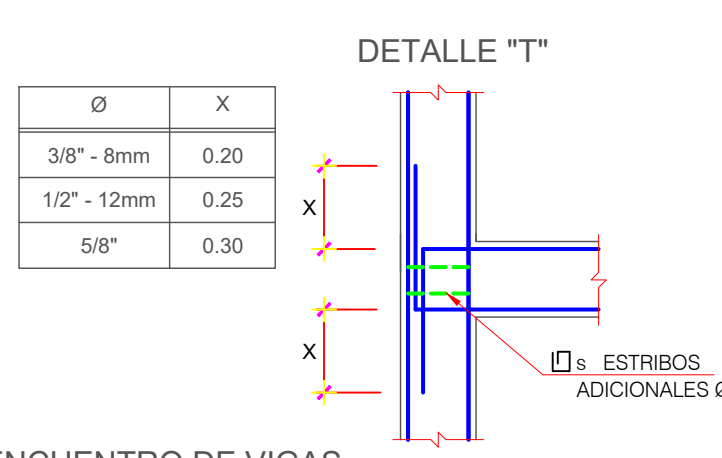


DETALLE DE RECUBRIMIENTOS EN ENCUENTRO VIGA LOSA

ESC. 1/10

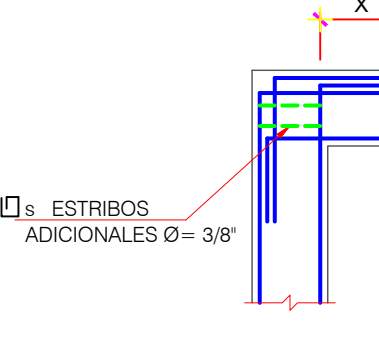


DETALLE "L"

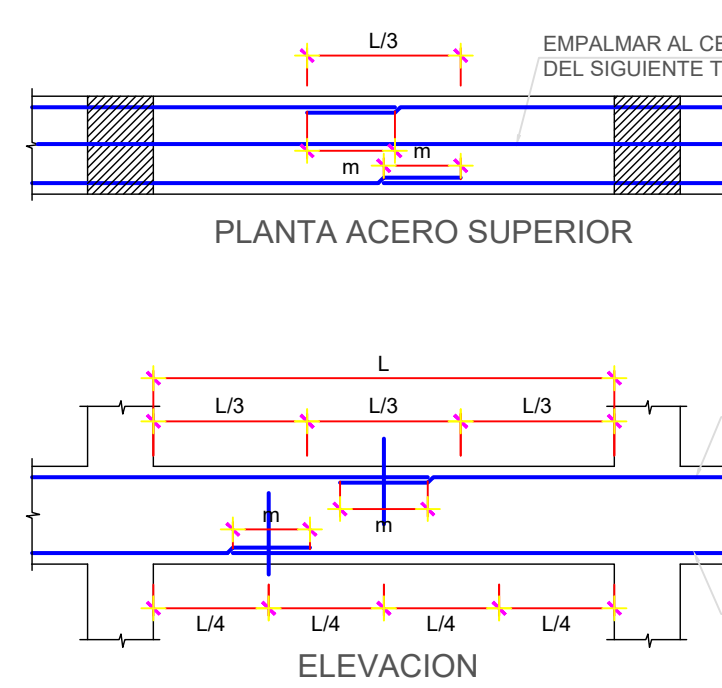


DETALLE "T"

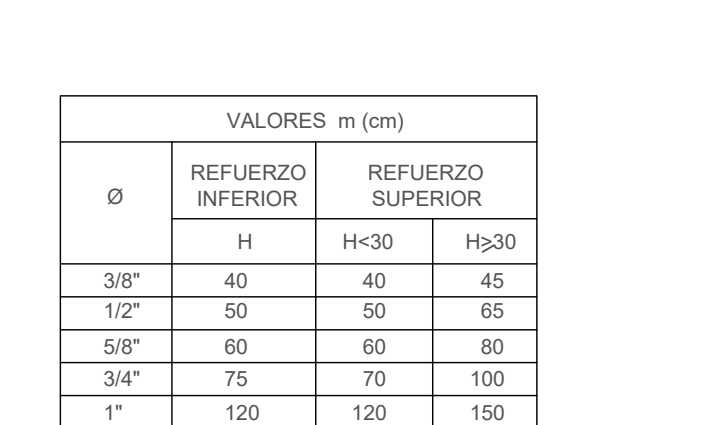
ENCUENTRO DE VIGAS EN PLANTAS



ENCUENTRO DE VIGAS A COLUMNAS (ELEVACION)



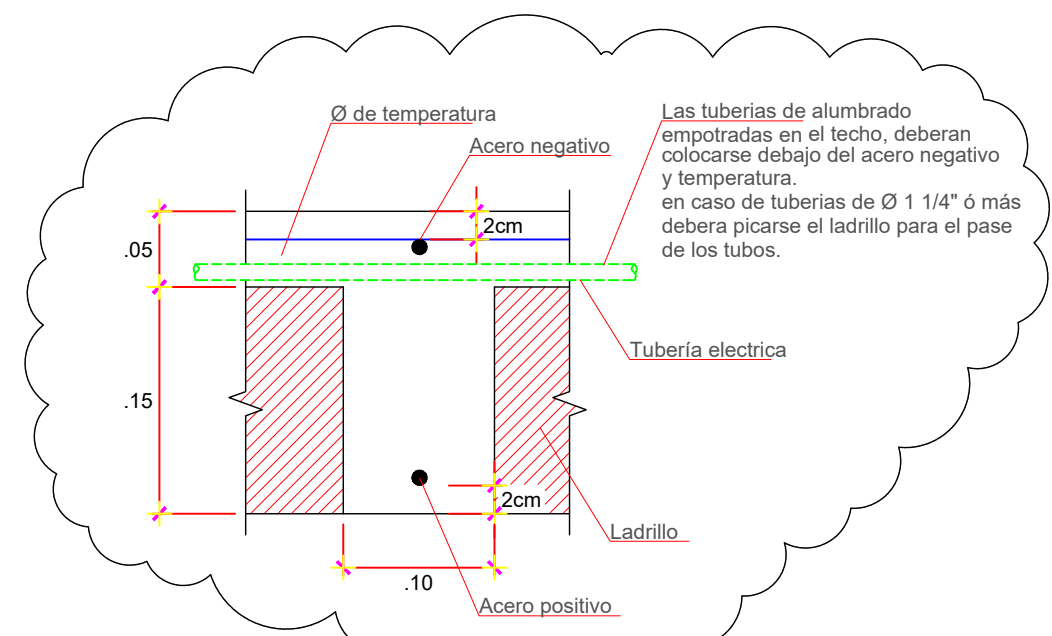
PLANTA ACERO SUPERIOR



ELEVACION

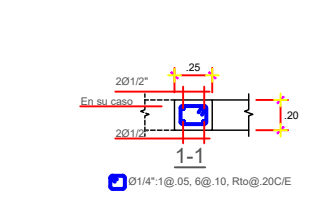
NOTA:
a) NO EMPALMAR MAS DE 50% DEL AREA TOTAL EN UNA MISMA SECCION.
b) EN CASO DE NO EMPALMAR EN LAS ZONAS INDICADAS O CON LOS PORCENTAJES ESPECIFICADOS, AUMENTAR LA LONGITUD DE EMPALME EN UN 70% Y/O CONSULTAR CON EL PROYECTISTA.
c) PARA ALIGERADOS Y VIGAS CHATAS, EL ACERO INFERIOR SE EMPALMARA SOBRE LOS APOYOS, SIENDO LA LONGITUD DE EMPALME IGUAL A 25cm PARA Ø3/8" Y DE 35cm PARA Ø DE 1/2" O 5/8".

Ø	VALORES m (cm)		
	REFUERZO INFERIOR	REFUERZO SUPERIOR	
3/8"	40	40	45
1/2"	50	50	55
5/8"	60	60	65
3/4"	75	70	100
1"	120	120	150



