



Universidad Nacional
SAN LUIS GONZAGA



Reconocimiento-NoComercial 4.0 Internacional

Esta licencia permite a otras distribuir, combinar, retocar, y crear a partir de su obra de forma no comercial y, a pesar que son nuevas obras deben siempre rendir crédito y ser no comerciales, no están obligadas a licenciar sus obras derivadas bajo los mismos términos.

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



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

EVALUACION DE ORIGINALIDAD

N° 045 – 77970616

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:

**APLICACIÓN DEL ANALISIS SISMICO ESTATICO Y
DINAMICO EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA
EDIFICACION DE DOS NIVELES PARA LA CALIDAD**

**EDUCATIVA DE LA I.E.P. N° 220042 RICARDO PALMA DE TATE
– ICA**

presentado por:

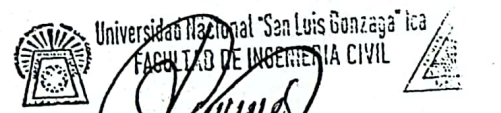

ECHACCAYA ROMANI, QUELVIN

Bachiller del nivel de **PREGRADO** de la Facultad de Ingeniería Civil. El resultado obtenido es **8% 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, 21 octubre de 2021


DAVID MOTTA HUAYANCA
Técnico Operador Tecnológico:



DR. ING. MARTIN HAMILTON WILSON HUAMANCHUMO
Director de la Unidad de Investigación de la FIC



UNIVERSIDAD NACIONAL SAN LUIS

GONZAGA DE ICA



**“APLICACIÓN DEL ANALISIS SISMICO ESTATICO Y DINAMICO EN
EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACION DE DOS NIVELES
PARA LA CALIDAD EDUCATIVA DE LA I.E.P. N° 220042 RICARDO
PALMA DE TATE - ICA”**

PROYECTO DE TESIS

PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

AUTOR: BACHILLER: ECHACCAYA ROMANI QUELVIN

ASESOR: INGENIERO: SANTOS CHACALTANA VÁSQUEZ

ICA-PERU

2019

DEDICATORIA

Este espacio ha sido reservado para comentar nuestra gratitud a las personas que nos apoyaron durante el desarrollo de esta investigación. Nuestro asesor, **SANTOS CHACALTANA VAZQUEZ**, nos orientó siempre hacia adelante y mostró una gran paciencia en las interminables revisiones de cada capítulo. Sus ideas y sugerencias han hecho que este trabajo sea más claro y concreto y que en un futuro pueda servir a nuestros colegas a entender el manejo de un programa cada vez más difundido para el análisis y diseño de edificios.

A DIOS, quien me ayuda y protege de todo.

A MIS, PADRES, ECHACCAYA RIVERA ELIAS Y ROMANI GOMEZ JOSEFINA, por sus consejos y preocupación en mi formación profesional, a mis hermanos **JHON CRISTIAM, MIRIAM ANAIS Y CRISTHINA**.

RESUMEN

El proyecto que se realizo es para la obtención del título profesional, comprende el diseño estructural de un pabellón de dos pisos que son para uso de un colegio de primaria llamado Ricardo palma ubicada en el distrito de tate. Se realiza este proyecto debido a la deficiencia que tiene las estructuras actuales por lo cual es necesario la realización de este proyecto .ya que las estructuras no son utilizadas por los alumnos debido que se encuentran en un mal estado.

El análisis y diseño del pabellón se realizara con todas las normas correspondientes al Perú (E 0.30, E 0.20 Y E 0.60 y demás normas) en las cuales deberemos cada punto para poder tener el desarrollo del pabellón teniendo en cuenta también que todo esto se desarrolla manualmente hasta una parte del diseño, redimensionamiento metrado de cargas y demás pero todo esto será también verificado por el programa del ETABS y los planos que se desarrollan se entregaran en el programa AutoCAD.

Todo el procedentito realizado desde los estudio de las calicatas para el estudio del suelo, en la cual nos indicaran la capacidad portante admisible con la cual desarrollaremos las cimentaciones. Se realizaran las pre dimensiones de las columnas, vigas y techo con lo cual nos botaran los aceros y las dimensiones de las columnas, vigas y también espesores del techo. En la cual nos darán las cargas vivas y las cargas muertas.

ABSTRACT

The Project that was carried out is to obtain the professional title, it includes the structural design of a two-story pavilion that is for the use of a primary school called Ricardo Palma located in the district of Tate. This project is carried out due to the deficiency of the current structures, which is why it is necessary to carry out this project, since the structures are not used by the students because they are in poor condition.

The analysis and design of the pavilion will be carried out with all the norms corresponding to Peru (E 0.30, E 0.20 YE 0.60 and other norms) in which we must reach each point to be able to have the development of the pavilion also taking into account that all this is developed manually up to a part of the design, metered resizing of loads and others but all this will also be verified by the ETABS program and the plans that are developed will be delivered in the AutoCAD program.

All the procedure carried out from the study of the pits for the study of the soil, in which they will indicate the admissible bearing capacity with which we will develop the foundations. The pre-dimensions of the columns, beams and roof will be made, with which we will throw away the steels and the dimensions of the columns, beams and also roof thicknesses. In which they will give us the live loads and the dead loads.

PALABRAS CLAVES

Concreto armado, norma técnica, análisis dinámico, análisis estático, cargas vivas, cargas muertas, estructura, edificación, metrado, pre dimensionamiento, diseño

UNIVERSIDAD NACIONAL SAN LUIS GONZAGA DE ICA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

**“APLICACIÓN DEL ANALISIS SISMICO ESTATICO Y DINAMICO EN
EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACION DE DOS NIVELES
PARA LA CALIDAD EDUCATIVA DE LA I.E.P. N° 220042 RICARDO
PALMA DE TATE - ICA”**



PROYECTO DE TESIS

PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

AUTOR:

BACHILLER: ECHACCAYA ROMANI QUELVIN

ASESOR:

INGENIERO: SANTOS CHACALTANA VÁSQUEZ

ICA-PERU

2019

INDICE

1	CAPITULO I: MARCO TEORICO	23
1.1	ANTECEDENTES DEL PROBLEMA DE INVESTIGACION	23
1.1.1	Antecedentes a nivel internacional.....	23
1.1.2	Antecedentes a nivel nacional	25
1.1.3	Antecedentes a nivel local	26
1.2	BASES TEORICAS DE LA INVESTIGACION.....	27
1.2.1	ANALISIS ESTATICO.....	27
1.2.2	ANALISIS DINAMICO	28
1.2.3	EVALUACION Y REDUCCION DE LA VULNERABILIDAD ..	29
1.3	MARCO CONCEPTUAL	30
1.3.1	COLUMNA.....	30
1.3.2	LOSA.....	30
1.3.3	MURO ESTRUCTURAL	30
1.3.4	^VIGA.....	31
1.3.5	ZAPATA	31
2	CAPITULO II: ARQUITECTURA.....	31
2.1	ANTECEDENTES DEL PROBLEMA.....	31
2.2	FORMULACION DEL PROBLEMA.....	32
2.2.1	PROBLEMA GENERAL.....	32
2.2.2	PROBLEMA ESPECÍFICO	33
2.3	DELIMITACION DEL PROBLEMA.....	33