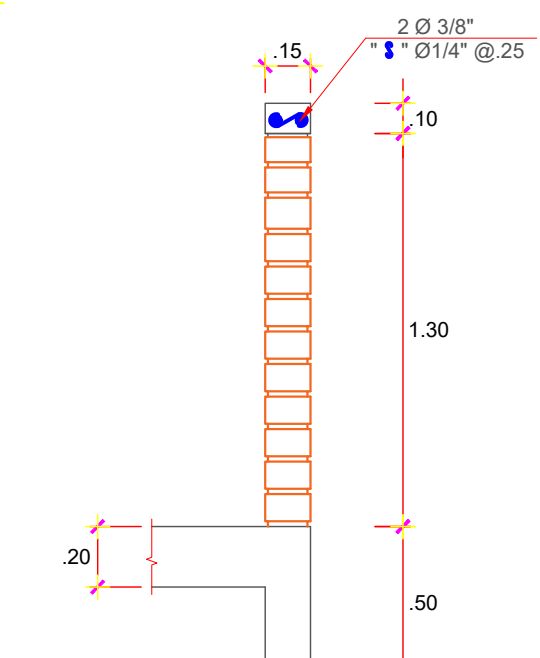
CORTE TIPOICO ALIGERADO

ESC. 1/10



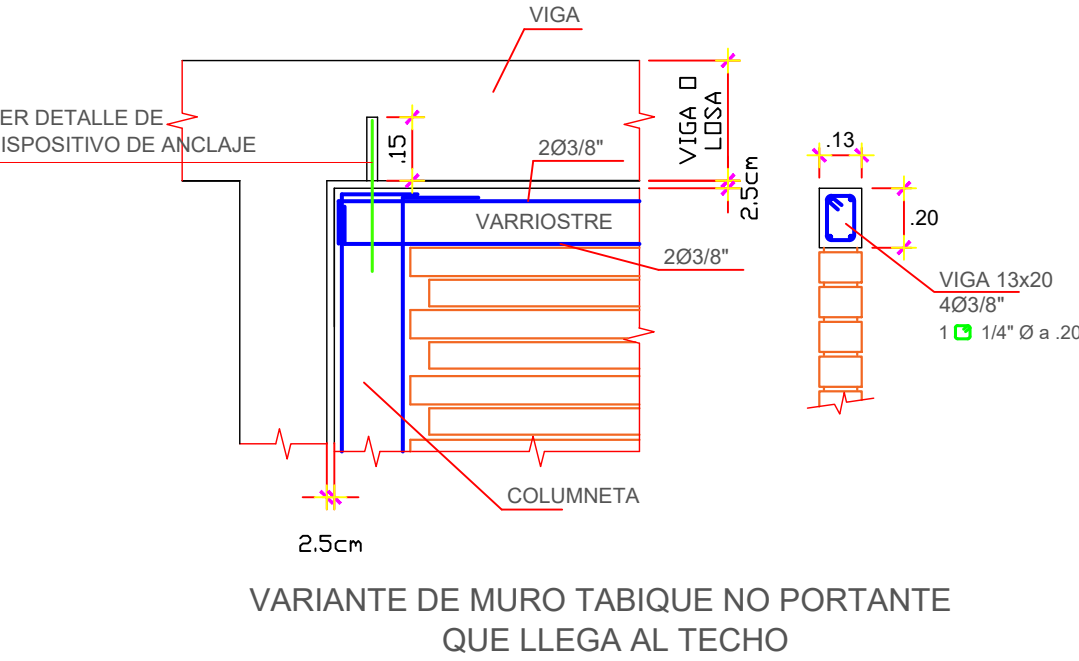
ANCLAJE DE COLUMNETA EN TECHOS

ESC. 1/25



DETALLE DE PARAPETO TIPOICO

ESC. 1/25

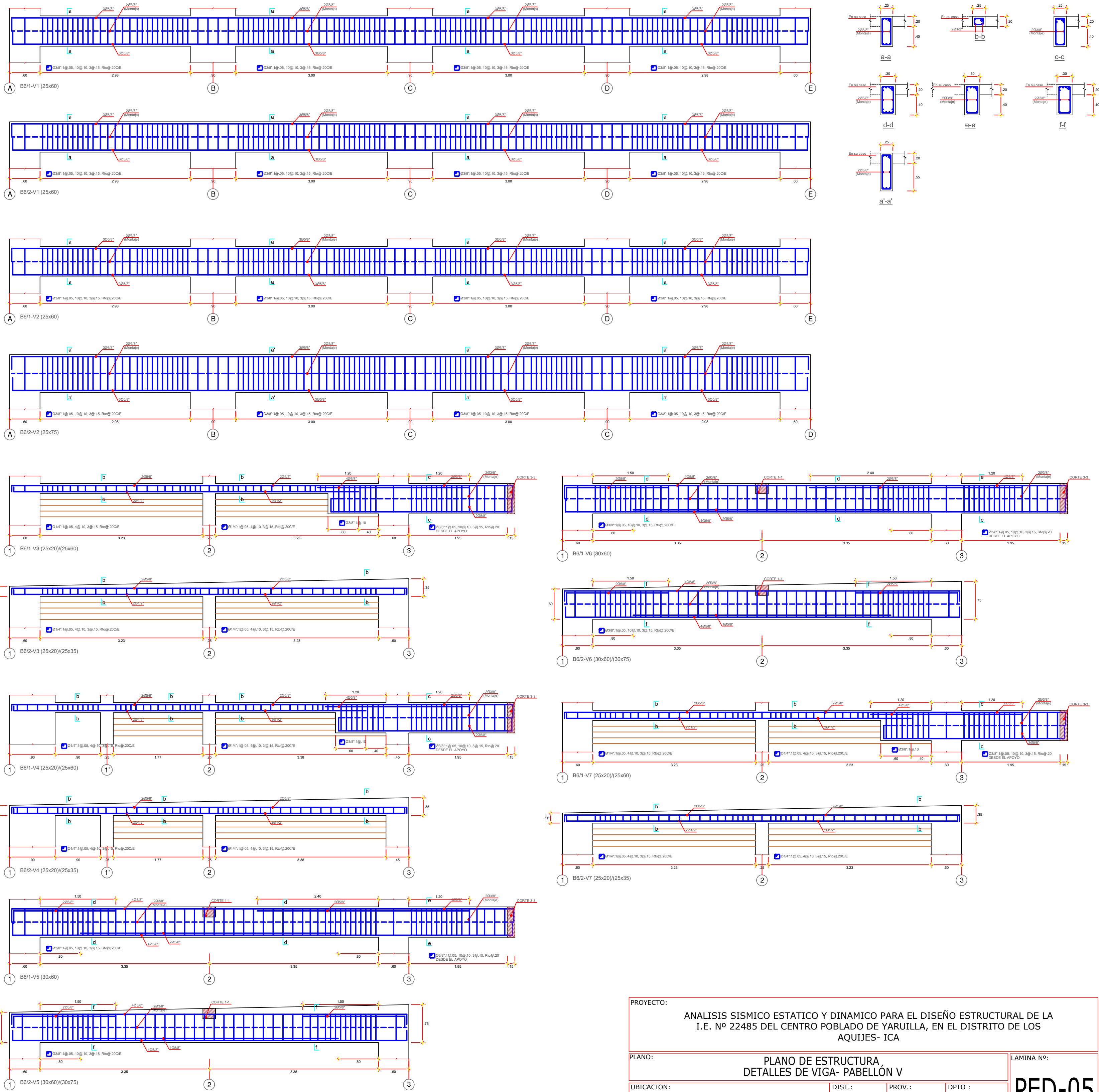


VARIANTE DE MURO TABIQUE NO PORTANTE QUE LLEGA AL TECHO

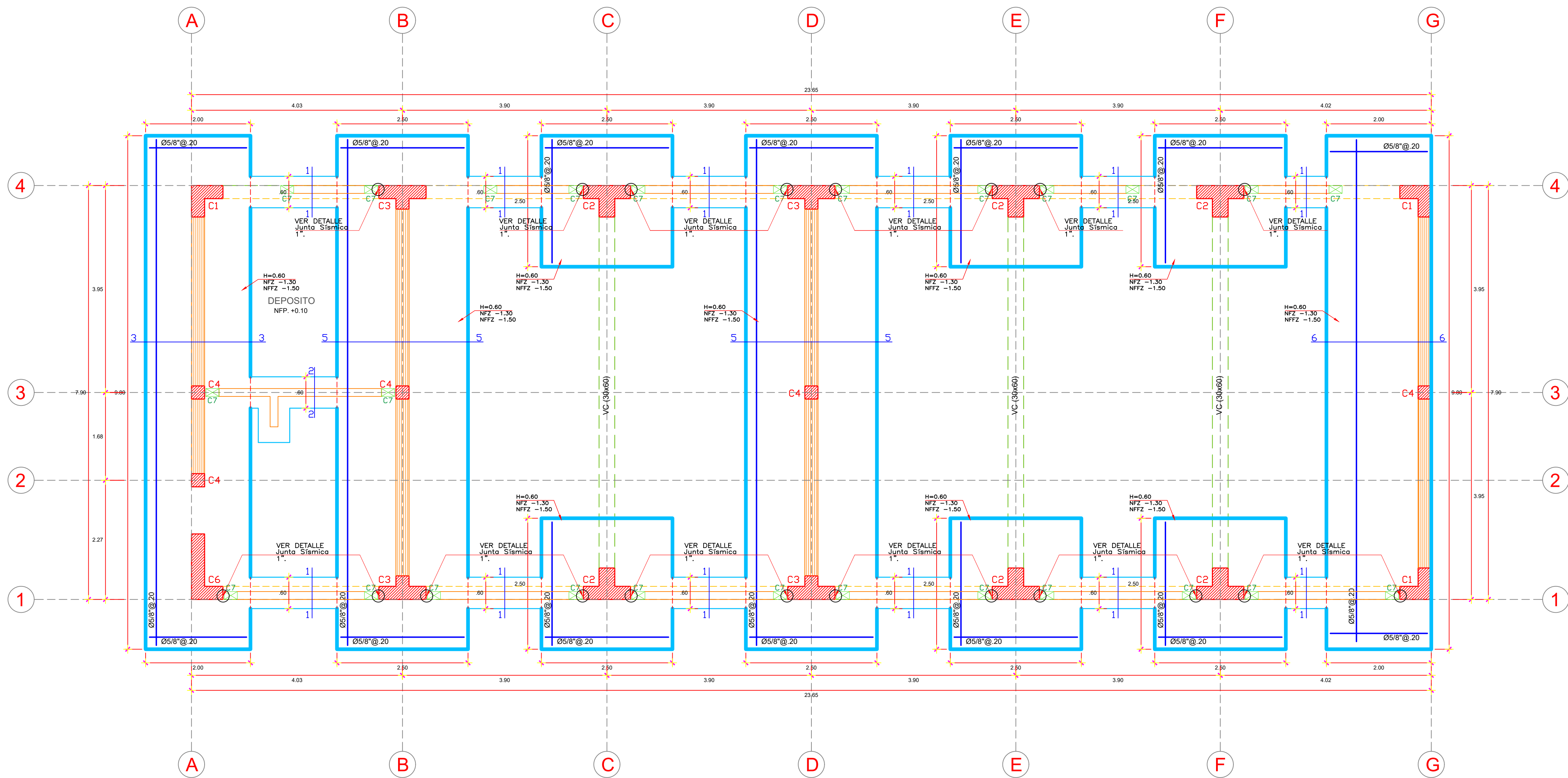
NOTA:

LAS REINFORCACIONES DE VIGAS SON EXTERNAS AL MURO. NO SE DEBE PERDIDA LA REINFORCACION DEL MURO Y A LOS REINFORCACIONES DE LOS MUROS SE DEBE DAR LA DEBIDA ATENCION EN SU DISEÑO Y CONSTRUCCION SEGUN LAS INDICACIONES DEL PROYECTO Y LAS NORMAS DE CONSTRUCCION DE ACERO.

PROYECTO:			
ANALISIS SISMICO ESTATICO Y DINAMICO PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA I.E. Nº 22485 DEL CENTRO POBLADO DE YARUILLA, EN EL DISTRITO DE LOS AQUÍES- ICA			
PLANO:		PLANO DE ESTRUCTURA ALIGERADO 2DO PISO PABELLÓN V	
UBICACION:		CENTRO POBLADO DE YARUILLA	
FECHA:		JUNIO 2020	
ESCALA:		1/50	
CONSULTOR:		LOS AQUÍES ICA	
DPTO :		ICA	
LAMINA Nº:		PE-16	



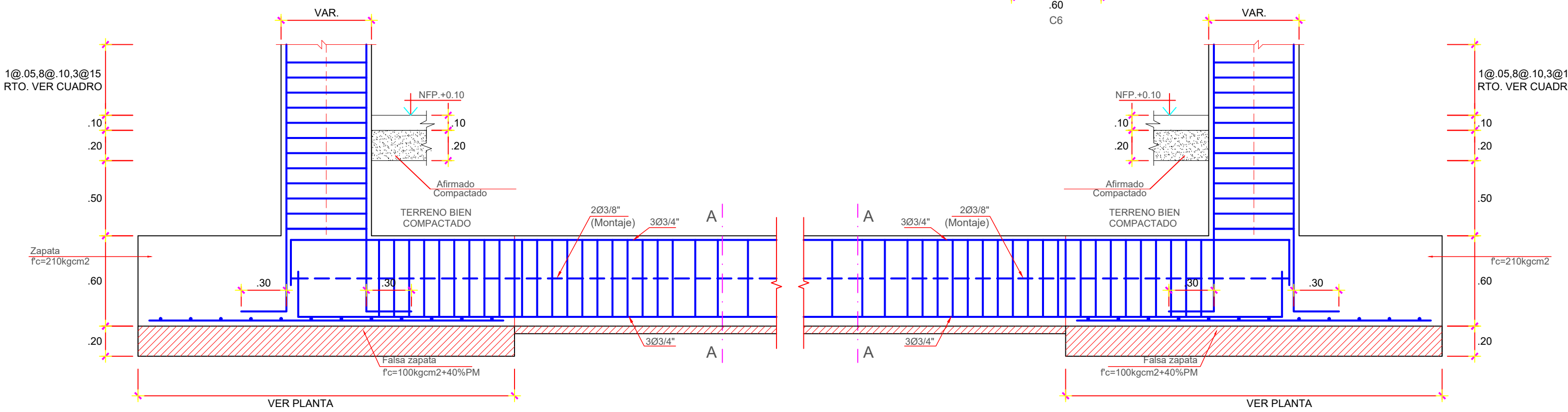
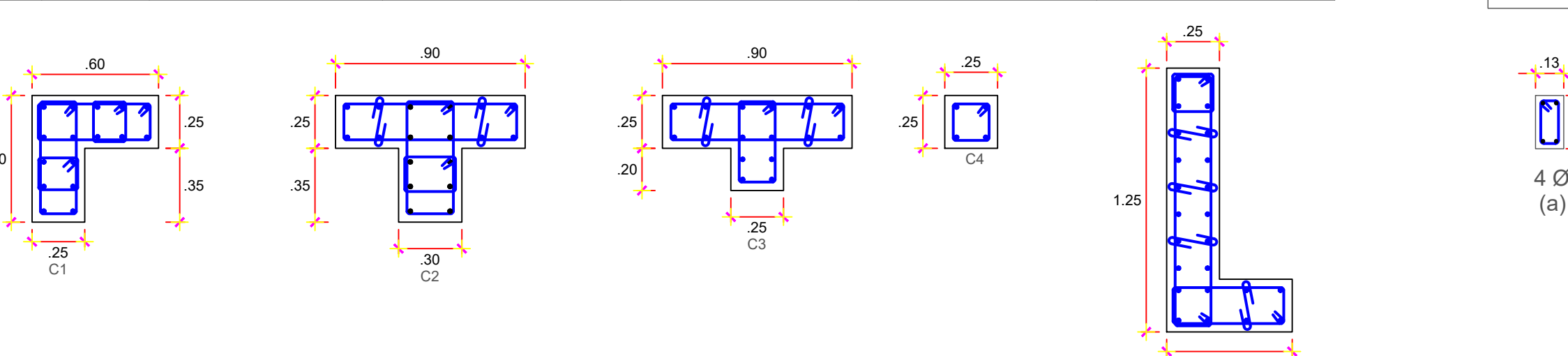
PROYECTO: ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO Y DINÁMICO PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA I.E. Nº 22485 DEL CENTRO POBLADO DE YAUILLA, EN EL DISTRITO DE LOS AQUINES- ICA				
PLANO: PLANO DE ESTRUCTURA, DETALLES DE VIGA- PABELLÓN V			LÁMINA Nº:	
UBICACIÓN: CENTRO POBLADO DE YAUILLA	DIST. : LOS AQUINES	PROV. : ICA	DPTO : ICA	PED-05
FECHA: JUNIO 2020	ESCALA: 1/50	CONSULTOR:		



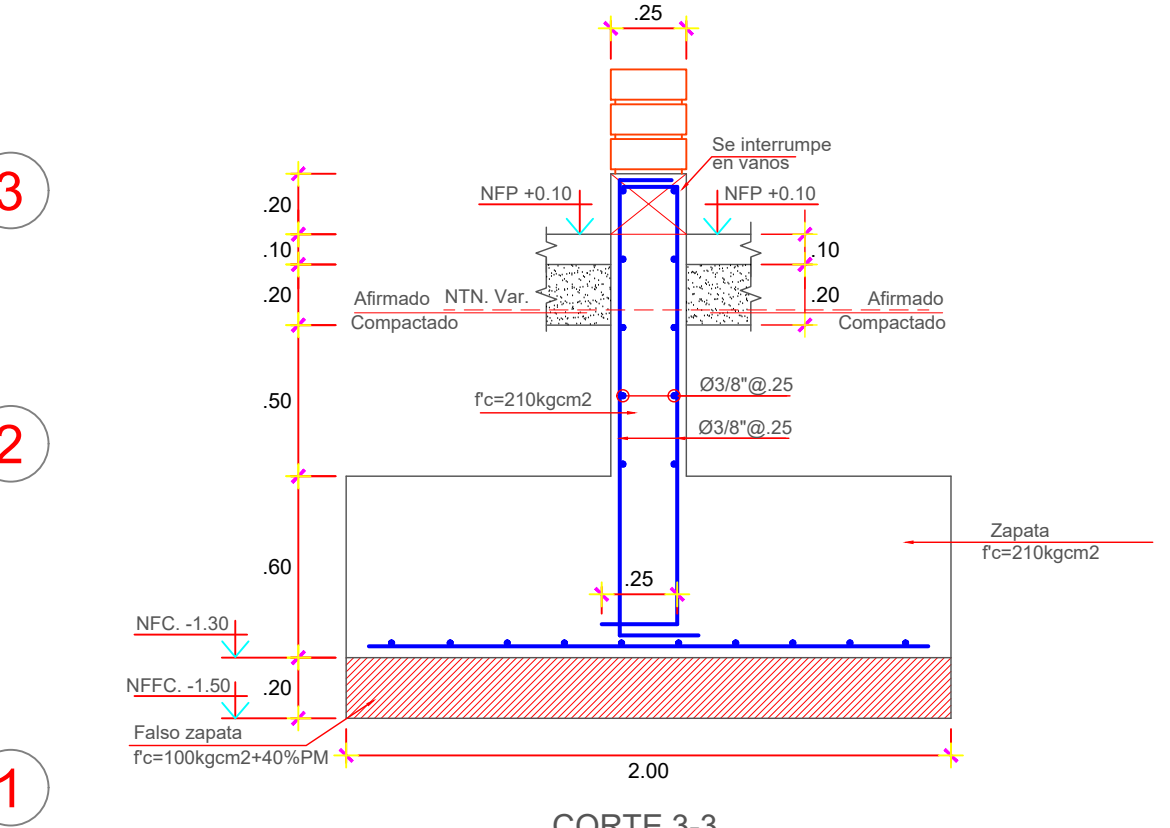
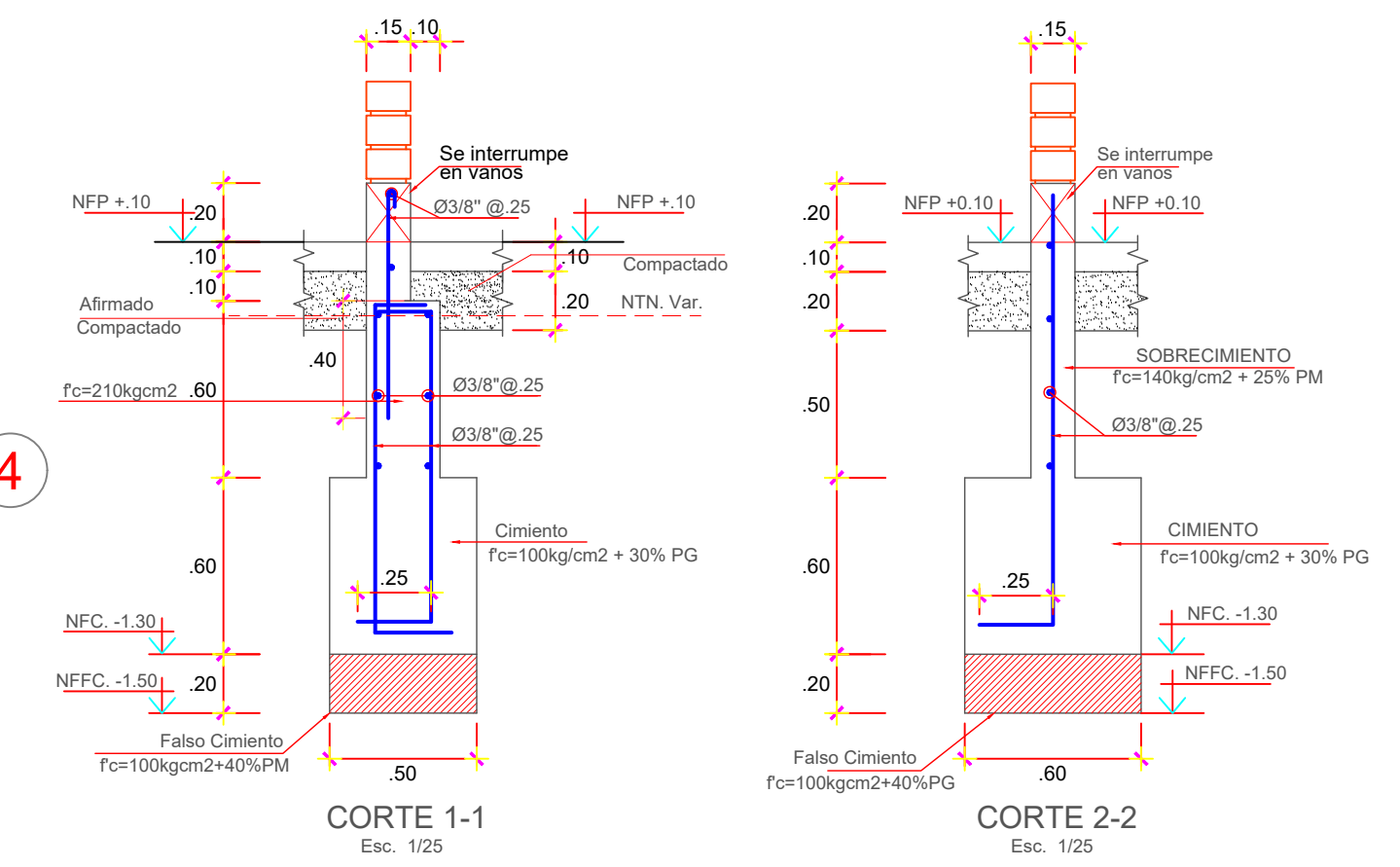
PLANTA DE CIMENTACION (PABELLÓN 06)
ESC. 1/50