2.4	JUSTIFICACION E IMPORTANCIA DE LA INVESTIGACION	33
2.4.1	JUSTIFICACION	33
2.4.2	IMPORTANCIA	34
2.5	OBJETIVOS	34
2.5.1	OBJETIVO GENERAL	34
2.5.2	OBJETIVOS ESPECÍFICO	34
2.5.3	ESTRATEGIA	35
2.5.4	ALCANCES	36
2.6	HIPOTESIS DE INVESTIGACION	37
2.6.1	HIPOTESIS GENERAL	37
2.6.2	HIPOTESIS ESPECÍFICA.....	37
2.7	VARIABLES DE INVESTIGACION.....	38
2.7.1	IDENTIFICACION DE VARIABLE	38
2.7.2	OPERACIONALIZACION DE VARIABLE	38
3	CAPITULO III: METODOLOGIA DE LA INVESTIGACION	38
3.1	TIPO, NIVEL Y DISEÑO DE INVESTIGACION.....	38
3.2	POBLACION Y MUESTRA DE LA INVESTIGACION	39
4	CAPITULO IV: TECNICAS E INSTRUMENTOS DE INVESTIGACION	39
4.1	TECNICAS DE RECOLECCION DE DATOS	39
4.1.1	CARACTERISTICAS LOCALES.....	39
4.1.2	UBICACIÓN DEL PROYECTO	41
4.1.3	DISPOSICIONES PARA CENTROS EDUCATIVOS	41

4.1.4	PROGRAMA DE NECESIDADES ARQUITECTONICAS	42
4.2	INSTRUMENTOS DE RECOLECCION DE DATOS.....	44
4.2.1	ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS	44
4.3	TECNICAS DE PROCESAMIENTOS DE DATOS, ANALISIS E INTERPRETACION.....	87
4.3.1	PREDIMENSIONAMIENTO	87
5	CAPITULO V: PRESENTACION, INTERPRETACION Y DISCUSION DE RESULTADOS	103
5.1	PRESENTACION E INTERPRETACION DE RESULTADOS	103
5.1.1	DESCRIPCION DEL PROYECTO	103
5.1.2	PROPIEDADES DE LOS MATERIALES.....	104
5.1.3	REFERENCIAS DEL REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES (VERSION 2018).....	105
5.1.4	DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES	109
5.1.5	ANALISIS DE LA CIMENTACION	159
5.1.6	CALCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE ADMISIBLE ...	160
5.1.7	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	161
5.1.8	RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACION.....	162
5.2	DISCUSION DE LOS RESULTADOS	162
5.2.1	ANALISIS SISMICO DE LAS EDIFICACIONES	162
5.2.2	ANALISIS ESTATICO.....	164
5.2.3	ANALISIS DINAMICO	170

5.2.4	VALIDACION DE LOS RESULTADOS	172
6	COMPROBACION DE HIPOTESIS	178
6.1	CONTRASTACIÓN DE HIPÓTESIS GENERAL.....	178
6.2	CONTRASTACIÓN DE HIPÓTESIS ESPECÍFICAS.....	178
7	CAPITULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	179
7.1	CONCLUSIONES.....	179
7.2	RECOMENDACIONES.....	180

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

Ilustración 1 imagen de ubicación del colegio	41
Ilustración 2(norma técnica E 0.50 suelos y cimentación, 2019, artículo 10, programa de investigación PIM)	49
Ilustración 3 grafica del porcentajes que pasa en la granulometría de la calicata 1	57
Ilustración 4 grafica del porcentaje que pasa de la C-2.....	58
Ilustración 5 grafica del porcentaje que pasa de la C-2.....	60
Ilustración 6 imagen de la tabla del límite liquido de la C-1	62
Ilustración 7 imagen del límite liquido de la C-1	64
Ilustración 8 imagen del límite liquido de la C-3	65
Ilustración 9 la muestra en el horno	67
Ilustración 10 pesado de la muestra después de enfriar la muestra.....	68
Ilustración 11 lavado de la muestra para la granulometría.....	68
Ilustración 12 la muestra después del lavado debe de quedar así	69
Ilustración 13 antes del lavado y después del lavado al horno.....	69
Ilustración 14 llevando a la máquina para tamizar.....	70
Ilustración 15 pesado de cada tamices para el resultado	70
Ilustración 16 saturación de la muestra para el peso especifico	71
Ilustración 17 secado de la muestra.....	71
Ilustración 18 calentando el picnómetro.	71
Ilustración 19 pesado de la muestra	72
Ilustración 20 muestra para el limite liquido	72

Ilustración 21 llenado de la Casagrande.....	72
Ilustración 22 repetir el procedimiento para poder hallar los resultados	73
Ilustración 23 llevar al horno la muestra de cada resultado con los golpes obtenido	73
Ilustración 24 pesado de las muestra después del horno y el enfriamiento.....	73
Ilustración 25 muestra para el limite plástico.....	74
Ilustración 26 generar el enrollamiento con la mano llevar a la horno y pesarlo luego.....	74
Ilustración 27 peso del equipo utilizado.....	75
Ilustración 28 poniendo la muestra para llevar al equipo del corte directo.....	75
Ilustración 29 se procede a acomodar la muestra.....	76
Ilustración 30 golpear la muestra como se muestra en la imagen	76
Ilustración 31 equipo a utilizar para el corte de la UNICA.....	77
Ilustración 32 calibrando el peso del corte directo.....	77
Ilustración 33 muestra de los desplazamiento en vertical y horizontal	78
Ilustración 34 significado y símbolo de los suelos finos.....	79
Ilustración 35 carta de plasticidad	79
Ilustración 36 imagen en la que vemos que nuestra espécimen es fino	80
Ilustración 37 clasificando la C-2.....	81
Ilustración 38 clasificando el espécimen de la C-3	82
Ilustración 39 imagen de pre dimensionar vigas	88
Ilustración 40 plano de arquitectura	89
Ilustración 41 ilustración de las cargas que soporta una columna	91

Ilustración 42 tipos de columnas a desarrollar	92
Ilustración 43 los coeficientes a tomar según el tipo de columna	93
Ilustración 44 figura de ejemplo de un techo aligerado típico	109
Ilustración 45 figura de nuestro aligerado	110
Ilustración 46 método del ACI	111
Ilustración 47 momentos ubicados en sus apoyos y sus tramos	112
Ilustración 48 formula para el área de acero	113
Ilustración 49 fórmula para hallar el a.....	113
Ilustración 50 grafica de los coeficientes del ACI para este tipo de viga.....	122
Ilustración 51 imagen del ETABS frame sections	132
Ilustración 52 crear una nueva viga o columna	132
Ilustración 53 forma de la viga o columna	133
Ilustración 54 donde creamos la viga con sus propiedades	133
Ilustración 55 donde se define si es una viga	134
Ilustración 56 donde seleccionamos para poder dibujar la viga.....	134
Ilustración 57 los momentos de la viga	135
Ilustración 58 los resultados de la viga del eje C-C un tramos	136
Ilustración 59 resultados de la viga sus momentos máximos nos dan de este modo	136
Ilustración 60 resultados de los aceros que nos da el programa del ETABS	136
Ilustración 61 herramienta para el dibujo correspondiente de la columna.....	139
Ilustración 62 los momentos de las columnas de la estructura	140
Ilustración 63 momentos y corte de la columna seleccionada	140