CUADRO DE COLUMNAS						
PISO	CONCRETO C18(kg/cm²)	C1	C2	C3	C4	C6
1º PISO	210	COL. L 0.90 x 0.60 16 Ø 5/8" 4 Ø 3/4" 2 Ø 1/2" @ 25	COL. T 0.90 x 0.90 16 Ø 5/8" 10 Ø 3/4" x 8" Ø 5/8" 2 Ø 1/2" @ 25	COL. T 0.90 x 0.45 16 Ø 5/8" 2 Ø 3/8" @ 25	COL. 0.25 x 0.25 4 Ø 5/8" 2 Ø 3/8" @ 25	COL. T 0.90 x 0.45 16 Ø 5/8" 24 Ø 5/8" 4 Ø 3/4" @ 25
		1 Ø 5/8, 10 Ø 1/2, 10 Ø 3/8, 15 Ø 1/2 @ 25	1 Ø 5/8, 10 Ø 1/2, 15 Ø 3/8, 15 Ø 1/2 @ 25	1 Ø 5/8, 10 Ø 1/2, 15 Ø 3/8, 15 Ø 1/2 @ 25	1 Ø 5/8, 10 Ø 1/2, 5 Ø 1/2, 15 Ø 1/2 @ 25	1 Ø 5/8, 10 Ø 1/2, 5 Ø 1/2, 15 Ø 1/2 @ 25
2º PISO	210	COL. L 0.90 x 0.60 16 Ø 5/8" 4 Ø 3/4" 2 Ø 1/2" @ 25	COL. T 0.90 x 0.90 16 Ø 5/8" 10 Ø 3/4" x 8" Ø 5/8" 2 Ø 1/2" @ 25	COL. T 0.90 x 0.45 16 Ø 5/8" 2 Ø 3/8" @ 25	COL. 0.25 x 0.25 4 Ø 5/8" 2 Ø 3/8" @ 25	COL. T 0.90 x 0.45 16 Ø 5/8" 24 Ø 5/8" 4 Ø 3/4" @ 25
		1 Ø 5/8, 10 Ø 1/2, 10 Ø 3/8, 15 Ø 1/2 @ 25	1 Ø 5/8, 10 Ø 1/2, 15 Ø 3/8, 15 Ø 1/2 @ 25	1 Ø 5/8, 10 Ø 1/2, 15 Ø 3/8, 15 Ø 1/2 @ 25	1 Ø 5/8, 10 Ø 1/2, 5 Ø 1/2, 15 Ø 1/2 @ 25	1 Ø 5/8, 10 Ø 1/2, 5 Ø 1/2, 15 Ø 1/2 @ 25

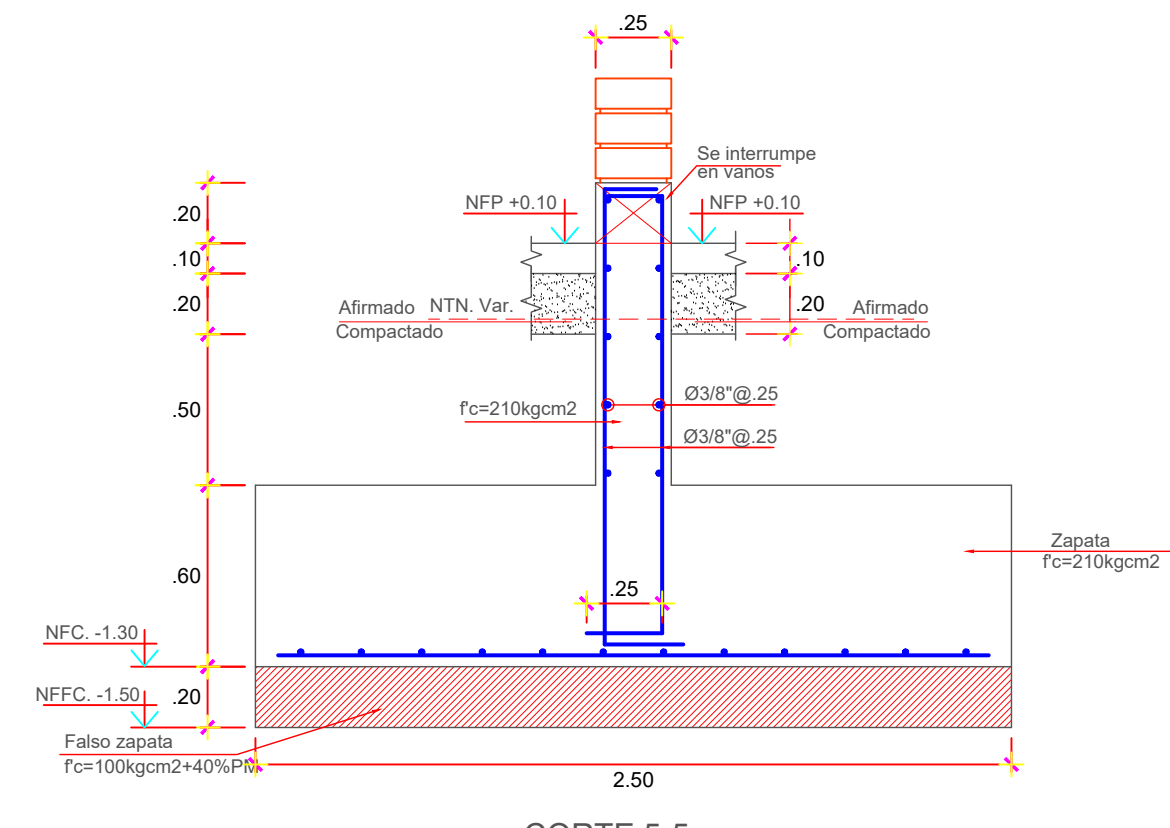
CUADRO DE COLUMNETA	
PISO	CONCRETO fc(kg/cm²)
175	0.13 x 0.25 4 Ø 3/8" 1 Ø 1/4" @ 25
LEYENDA	
Columna de armadura "T" que rodea la cimentación sobre indicación en planta.	



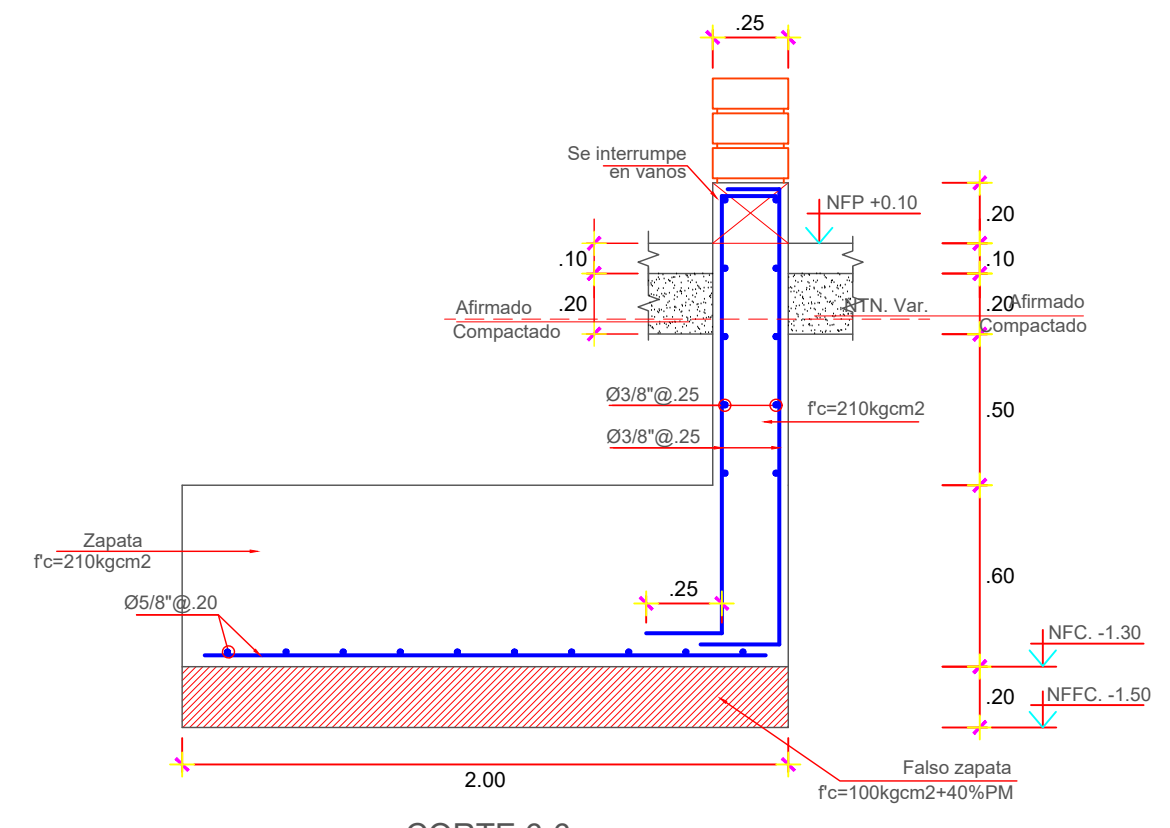
DETALLE DE VIGA DE CONEXION VC (30x60)
ESCALA 1/25



CORTE 3-3
Esc. 1/25



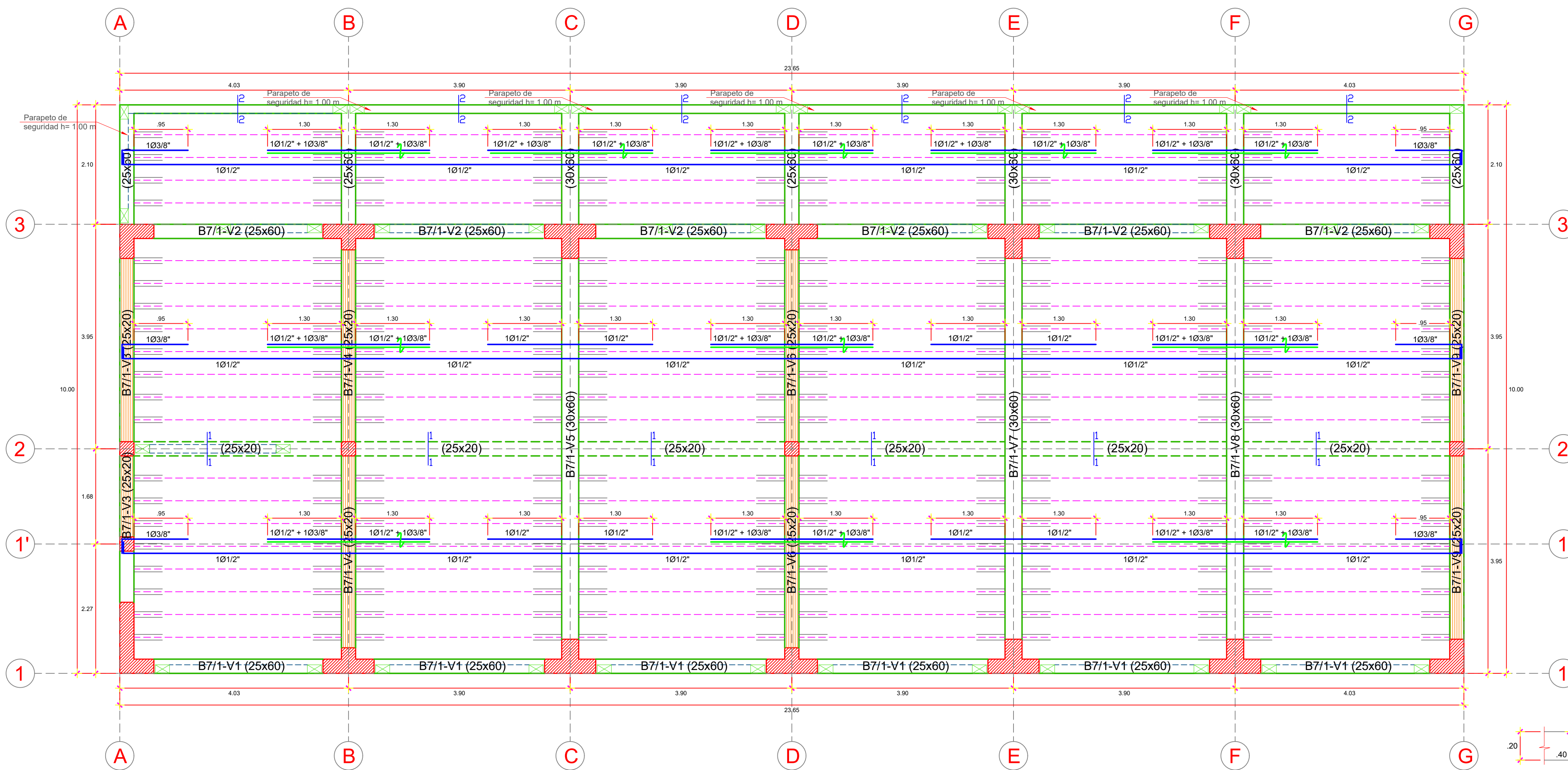
CORTE 5-5
Esc. 1/25



CORTE 6-6
Esc. 1/25

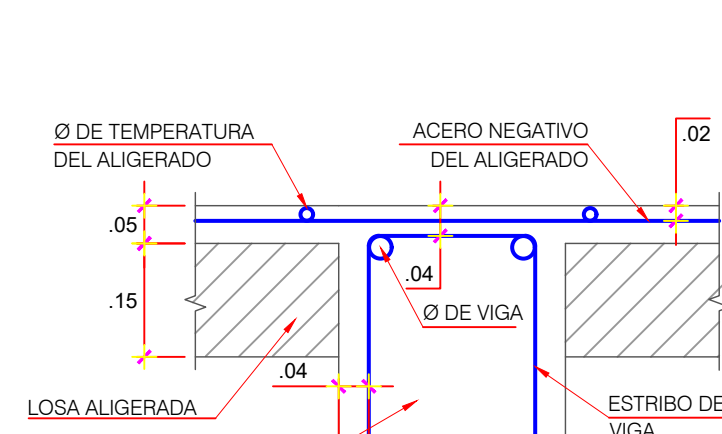
PROYECTO:			
ANÁLISIS SISMICO ESTÁTICO Y DINÁMICO PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA I.E. Nº 22485 DEL CENTRO POBLADO DE YAUILLA, EN EL DISTRITO DE LOS AQUIJES- ICA			
PLANO:		LAMINA Nº:	
PLANO DE ESTRUCTURA CIMENTACIÓN PABELLON VI			
UBICACION:	DIST.:	PROV.:	DPTO.:
CENTRO POBLADO DE YAUILLA	LOS AQUIJES	ICA	ICA
FECHA:	ESCALA:	CONSULTOR:	
JUNIO 2020	1/50		

PE-06



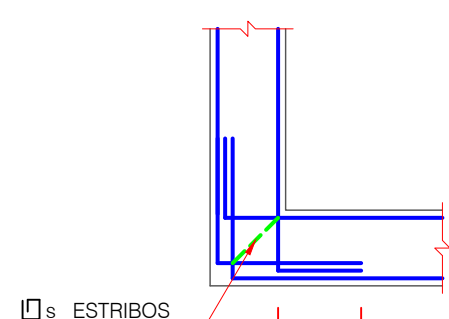
ENCOFRADO PRIMER PISO (PABELLÓN 06)

ESC. 1/50
LOSA ALIGERADA: H=0.20m
S/D = 200 Kg/m² (BETÓN) S/D = 400 Kg/m² (CORREDORES)
ESC. 1/50



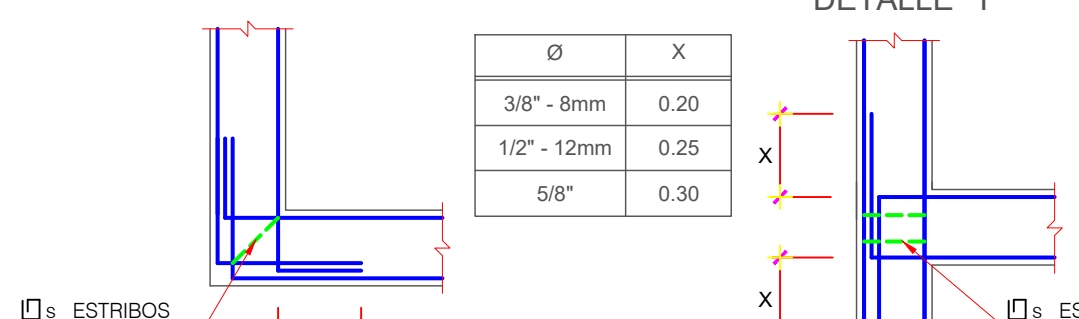
ENCUENTRO VIGA LOSA

DETALLE "L"

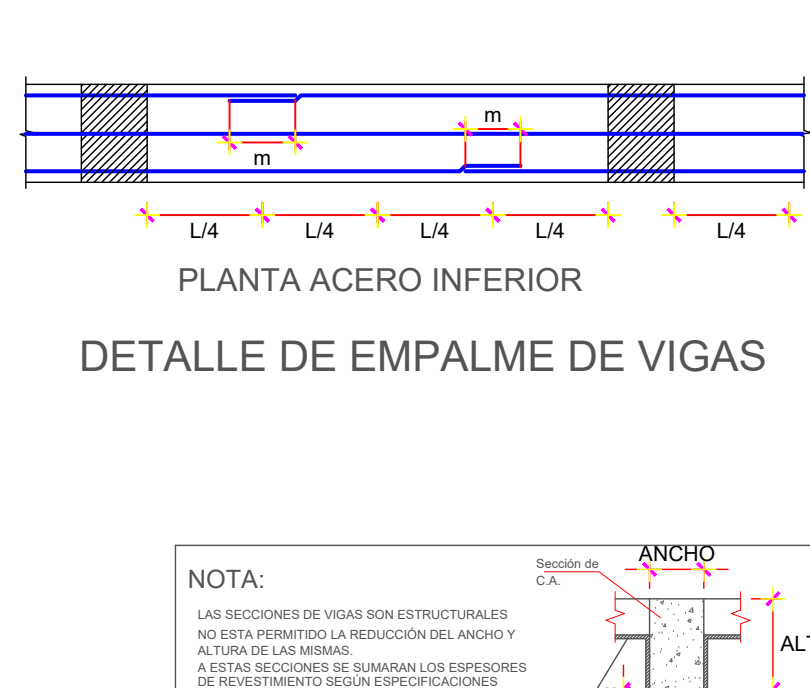
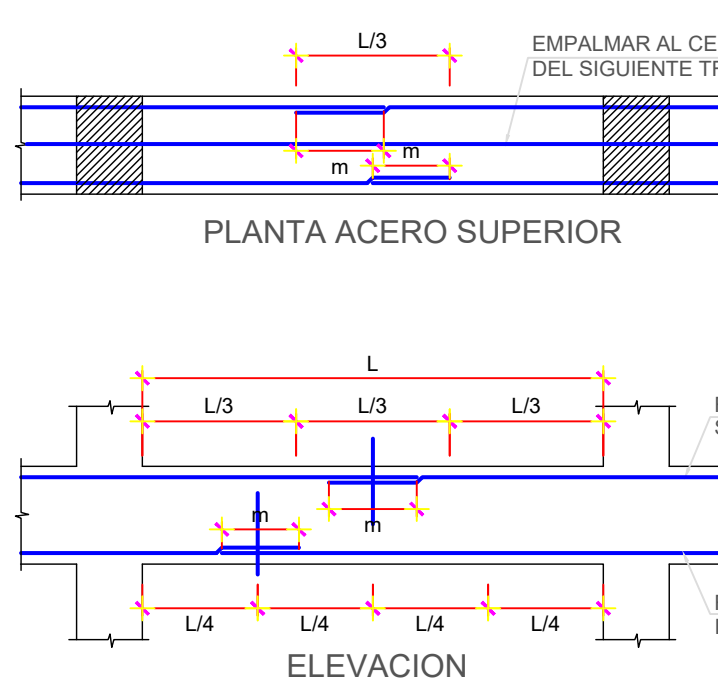