Ilustración 64 los momentos y cortes máximos de una columna en el ETABS.	141
Ilustración 65 las áreas halladas por el ETABS	141
Ilustración 66 imagen de corroboración del ETABS de columnas	142
Ilustración 67 corroboración de las columnas en el ETABS.....	143
Ilustración 68 referencia de las ubicaciones de las columnas en el ETABS	143
Ilustración 69 fuerzas actuantes en la escalera	157
Ilustración 70 (norma técnica E 0.30 diseño sismo resistente, 2019, capítulo II, zonificación).....	165
Ilustración 71 (norma técnica E 0.30 diseño sismo resistente, 2019, capítulo II, zonificación).....	166
Ilustración 72 (norma técnica E 0.30 diseño sismo resistente, 2019, capítulo III, factor de uso).....	166
Ilustración 73 (norma técnica E 0.30 diseño sismo resistente, 2019, capítulo II, factor de suelo).....	168
Ilustración 74 (norma técnica E 0.30 diseño sismo resistente, 2019, capítulo II, parámetro de sitio).....	168
Ilustración 75 (norma técnica E 0.30 diseño sismo resistente, 2019, capítulo III, sistema estructural).....	169
Ilustración 76 (norma técnica E 0.30 diseño sismo resistente, 2019, capítulo II, factor de amplificación sísmica)	169
Ilustración 77 (norma técnica E 0.30 diseño sismo resistente, 2019, capítulo III, fuerza cortante en la base).....	170

Ilustración 78 (norma técnica E 0.30 diseño sismo resistente, 2019, capítulo III, aceleración espectral)	172
Ilustración 79 corroboración del análisis estático	173
Ilustración 80 corroboración del análisis dinámico.....	174
Ilustración 81 figura de la aceleración espectral	177

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 operacionalizacion de variable	38
Tabla 2 granulometría del estudio de suelos	46
Tabla 3 tabla de la humedad de la calicata 1	54
Tabla 4 tabla de humedad de la calicata 2.....	54
Tabla 5 tabla de humedad de la calicata 3	55
Tabla 6 resultados de la granulometría columna 1	56
Tabla 7 hallando el D10 D30 Y D30 de la C-1	57
Tabla 8 granulometría de la calicata 2.....	57
Tabla 9 hallando el D10 D30 Y D30 de la C-2	59
Tabla 10 granulometría de la calicata 3.....	59
Tabla 11 hallando el D 10 D 30 Y D 60 de la C-3	60
Tabla 12 tabla de el limite liquido de la C-1	62
Tabla 13 tabla del límite plástico de la C-1	62
Tabla 14 tabla del límite liquido de la C-2.....	63
Tabla 15 tabla del límite plástico de la C-2.....	64
Tabla 16 tabla del límite liquido de la C-3.....	65
Tabla 17 tabla del límite plástico de la C-3.....	65
Tabla 18 peso específico de la C-1.....	66
Tabla 19 peso específico de la C-2.....	67
Tabla 20 peso específico de la C-3.....	67

Tabla 21 tabla resumen para la clasificación C-1.....	80
Tabla 22 tabla de resumen de la C-2	81
Tabla 23 resumen para la clasificación de C-3.....	82
Tabla 24 pre dimensionamiento según s/c	87
Tabla 25 tabla de las dimensiones de la estructura	89
Tabla 26 tabla de pre dimensionamiento de las vigas principales	90
Tabla 27 tabla de dimensiones de la estructura.....	90
Tabla 28 tabla de pre dimensionamiento de las vigas secundarias	90
Tabla 29 carga muerta columna 1	93
Tabla 30 carga viva de la columna 1	94
Tabla 31 carga de acuerdo al uso	94
Tabla 32 resultados de las medidas de la columna 1.....	94
Tabla 33 carga muerta de la columna 2.....	95
Tabla 34 carga viva de la columna 2.....	95
Tabla 35 según el uso de la edificación su peso en la columna 2	95
Tabla 36 resultado para la columna 2.....	96
Tabla 37 carga muerta de la columna 3.....	96
Tabla 38 carga muerta de la columna 3.....	96
Tabla 39 de acuerdo a su uso el peso de la edificación en la columna 3	97
Tabla 40 resultado de la columna 3.....	97
Tabla 41 carga muerta de la columna 4.....	97
Tabla 42 carga viva de la columna 4.....	97
Tabla 43 de acuerdo al uso de la estructura en la columna 4	98

Tabla 44 resultados en la columna 4	98
Tabla 45caga muerta en la columna 5	98
Tabla 46 carga muerta en la columna 5.....	99
Tabla 47 DE ACURDO AL USO EL PESO EN LA COLUMNA 5.....	99
Tabla 48 resultados en la columna 5	99
Tabla 49 carga muerta en la columna 6.....	99
Tabla 50 carga viva en la columna 6.....	100
Tabla 51 de acurdo al uso de la estructura el peso en la columna 6.....	100
Tabla 52 resultado en la columna 6.....	100
Tabla 53 carga muerta en la columna 7.....	101
Tabla 54 carga viva en la columna 6.....	101
Tabla 55 resultados en la columna 6	101
Tabla 56 carga muerta en la columna 8.....	102
Tabla 57 carga viva en la columna 8.....	102
Tabla 58 de acuerdo al uso su peso en la columna 8.....	102
Tabla 59 resultado en la columna 8.....	103
Tabla 60 ejemplo de acero.....	106
Tabla 61 metrado de carga muerta	111
Tabla 62 metrado de carga viva	111
Tabla 63 momentos positivos y negativos del aligerado.....	112
Tabla 64 resumen de los aceros en los apoyos	118
Tabla 65 resumen de los aceros en los tramos	118
Tabla 66 carga muerta de la V 80X40.....	119

Tabla 67 carga viva de la V 80X40.....	119
Tabla 68 carga muerta de la V 40X25 del eje 1-1 y eje 7-7.....	119
Tabla 69 carga viva de la V 40X25 del eje 1-1 y eje 7-7	120
Tabla 70 carga muerta de la V 40X25 del eje 3-3 y eje 5-5.....	120
Tabla 71 carga viva de la V 40x25 del eje 3-3 y eje 5-5.....	120
Tabla 72 carga muerta de la V 40X25 del eje A-A.....	121
Tabla 73 carga viva de la V 40X25 del eje A-A	121
Tabla 74 carga muerta de la V40X25 del eje C-C	121
Tabla 75 carga viva de la V 40X25 del eje C-C.....	122
Tabla 76 momentos del eje C-C para el desarrollo manual	123
Tabla 77 resumen de los aceros de los apoyos manualmente	131
Tabla 78 resumen del acero en los tramos sacados manualmente	131
Tabla 79 resumen de las áreas de los aceros sacados del programa del ETABS en los apoyos.....	137
Tabla 80 áreas de los aceros en los tramos sacados del programa del ETABS ..	137
Tabla 81 resultados del corte directo.....	144
Tabla 82 factor de capacidad de carga	145
Tabla 83 factores de corrección.....	145
Tabla 84 capacidad portante del suelo	145
Tabla 85 metrado de carga muerta de la C-15 SEGUNDO PISO.....	146
Tabla 86 metrado de la carga viva de la C-15 SEGUNDO PISO	146
Tabla 87 carga muerta de la C-15 PRIMER PISO	146
Tabla 88 carga viva de la C-15 PRIMER PISO	147

Tabla 89 resumen de las zapatas	162
Tabla 90 corroboración de la aceleración espectral	174
Tabla 91 desplazamiento sacados del ETABS	177

INTRODUCCION

El presente trabajo realiza el análisis y diseño estructural, sobre el uso de programas de Análisis y Diseño estructural, como ETABS, aplicado a estructuras de concreto armado y específicamente a edificios de varios niveles, se enfoca al buen uso y aplicación del mismo.