ENCUENTRO DE VIGAS EN PLANTAS

DETALLE "T"



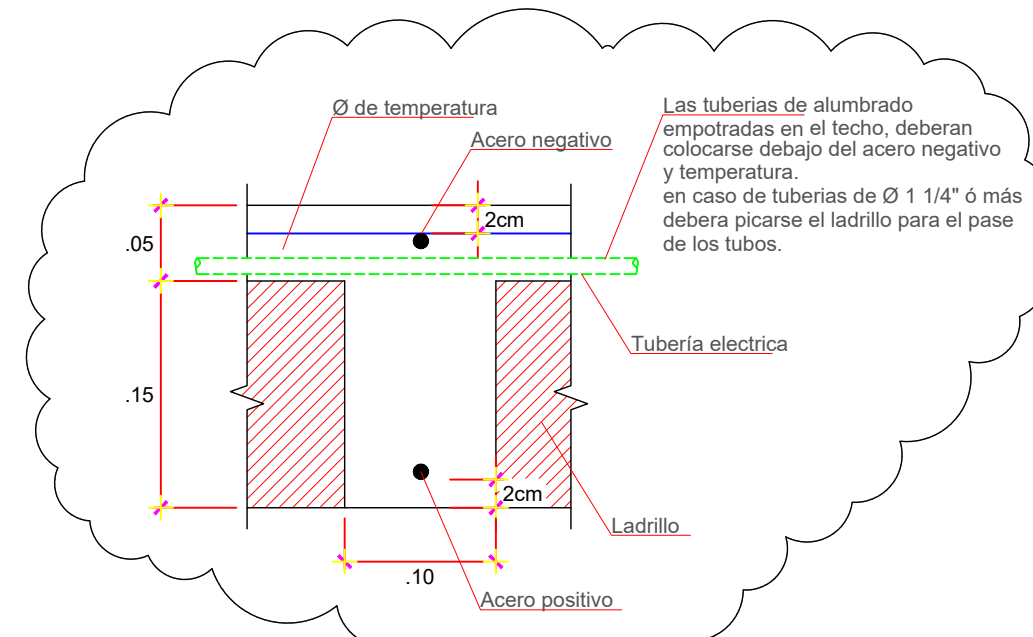
ENCUENTRO DE VIGAS A COLUMNAS (ELEVACION)



DETALLE DE EMPALME DE VIGAS

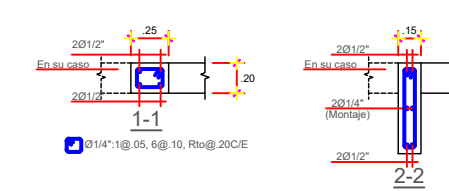
VALORES m (cm)			
Ø	REFUERZO INFERIOR	REFUERZO SUPERIOR	
3/8"	40	40	45
1/2"	60	60	65
5/8"	80	80	85
3/4"	100	100	105
1"	120	120	125

NOTA:
a) NO EMPALMAR MAS DE 50% DEL AREA TOTAL EN UNA MISMA SECCION.
b) EN CASO DE NO EMPALMAR EN LAS ZONAS INDICADAS O CON LOS PORCENTAJES ESPECIFICADOS, AUMENTAR LA LONGITUD DE EMPALME EN UN 70% Y/O CONSULTAR CON EL PROYECTISTA.
c) PARA ALIGERADOS Y VIGAS CHATAS, EL ACERO INFERIOR SE EMPALMA SOBRE LOS APOYOS, SIENDO LA LONGITUD DE EMPALME IGUAL A 25cm PARA Ø3/8" Y DE 35cm PARA Ø DE 1/2" a Ø5/8".