Se analizó un edificio de dos niveles, en concreto armado y de estructuración o configuración típico en construcción en el distrito de TATE, aplicando todos los criterios y requerimientos solicitados por códigos que normalmente se usan en nuestro país.

Se definen todos los parámetros según códigos, y siguiendo una secuencia de desarrollo, de todos los elementos como Losas, vigas, y columnas, que es parte inicial de geometría del edificio según planos arquitectónicos, comentando cada paso, de tal forma que el lector pueda desarrollar estructuras similares.

En el cual está dividido de diferentes partes en el cual es basada la tesis:

La primera parte indicamos todas la generalidades en las que se basan por lo cual indicamos los objetivos por el cual se desarrolla el trabajo los antecedentes de la localidad indicamos el motivo de la necesidad de parte de los alumnos de la construcción de los pabellones para la mejor educación. En esta primera parte también nos referimos a la justificación de la necesidad

De la inmediata construcción de los pabellones correspondientes .Se indica la localización de los pabellones.

En la segunda parte hacemos referencia a la arquitectura por lo cual nos referimos a los diferentes normas que rigen para la construcción de una edificación (colegios primarios, colegios secundarios y superiores) en el cual nos hacen referencia las medidas mínimas y áreas mínimas. Para los cuales tenemos las normas de la PRONIED en la cual desarrollan normas ya que son encargadas de las aprobaciones de las construcciones de colegios en la región de ICA, y nuestras normas correspondientes de arquitectura.

En la tercera parte hacemos referencia al análisis y al diseño de los pabellones correspondientes por lo cual nos hacemos referencia a los diferentes diseños como las losas, las columnas, vigas y diferentes elementos de una edificación estructural. En el cual comprobaremos los diferentes análisis estáticos y dinámicos teniendo evidencia de los resultados para la correspondiente verificación.

En la cuarta parte presentamos el estudio de mecánica de suelos en el cual se desarrollan los diferentes ensayos para poder determinar los resultados correspondientes en la construcción de una edificación. Todo este desarrollo del análisis se realiza en el estudio de suelos de nuestra universidad (UNICA).

Por últimos damos las conclusiones y las recomendaciones correspondientes.

1 CAPITULO I: MARCO TEORICO

1.1 ANTECEDENTES DEL PROBLEMA DE INVESTIGACION

1.1.1 Antecedentes a nivel internacional

- Ortega , M. (2011) .análisis comparativo entre sismo estático y dinámico para marcos de concreto reforzado

En este trabajo se pretende dar el conocimiento el factor de reducción sísmico que esto depende de la tipología de estructura a construir , pero esto a la vez no nos da parámetros ya establecidos exactamente para marcos dúctiles , que en lo cual nos da a conocer que en el evento sísmico depende de la masa que tiene la estructura.

También nos da a conocer que mientras va avanzando la arquitectura con mayores pisos, mayor estética .también va evolucionando la forma de construir, ya sean mayor resistencia con menor grosor de columnas, espacios mayores a lo que anteriormente no se solía construir y mayor números de pisos. Todo esto nos indica que tener una buena distribución de los elementos estructurales, y la tipología de la construcción es más eficiente a la hora del evento sísmico y tiene un mejor comportamiento.se debe de tener en cuenta que a mayor altura de la estructura afecta más la vibraciones en el evento sísmico.

Nos dan a conocer los criterios importantes a tener a la hora de un análisis estático y dinámico los cuales son, la tipología de la estructura, la reducción sísmica, tener en cuenta que el análisis estático se abarca un

solo a una forma proporcional a los diferentes pisos, pero el análisis dinámico abarca al 90 % en los modos de vibración

- García, J., castellanos, N Ortega, & moreno, V (2015) en este trabajo nos dan a conocer la utilización de los diferentes programas para el análisis estático y dinámico que se realizara a la estructura. Los programas utilizados en este trabajo nos refiere a ETABS programa utilizado para la verificación que la estructura ya sea un estudio análisis estático y un análisis dinámico que nos referimos al evento sísmico que podría referirse, DC-CAD es un programa muy utilizado en la cual nos sirve para la elaboración de planos construcción todo esto normando de acuerdo al país que se refiere. Para la elaboración de este trabajo se realizó con las normas de NSR-10 (reglamento colombiano de construcción sismo resistente) con la cual nos indican o nos califican los diferentes parámetros para la elaboraciones de los planos respectivamente ejemplo de esto nos dan a conocer el grupo de uso que existe en el reglamento y esto está en concordancia con el coeficiente de importancia. Nos indican el procedimiento para la utilización del ETABS en la cual esto nos arrojan datos con las cuales se corroboran con la norma que se esté trabajando en su país correspondiente. dando la comparación del reglamento colombiano y el reglamento peruano tiene algunas similitudes ya que se manejan por regiones, la importancia de usos, el suelo y demás comparaciones similares mas no iguales.

- Valcárcel .A, & moreno, V (2013) nos dan a conocer en este trabajo un análisis y gestión del riesgo sísmico de edificios y sistemas esenciales para lo cual nos dan a saber los mayores terremotos que existieron en todo el mundo , con estos datos se puede sacar un promedio de cuándo podría ocurrir algún otro desastre aproximadamente. Ya te todos estos desastres ya nos demostraron la ferocidad que tienen en todos los desastres colapsaron hospitales de gemoná, hospital de san angeló del Lombardi, hospital central de san Cristóbal y demás hospitales en los distintos desastres que ocurrieron. estos fallos en los diferentes edificios como son hospitales, centros educativos y diferentes edificios importantes en una localidad son dañados y en casos generan los colapsos. Estas enseñanzas nos permite darnos cuenta de las consecuencias que se generan con un mal diseños de un edificio para lo cual nos da mejor perspectiva para la importancia de su seguridad de los edificios y lograr salvar vidas.

1.1.2 Antecedentes a nivel nacional

- López, C & Miranda, J (2015).el trabajo nos da a conocer la evaluación que se realiza a una estructura de un centro comercial a los diferentes sismos en los años que son 1966, 1970 y 1974 en las cuales ocurrieron en nuestro país. Para evaluar el distinto sismo tenemos que tener los antecedentes y magnitudes de los distintos terremotos para lo cual se realiza un tiempo- historia en la cual se evaluara los comportamientos de los pórticos principales y se logra a notar que son totalmente distinto en cada sismo evaluado. En este trabajo nos permiten dar a conocer que el

centro comercial construido en el cercado de lima colapsaría si los sismos que está realizando si existe un sismo iguales 1966, 1970 y 1974 todo este análisis de debe de tener cuenta debido que el Perú se encuentra en una zona de muchas ocurrencias sísmicas.

- Rimari, G (2017). En este trabajos nos presentan una evaluación que se realiza con los indicadores de comportamiento sísmico de edificios con un sistema a porticado a través del método estático no lineal. En este estudio se realizó a estructura a porticados con diferentes pisos las cuales son 3, 6, 9 12, 15 y 18. este estudio se realizó debido los últimos sismos que ocurrieron en el Perú estos acontecimientos nos permite desarrollar diferentes métodos al desarrollo de un edificio para lo cual se necesita modelar y evaluar el comportamiento de la estructura antes de su construcción. Para la utilización de la norma peruano se está desarrollando con el E-030 y con ETABS 2016 es un programa que nos permite simulara el edificio a un análisis estático y un análisis dinámico para poder darle el visto bueno estar de acuerdo a los parámetros que nos indica el reglamento E 0.30.

1.1.3 Antecedentes a nivel local

- Lloclla, E (2005). En este trabajo ds dan la propuesta de la evaluación que se realizó a los eventos sísmicos en los distritos de Ica, parcona y tinguña. En esto nos da a conocer que como nos encontramos cerca de las placas de nazca y la placa sudamericana los eventos sísmicos serían más frecuentes en la cual tenemos unos antecedentes de los diferentes eventos

sísmicos ocurridos en la que se perdieron vidas humanas en 1647 , 1664,1813,1847,1901,1907,1915,1932,1942,1950,1952,1961,1968,1970,1971,1974 , 1996 y el ultimo más fuerte no redactado en el trabajo observamos en el 2008 que fue uno de los eventos sísmicos mayores. Por estas razones nuestra localidad se encuentra en uno de las zonas más vulnerables las cuales también son reflejada en el reglamento E 0.30. también este trabajo nos revela que no estamos preparados para un evento sísmico por que las viviendas en su mayoría no son adecuadas a la zona que nos encontramos.

1.2 BASES TEORICAS DE LA INVESTIGACION

1.2.1 ANALISIS ESTATICO

- La influencia de las deformaciones por cortante, la cual es mayor a medida que aumenta la relación entre la altura de la sección y su longitud.
- La gran rigidez de cada elemento en el sector del nudo, la cual puede considerarse como infinita.
- “este método representa las sollicitaciones sísmicas mediante un conjunto de fuerzas actuando en el centro de masas de cada nivel de la edificación” (norma técnica de edificación E 0.30 Diseño sismo resistente, 2018, pag21)
- Las estructuras sometidas a cargas estáticas, tales como las representadas por el peso propio de la estructura y las cargas de uso, suelen modelarse como estructuras hiperestáticas linealmente elásticas, para las cuales es válido el principio de superposición.

1.2.2 ANALISIS DINAMICO

- Se deben de tener en cuenta para un análisis de la forma de la edificación si es regulara o irregular que ante un evento sísmico su comportamiento es distinto. Si es regular la fuerza sísmica actúa independientemente en dos direcciones ortogonales. Si es irregular la fuerza sísmica a la dirección que se encuentre más esbelta. Por lo cual para la elaboración de una edificación tratar que la forma sea regular debido a que su comportamiento es mejor ante un evento sísmico.
- La edificación que se lleve al análisis deben de tener en cuenta la buena distribución espacial de masas y rigidices que sean adecuadas para que tenga un mejor comportamiento ante un evento sísmico
- “Los modos de vibración pueden determinarse por un procedimiento de análisis que considere apropiadamente las características de rigidez y la distribución de las masas” (norma técnica de edificación E 0.30 Diseño sismo resistente, 2018, pag23).
- “En cada dirección se consideran aquellos modos de vibración cuya suma de masas efectivas sea por lo menos 90% de la masa total, pero se toma en cuenta por lo menos los tres primeros modos predominantes en la dirección de análisis” (norma técnica de edificación E 0.30 Diseño sismo resistente, 2018, pag23).
- Para las cargas de naturaleza sísmica es necesario recurrir a análisis de tipo dinámico. Para el caso simple de vibraciones lineales no amortiguadas

y sin fuerza externa actuante, esto es, vibraciones libres, de un sistema de un grado de libertad.

1.2.3 EVALUACION Y REDUCCION DE LA VULNERABILIDAD

1.2.3.1 ANALISIS DE VULNERABILIDAD

Se debe de considerar en el análisis y diseño de edificaciones de centros educativos nuevas, de acuerdo a las teorías recientes sobre sismo resistencia. Sin embargo, surgen dudas con respecto a la seguridad ofrecida por los centros educativos existentes, y principalmente cuando éstos son necesarios para el desarrollo de un país y han sido diseñados solamente para atender las cargas de gravedad. En estos casos se hace imperativa una revisión lo más detallada posible de la capacidad de la estructura de soportar sismos moderados y Fuertes. Debe tenerse presente que la dificultad de construir nuevos centros educativos en zonas sísmicas, debido a su alto costo, hace imperativo el reforzar las existentes. El diseño Del refuerzo debe pasar necesariamente por un análisis de la capacidad disponible de resistencia y ductilidad ante sismos, así como de la vulnerabilidad funcional, organizativa y administrativa del centro educativo, antes de realizar su intervención.

1.2.3.2 REDUCCION DE LA VULNERABILIDAD

De acuerdo con lo examinado anteriormente, la evaluación del estado de una construcción existente puede hacer surgir serias dudas sobre la capacidad de la misma para soportar eventos sísmicos. En algunos países se han desarrollado

campañas de reforzamiento de edificios existentes para efectos de reducir su vulnerabilidad, previamente a la ocurrencia del evento. En principio, puede pensarse que dicha reducción debería ser obligatoria para edificios esenciales para Como los centros educativos derivadas de terremotos, que resulten inadecuados desde el punto de vista de las evaluaciones.

1.3 MARCO CONCEPTUAL

1.3.1 COLUMNA

“elemento con una relación entre altura y menor dimensiones lateral mayor que tres, usando principalmente para resistir carga axial de compresión” (norma técnica de edificación E 0.60 concreto armado, 2009, pag14).

1.3.2 LOSA

“Elemento estructural de espesor reducido respecto de sus otras dimensiones usado como techo o piso, generalmente horizontal y armado en una o dos direcciones según el tipo de apoyo existencia en su contorno .usado también como diagrama rígido para mantener la unidad de la estructura frente a cargas horizontales de sismo” (norma técnica de edificación E 0.60 concreto armado, 2009, pag15).

1.3.3 MURO ESTRUCTURAL

“Elemento estructural generalmente vertical empleado para encerrar o separar ambientes, resistir cargas axiales de gravedad y resistir cargas perpendiculares a su plano proveniente de empujes laterales de suelos o

líquidos” (norma técnica de edificación E 0.60 concreto armado, 2009, pag16).

1.3.4 `VIGA

“elemento estructural que trabaja fundamentalmente a flexión y cortante”
(norma técnica de edificación E 0.60 concreto armado, 2009, pag17).

1.3.5 ZAPATA

“Las zapatas deben diseñarse para resistir las cargas amplificadas (diseño por resistencia) y las reacciones inducidas de acuerdo con los requisitos de diseño apropiados de esta norma y conforme a lo dispuesto” (norma técnica de edificación E 0.60 concreto armado, 2009, pag124).