CORTE TIPOICO ALIGERADO

ESC. 1/10

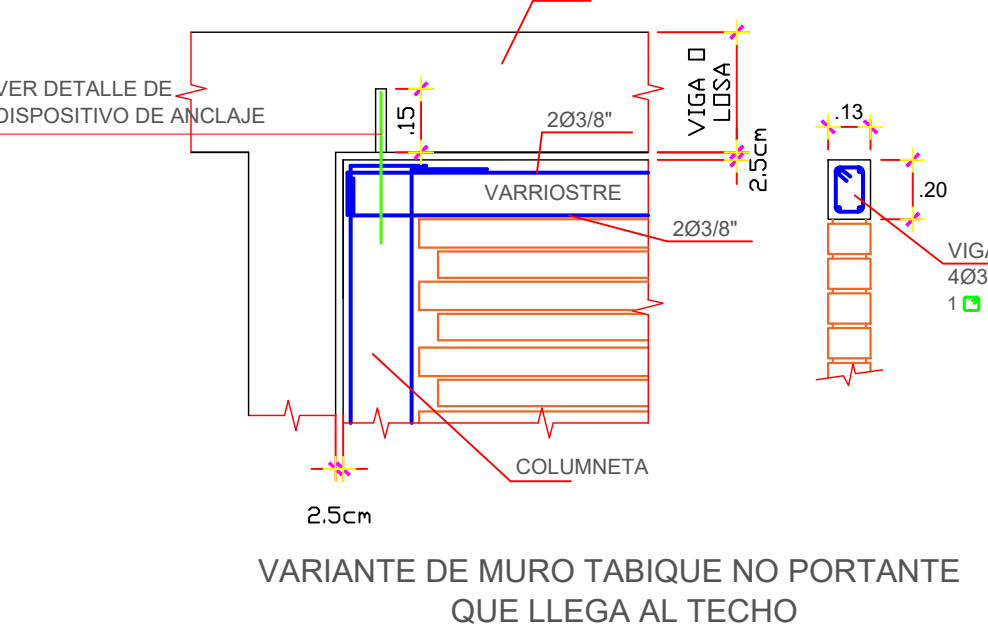


DETALLE DE PARAPETO TIPOICO

ESC. 1/25

ANCLAJE DE COLUMNETA EN TECHOS

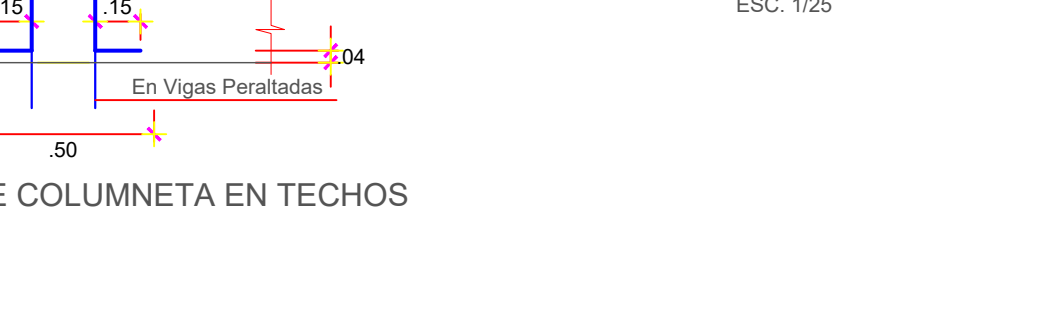
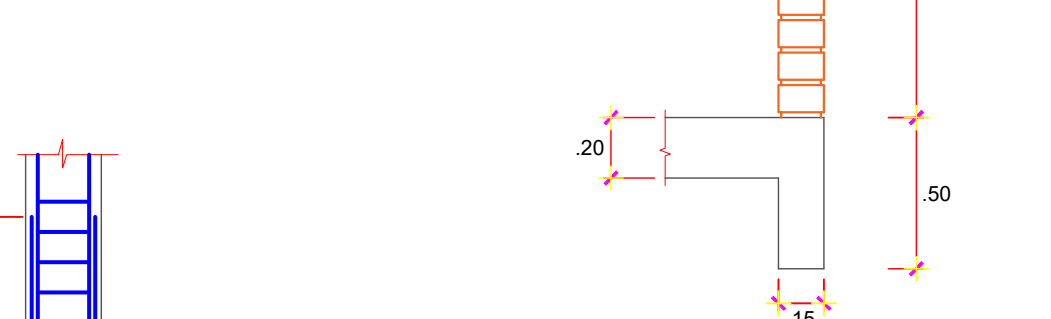
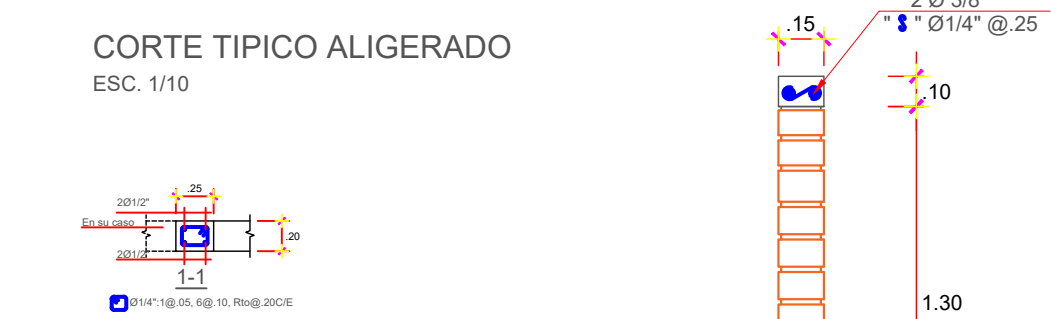
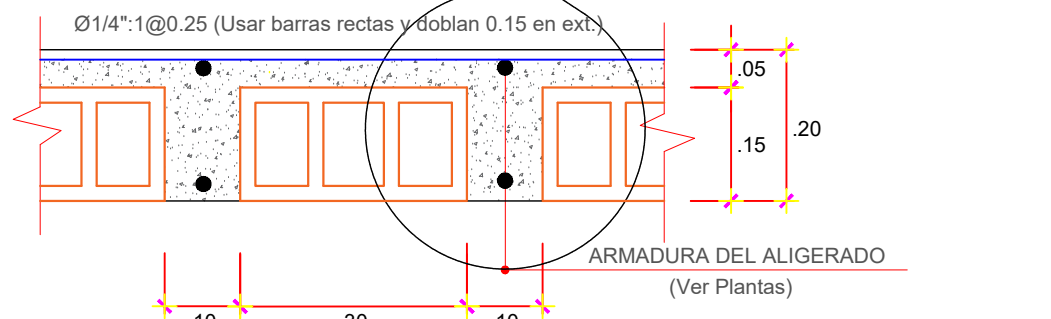
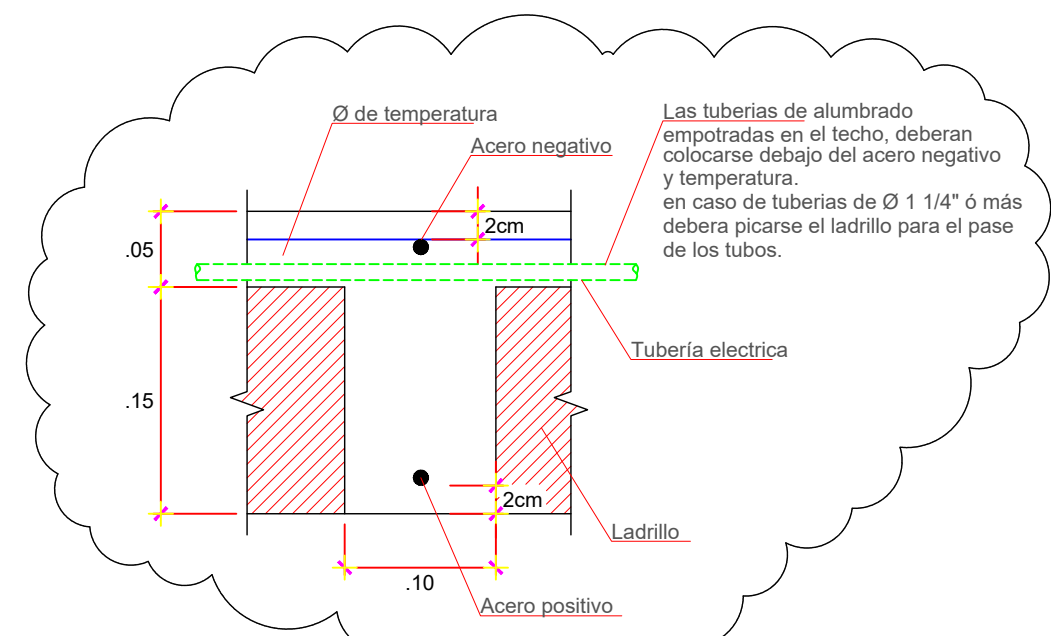
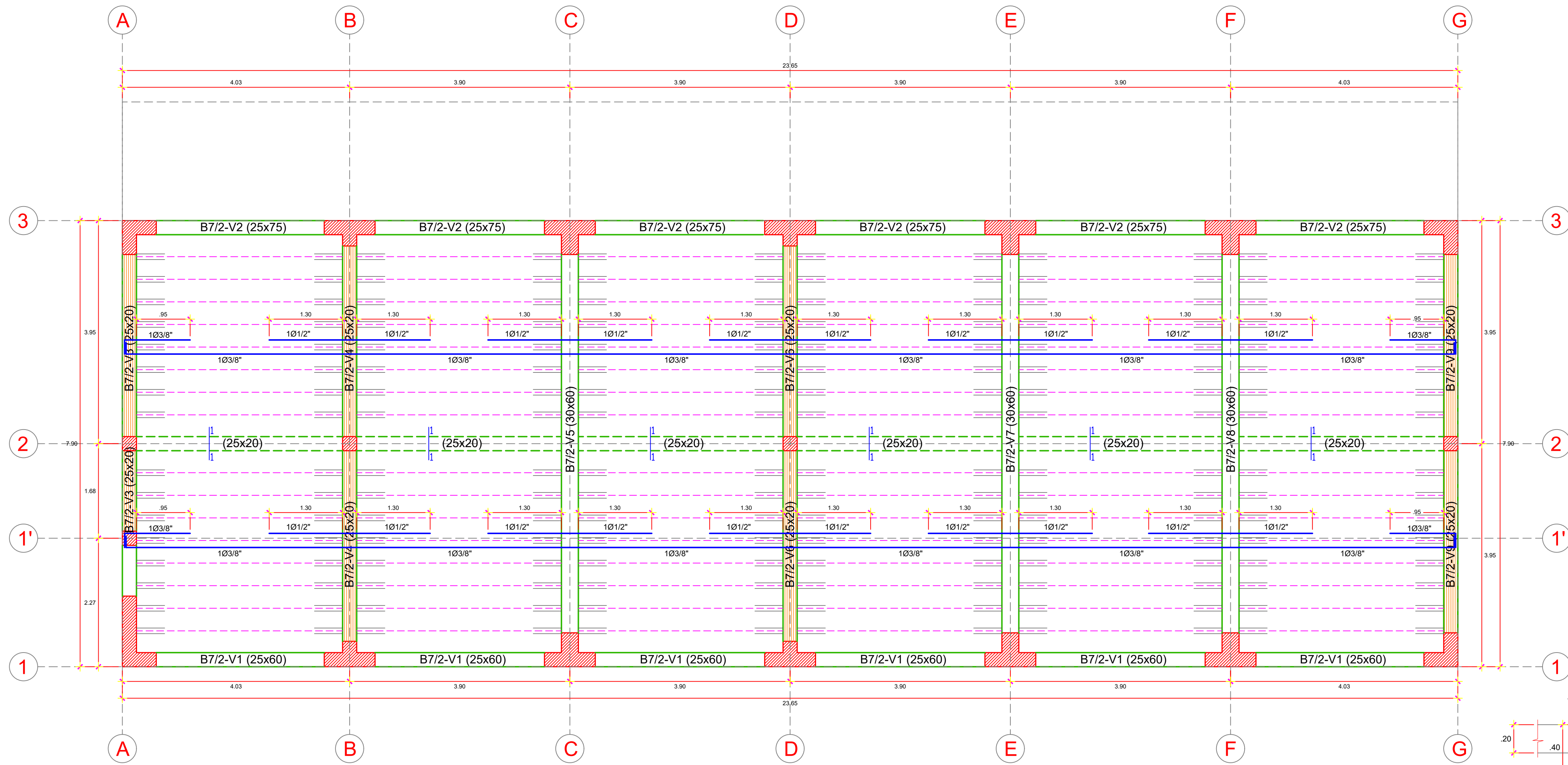
ESC. 1/25



VARIANTE DE MURO TABIQUE NO PORTANTE QUE LLEGA AL TECHO

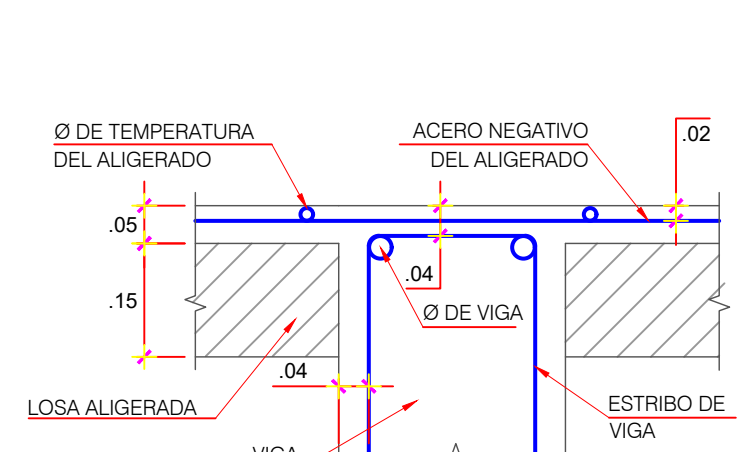
PROYECTO:			
ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO Y DINÁMICO PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA I.E. N° 22485 DEL CENTRO POBLADO DE YAUILLA, EN EL DISTRITO DE LOS AQIJES- ICA			
PLANO:		LAMINA N°:	
PLANO DE ESTRUCTURA ALIGERADO 1ER PISO PABELLÓN VI			
UBICACION:	DIST.:	PROV.:	DPTO.:
CENTRO POBLADO DE YAUILLA	LOS AQIJES	ICA	ICA
FECHA:	ESCALA:	CONSULTOR:	
JUNIO 2020	1/50		

PE-17



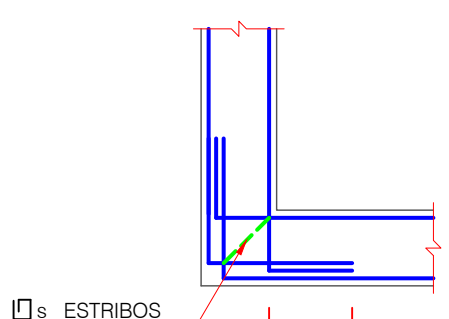
ENCOFRADO SEGUNDO PISO (PABELLÓN 06)