2 CAPITULO II: ARQUITECTURA

2.1 ANTECEDENTES DEL PROBLEMA

Los motivos que generaron la elaboración del presente proyecto se halla en la necesidad del mejorar el servicio educativo y sustituir ambientes ,ya que al presente cuenta con infraestructuras (aulas ,ambientes administrativos) que se encuentran en condiciones antipedagógicas ,debido a que las actuales construcciones son muy antiguas; situación que refleja el alto riesgo que constituye el desarrollo de las labores académicas ,pudiendo causar daños a estudiantes ,administrativos , docentes y directivos en caso de ocurrir un fenómeno y/o accidente que pudiera causar pérdida de vidas humanas . Además no cuentan con infraestructura para servicios complementarios (sala de innovación pedagógica, laboratorio entre otros) que son indispensables para el desarrollo de las acciones educativas.

Por tanto, es urgente la necesidad de contar con una adecuada infraestructura acorde a las normas establecidas por el ministerio de educación, donde se pueda el mejoramiento del servicio en la “I.E.P. N° 220042 RICARDO PALMA DE TATE” que actualmente cuenta con servicio educativo deficientes, petición que fue priorizada.

Es por ello que el Perfil técnico del Proyecto: MEJORAMIENTO DE LA PRESTACION DE SERVICIOS EDUCATIVOS EN LA I.E.P. N° 220042 RICARDO PALMA DEL CENTRO POBLADO LA CAPILLA, DISTRITO DE TATE, ICA- ICA, con código SNIP N° 220042, aprobado por la OPI de la Municipalidad Distrital de Santiago el 14 de Setiembre del 2012.

A solicitud de la Municipalidad Distrital de Tate el Gobierno Regional de Ica a través de la Sub Gerencia de Infraestructura acepta ser la nueva Unidad Ejecutora para este proyecto.

Con la falta de estructura para los estudio de los niños de la localidad de Tate se ve afectado el desarrollo del conocimiento de la juventud con la cual son el futuro de nuestra sociedad. Con este estudio nos darán con la seguridad de la construcción del pabellón y los parámetros que nos indica los reglamentos

2.2 FORMULACION DEL PROBLEMA

2.2.1 PROBLEMA GENERAL

- ¿En qué medida influye el Análisis y Diseño estructural de la edificación de dos Niveles para la Calidad Educativa de la I.E.P. N° 220042 Ricardo Palma de Tate - Ica?

2.2.2 PROBLEMA ESPECÍFICO

- ¿En qué medida influye la Estructuración y Pre dimensionamiento de los elementos Estructuración para la Calidad Educativa de I.E.P. N° 220042 Ricardo Palma de Tate - Ica?
- ¿En qué medida influye la aplicación del Análisis Sísmico Estático de acuerdo a la Norma E030 para la Calidad Educativa de I.E.P. N° 220042 Ricardo Palma de Tate - Ica?
- ¿En qué medida influye el cumplimiento de los factores de irregularidad en planta y en altura para la Calidad Educativa de I.E.P. N° 220042 Ricardo Palma de Tate - Ica?
- ¿En qué medida influye el cumplimiento de las derivas máximas del Reglamento Nacional de Edificaciones para la Calidad Educativa de I.E.P. N° 220042 Ricardo Palma- Ica?

2.3 DELIMITACION DEL PROBLEMA

La presente investigación se dará para conocer los parámetros en la que se deben de construir y el modo del análisis estático y dinámico que se debe de dar en la región Ica, debido a que nos encontramos en una zona de movimientos sísmico más recurrentes debido a las placas de nazca y las placa sudamericanas por lo cual se dará una investigación a un pabellón para la seguridad de las estructura y su comportamiento se optimo a movimiento sísmico

2.4 JUSTIFICACION E IMPORTANCIA DE LA INVESTIGACION

2.4.1 JUSTIFICACION

En este podemos mencionar que para el mejoramiento del aprendizaje de alumnos tendríamos que tener un mejor centro de estudio por lo cual es necesario la construcción de los pabellones y no solo la construcción de los pabellones si no tener en cuenta que el mobiliario correspondientes para lo cual es este diseño del centro educativo.

El proyecto de tesis se justifica académicamente porque se realizara un Modelamiento y diseño de la estructura de los pabellones esto teniendo en cuentas las normas correspondientes por el cual nos rigen en los diseños de las normas peruanas y también tomando ciertos criterios para la construcción de los pabellones.

2.4.2 IMPORTANCIA

La importancia de la investigación se por qué todo los diseños y pre dimensionamiento y estudios de suelos se dieron respectivamente con sus normas. Por lo cual se da a conocer que el análisis sísmico es algo muy importante a la hora de diseñar por lo que se debe de tener una mejor apreciación de la norma E 0.30 a la hora de diseñar con los dos métodos análisis estático y análisis dinámico. Pr lo que con esta investigación se realizara los dos análisis para ver la diferencia que existe y en las manejera que pasan en cada diseño según la norma.

2.5 OBJETIVOS

2.5.1 OBJETIVO GENERAL

Determinar la influencia de la aplicación del Análisis Sísmico Estático y Dinámico en el diseño Estructural de la edificación de dos Niveles para la Calidad Educativa de la I.E.P. N° 220042 Ricardo Palma de Tate - Ica.

2.5.2 OBJETIVOS ESPECÍFICO

- Determinar la influencia de la Estructuración y Pre dimensionamiento de los elementos Estructuración para la Calidad Educativa de I.E.P. N° 220042 Ricardo Palma de Tate - Ica.

- Determinar la influencia de la aplicación del Análisis Estático de acuerdo a la Norma E030 para la Calidad Educativa de I.E.P. N° 220042 Ricardo Palma de Tate - Ica.
- Determinar la influencia del cumplimiento de los factores de irregularidad en planta y en altura para la Calidad Educativa de I.E.P. N° 220042 Ricardo Palma de Tate – Ica.
- Determinar la influencia del cumplimiento de las derivas máximas del Reglamento Nacional de Edificaciones para la Calidad Educativa de I.E.P. N° 220042 Ricardo Palma- Ica.
- Cumplimiento de todas las normas que nos representa en el Perú (E 120 ,E 0.30 E 0.50).

2.5.3 ESTRATEGIA

Para el logro de este modelo estructural es necesario con una secuencia que nos permita el buen desarrollo, para lo cual tenemos distintas facetas de las cuales tenemos que desarrollar separados para que tenga el mejor entendimiento del trabajo a desarrollar.

Por eso tenemos la FASE I en la cual podemos mencionar el desarrollo que se hizo en campo, en laboratorio en la cual podemos obtener las capacidades portantes de los suelos que nos permitirá el desarrollo de la cimentación.

Para la FASE II se menciona la parte de la arquitectura de todo el pabellón a desarrollar por lo cual se tuvo que realizar visitas al PRONIED para el mayor desarrollo de la norma aplicable ya sean para colegios de inicial, primaria y

secundaria en esto nos basamos al desarrollo de las normas de arquitectura y diferentes normas del PRONIED.

Para la FASE III en la cual nos referimos a los diseños de los elementos estructurales en la cual tenemos techo, vigas, columnas y sus diferentes áreas de acero, áreas de los elementos.

Para la FASE IV tenemos las comprobaciones que se realizan en el programa ETABS si llegan a cumplir con las normas que nos dan en E 0.30 en caso de sismo por lo cual se desarrolla el comportamiento para la aprobación del pabellón desarrollado

2.5.4 ALCANCES

Los alcances que podríamos mencionar en este título sería los diferentes métodos por el cual podremos que construir el diseño estructural de la edificación en el cual tendremos en cuenta las diferentes etapas

La arquitectura: para el cual tendremos que basarnos en los diferentes reglamentos para poder cumplir con los diferentes métodos en el cual tendríamos que regirnos para los parámetros como el área mínimo de las aulas, se verán el número máximo de alumnos en cada salón, la distancia de una puerta con otra y también el área de las ventanas para la iluminación.

Estructura: para la estructura tendríamos que basarnos en los diferentes reglamentos que son importantes en el cual podríamos mencionar la E 0.30, E 0.50 Y EL E 0 .60 estos son algunos reglamentos para poder comprobar el diseño que estamos realizando el diseño se nos esté permitido utilizaremos el ETABS, con el

cual ya definiremos si nuestro diseño es permitido .veremos el análisis estático y dinámico para ver la solución de la estructura par un buen funcionamiento.

Suelos: también se realiza el estudio de suelos en los cuales se van a realizar 3 calicatas de 2.50 para la realización del estudio de cada uno y ver el tipo de suelo (granulometría, peso específico, humedad y corte directo) con los cuales tendremos los resultado todos verificado por el laboratorio de la universidad en los cuales se realizaron los estudio.

2.6 HIPOTESIS DE INVESTIGACION

2.6.1 HIPOTESIS GENERAL

La capacidad que existe en los elementos principales de las estructurales que conforma una edificación de un centro educativo, la Resistencia que tiene a las sollicitaciones sísmicas.

2.6.2 HIPOTESIS ESPECÍFICA

- Realizar el análisis estático de la estructura del centro educativo para poder corrobora que sobre pase las normas que estable el reglamento E 0.30.
- Realizar el análisis dinámico para demostrar que puede soportar a los diferentes sismo ya ocurrido con anterioridad en la localidad de Ica
- Realizar el análisis de tiempo- historia que se tiene en la provincial de Ica y corroborara que la estructura de un comportamiento favorable a evento sísmico.

2.7 VARIABLES DE INVESTIGACION

2.7.1 IDENTIFICACION DE VARIABLE

- El comportamiento de los elementos a un evento sísmico. Análisis sísmico
- Regularidad estructural

2.7.2 OPERACIONALIZACION DE VARIABLE

Tabla 1 operacionalizacion de variable

VARIABLES	INDICADORES	CATEGORÍA
Análisis sísmico	<ul style="list-style-type: none">• Cortante basal• desplazamiento	<ul style="list-style-type: none">• Análisis estático• Análisis dinámico
Capacidad estructural	<ul style="list-style-type: none">• Fuerza cortante• deformaciones	<ul style="list-style-type: none">• Estructura regular o irregular• El uso de la estructura

3 CAPITULO III: METODOLOGIA DE LA INVESTIGACION

3.1 TIPO, NIVEL Y DISEÑO DE INVESTIGACION

- TIPO

La investigación es cuantitativa debido a que tenemos resultados numéricos con los cuales se realiza la comparación con los márgenes que nos da el reglamento E 0.30.

- NIVEL

El nivel de investigación es aplicativo debido a que damos soluciones al diferente sismo que puedan ocurrir en la estructura a construir debido que existe simulaciones en las cuales la estructura llega a colapsar

- **DISEÑO**

Recolección de todos las muestra a realizar en el laboratorio analizar estos datos para luego realizar la el pre dimensionamiento de la estructura.

3.2 POBLACION Y MUESTRA DE LA INVESTIGACION

- **POBLACION**

La población que será estudiada es de acuerdo a la cantidad debido a que nos encontramos con un número de alumnados por área a que se realiza a investigación a la carga viva.

- **MUESTRA**

La muestra que se realizado esta de acuerdo al reglamento que se me indica para el estudio de suelo que se realiza para la investigación del suelo.

4 CAPITULO IV: TECNICAS E INSTRUMENTOS DE INVESTIGACION

4.1 TECNICAS DE RECOLECCION DE DATOS

4.1.1 CARACTERISTICAS LOCALES

En la localidad de tate la población es un lugar con un gran campo para la agricultura y las viviendas todavía se encuentran construidas con adobe .la mayor parte de la población se encuentra laborando en el campo.

CLIMA

El clima iqueño es seco y soleado aún durante los meses de invierno, aunque se advierte que las noches invernales son más frías y puede bajar a 7 u 8 °C. Los veranos son más cálidos y secos que la costa central del Perú y puede llegar cerca de los 40 C° bajo sombra, sobre todo en la ciudad de Ica que está ubicada tierra adentro. La presencia de vientos paracas o vientos fuertes, es muy común durante los meses de verano

VIAS DE COMUNICACIÓN

Es a través de la Carretera Panamericana es la principal vía utilizada en la provincia, hay un tráfico fluido de carga y pasajeros principalmente hacia la ciudad de Lima y las provincias cercanas del departamento (Chincha, Pisco, Palpa, Nazca y Marcona). Carretera afirmada hacia los distritos y anexos alejados de la provincia y de las regiones de Huancavelica y Ayacucho.

Para la llegada al distrito de ICA solo es tomar un tramo para la llegada de la panamericana y de allí unos 10 minutos para la llegada a la plaza de armas de ICA.

4.1.2 UBICACIÓN DEL PROYECTO

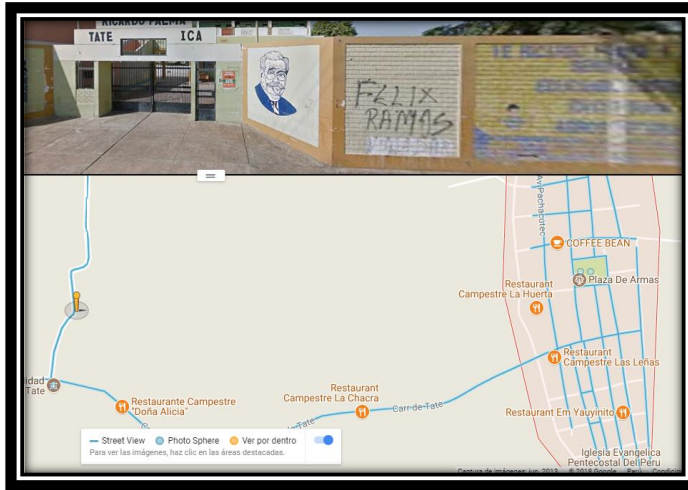


Ilustración 1 imagen de ubicación del colegio

El Distrito de Tate limita con los siguientes distritos:

Por el Norte: Limita con el Distrito de Pueblo Nuevo de la Provincia de Ica

Por el Sur: Limita con el Distrito de Santiago de la Provincia de Ica

Por el Este: Limita con el Distrito de Pachacutec de la Provincia de Ica

Por el Oeste: Limita con el Distrito de Santiago de la Provincia de Ica.