ESC. 1/50
LOSA ALIGERADA H=0.20m
S/C = 100 Kg/m² (MANTENIMIENTO)
ESC. 1/50



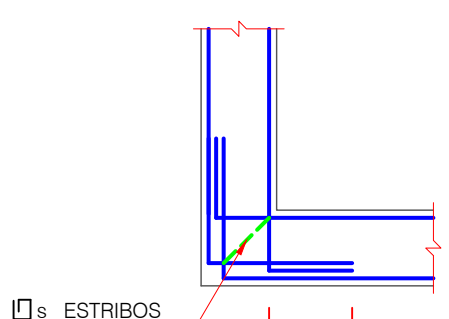
DETALLE DE RECUBIMIENTOS EN ENCUENTRO VIGA LOSA
ESC. 1/10

DETALLE "L"

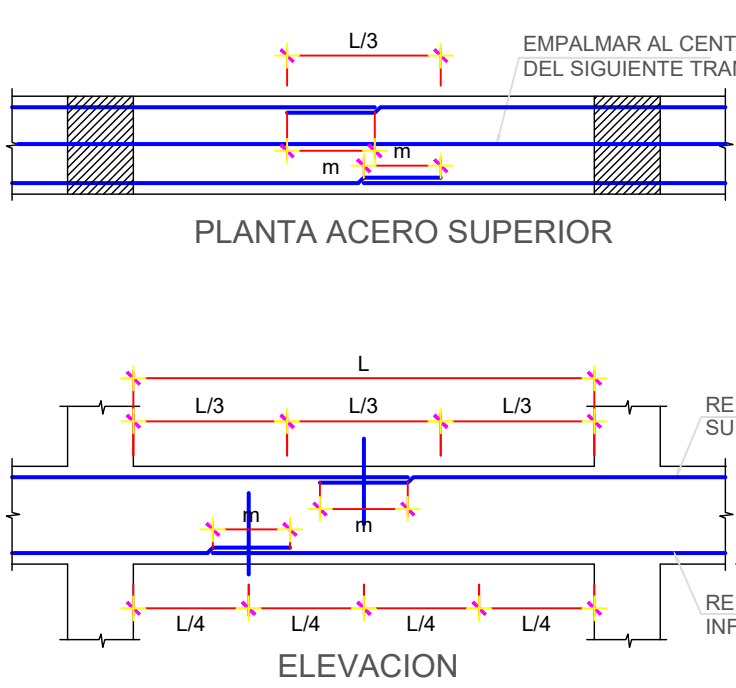


ENCUENTRO DE VIGAS EN PLANTAS

DETALLE "T"

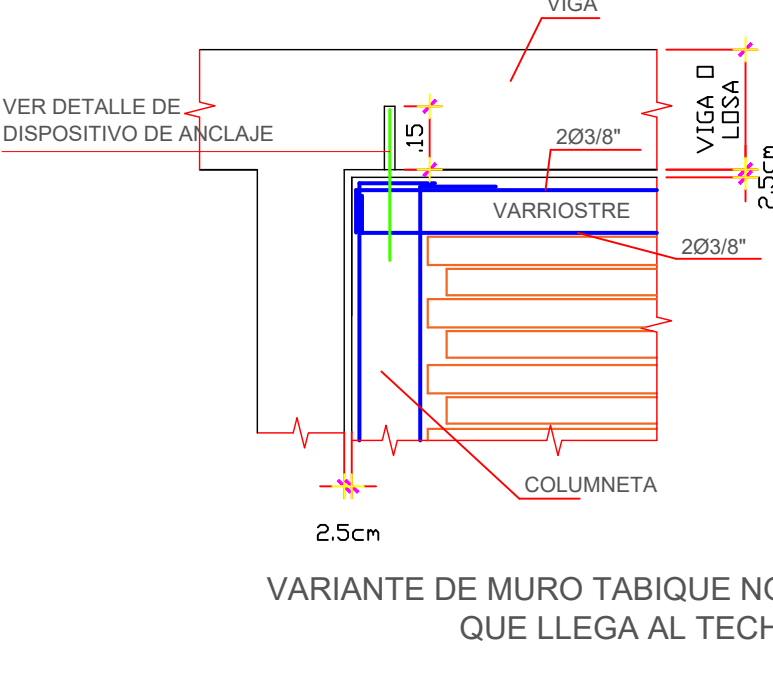


ENCUENTRO DE VIGAS A COLUMNAS (ELEVACION)



VALORES m (cm)			
Ø	REFUERZO INFERIOR		REFUERZO SUPERIOR
	H	H-30	H-30
3/8"	40	40	45
1/2"	50	50	60
5/8"	60	60	80
3/4"	75	70	100
1"	120	120	150

NOTA:
a) NO EMPALMAR MAS DE 50% DEL AREA TOTAL EN UNA MISMA SECCION.
b) EN CASO DE NO EMPALMAR EN LAS ZONAS INDICADAS O CON LOS PORCENTAJES ESPECIFICADOS, AUMENTAR LA LONGITUD DE EMPALME EN UN 70% Y/O CONSULTAR CON EL PROYECTISTA.
c) PARA ALIGERADOS Y VIGAS CHATAS, EL ACERO INFERIOR SE EMPALMARA SOBRE LOS APOYOS, SIENDO LA LONGITUD DE EMPALME IGUAL A 25cm PARA Ø3/8" Y DE 35cm PARA Ø DE 1/2" a Ø5/8".



VARIANTE DE MURO TABIQUE NO PORTANTE QUE LLEGA AL TECHO

PROYECTO:

ANALISIS SISMICO ESTATICO Y DINAMICO PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA I.E. N° 22485 DEL CENTRO POBLADO DE YAUILLA, EN EL DISTRITO DE LOS AQIJES- ICA

PLANO:

PLANO DE ESTRUCTURA ALIGERADO 2DO PISO PABELLÓN VI

LAMINA N°:

PE-18

UBICACION:

CENTRO POBLADO DE YAUILLA

DIST.:

LOS AQIJES

PROV.:

ICA

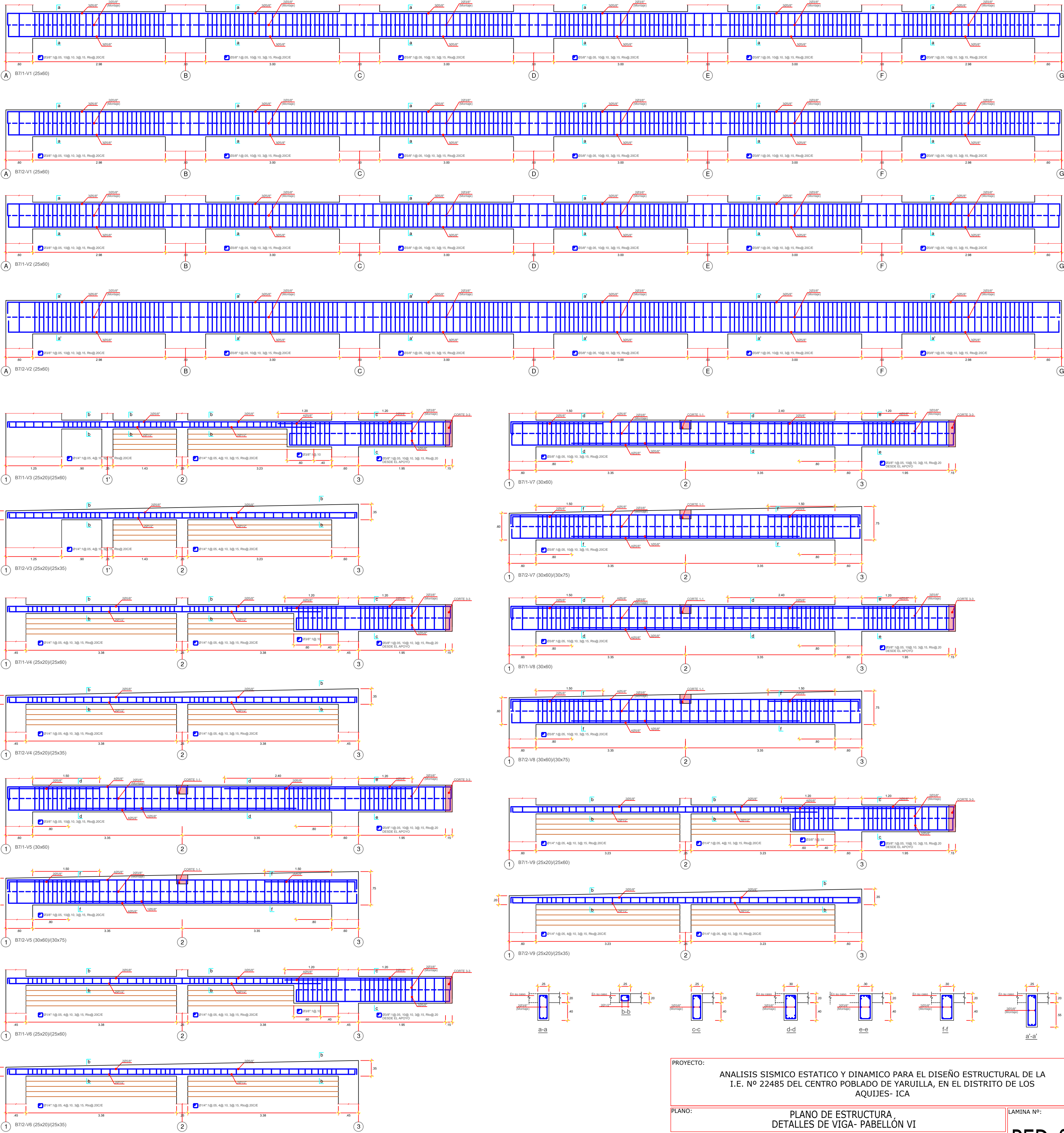
DPTO.:

ICA

FECHA: JUNIO 2020

ESCALA: 1/50

CONSULTOR:



PROYECTO:				
ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO Y DINÁMICO PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA I.E. Nº 22485 DEL CENTRO POBLADO DE YAUILLA, EN EL DISTRITO DE LOS AQUÍJES- ICA				
PLANO:		PLANO DE ESTRUCTURA DETALLES DE VIGA- PABELLÓN VI		
UBICACIÓN:	CENTRO POBLADO DE YAUILLA	DIST.: LOS AQUÍJES	PROV.: ICA	DPTO.: ICA
FECHA:	JUNIO 2020	ESCALA:	1/50	CONSULTOR:

LÁMINA Nº:
PED-06