Se puede acceder al Distrito de Tate, desde la Ciudad de Ica, a través de la carretera Panamericana Sur hasta el Distrito de Tate por una carretera asfaltada, en una distancia aproximada de 13 Km.

4.1.3 DISPOSICIONES PARA CENTROS EDUCATIVOS

Para las disposiciones podemos mencionar los reglamentos que debemos de tener en cuenta en el inicio por lo cual podemos mencionar el reglamento.

Para el inicio de cada proyecto en educación tenemos que tener ciertos requisitos por el cual estamos proyectando en el cual podemos mencionar las edades en el cual regimos el proyecto, en la localidad que nos encontramos ya sea rural o ya sea urbana en el cual nos indicas las medidas mínimas que debe de tener en las aulas y los diferentes ambientes.

En el cual podemos como referencia para la arquitectura la A 0.40 y algunos anexos de normas PRONIED para el diseño y la construcción de los colegios ya sea inicial, primaria, secundaria y universitario.

4.1.4 PROGRAMA DE NECESIDADES ARQUITECTONICAS

Para la arquitectura para lo cual tenemos que tener en cuenta las normas que nos deben de regir, la norma para lo cual acudimos al ministerio de educación a la PRONIED que se ubica en puente blanco en el cual nos dan la norma para la construcción de los pabellones en el cual nos indican las diferentes normas para la aprobación de unas aulas para lo cual mencionalos las cosas más importantes para la comprobación de los espacios correspondientes

1. Verificar en donde se encuentra la institución urbana o rural
 - En el cual verificamos que la institución se encuentra en una zona urbana
2. Nos encontramos que la área mínima es de 56 m² por aula para los alumnos en el cual tener en cuenta que para la zona debe de tener 29 a 35 alumnos

- Indicando que el área estudia las aulas tienen 56.79 m² por lo cual cumple con la norma
3. Nombrando el a 0.40 nos refiere a la altura mínima que debe de existir.
- En los planos utilizado se verifica que la medida es de 3.00 con lo cual cumple
“La altura mínima es de 2.50 metros” (la norma A 0.40, 2016, capítulo II, artículo 6)
4. Nombrando la A 0.40 nos indica el área que deberá de existir
- Por referencia a esto debe de tener 157.5 m³ de aire. en las aulas estudiadas cumplen ya que se obtiene 170.37 m³ de aire
“el volumen de aire requerido dentro del aula será de 4.5 m³ de aire por alumno” (la norma A 0.40, 2016, capítulo II, artículo 6)
5. Nombrando el A 0.40 nos indica el área de vanos
- Nuestra superficie total es de 95.31 m² en el aula para cumplir con la norma debe de tener 19.06 de iluminación. En plano de estudio obtenemos 19.638 m²
“el área de vanos para la iluminación deberá de tener como mínimo el 20% de la superficie del recinto” (la norma A 0.40, 2016, capítulo II, artículo 6)
6. Nombrando la A 0.40 nos indica sobre la ventilación.
- En el cual en nuestro plano de arquitectura cumple con la condición
“la ventilación en los recintos educativos debe de ser permanente, alta y cruzada” (la norma A 0.40, 2016, capítulo II, artículo 6)

7. Nombrando la A 0.40 nos indica que el ancho mínimo del vano para puertas será de 1.00 m.

- En el cual nuestro el ancho del vano es de 1 metro por lo cual cumple “el ancho mínimo del vano para puertas será de 1.00 m, las puertas que abran hacia pasajes de circulación transversales deberán girar 180 grados” (la norma A 0.40, 2016, capítulo III, artículo 11)

4.2 INSTRUMENTOS DE RECOLECCION DE DATOS

4.2.1 ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS

4.2.1.1 GENERALIDADES

El presente trabajo tiene por objeto realizar una investigación del Subsuelo del terreno asignado al proyecto de la I.E.P. N° 220042 RICARDO PALMA , ubicado en el distrito de TATE, el cual se realizado mediante trabajos de campo a través de calicatas ,ensayos de laboratorio estándar y labores de gabinete, en base a los cuales se definen los perfiles estratigráficos del subsuelo, sus principales características físicas y mecánicas y las propiedades de resistencia y deformación, los que nos conducen a la determinación del tipo y profundidad de cimentación, capacidad portante admisible, asentamientos y las recomendaciones generales.

El proyecto materia del presente estudio, se encuentra destinada para uso como centro educativo, lo cual según la norma E 0.30 es categorizada como una edificación esencial, en el cual el coeficiente de uso e importancia (u) para presente edificación es igual a 1.5 como ya asignado anteriormente.

NORMATIVA E 0.50

El presente trabajo de consultoría está en concordancia con la norma E-050 de suelos y cimentaciones del reglamento nacional de construcciones.

En el cual también veremos diferentes normativas en las cuales se mencionara:

Contenido de humedad	NTP 339.127
Análisis granulométrico	NTP 339.128
Peso específico	NTP 339.131
Clasificación unificada de suelos (SUCS)	NTP 339.134
Limite líquido y limite plástico	NTP 339.140
Ensayo de corte directo	ASTM D 3080

4.2.1.2 GEOLOGIA Y SISMICIDAD EN EL AREA EN ESTUDIO ESTRATIFICACION

Después de realizar los ensayos obtenido en el laboratorio, adjunto al presente informe se contrastaron estos con las características de los suelos observados en el campo, habiendo hecho las compatibilizaciones en los casos necesarios. Con estos resultados se procedió a elaborar el respectivo perfil estratificado.

El sistema de clasificación de suelos para este tipo de estudio de suelos es del método SUCS (sistema unificado de clasificación de suelos), determinado de acuerdo con los diámetros comprendidos entre 3 pulgadas a la malla N° 4 como gravas, los diámetros comprendidos entre la malla N°4 y N° 200 como arenas y los

diámetros menores a la malla N° 200 denominado arcilla y limos por lo que generalizando se obtuvo para el sector donde se ubicara la futura estructura perfil estratificado:

➤ **PRIMER EXTRACTO:**

Para el primer extracto de 0.00 a 0.15 solo se encuentra la tierra con unas raíces y hojas. Por lo cual no tiene nada que ver con el suelo del estudio debido a la modificación que existe.

➤ **SEGUNDO EXTRACTO**

Para el segundo extracto 0.15 a 2.50 en la cual podemos observar que solo tenemos arena limosa y limos finos blandos de poca consistencia, mucha presencia de

Tabla 2 granulometría del estudio de suelos

	PROF	GRANUL	LIMITES%			SUCS
		FINOS	LL	LP	IP	
C-1	2.5	47.56	19.6	16.25	3.35	S-ML
C-2	2.5	57.82	18.87	15.04	3.84	ML
C-3	2.5	55.36	18.43	16.29	2.14	ML

➤ **ENSAYO DE CORTE DIRECTO**

Corresponde a los ensayos de corte directo, realizados en la muestra de la calicata más crítica en de las tres calicatas alteradas e inalteradas para estimar los parámetros resistentes de suelo a nivel de cimentación, en los términos de cohesión y Angulo el respectivo perfil estratificado.

Dichos ensayos se rigen a la norma NTP 339.171.

4.2.1.3 ESTUDIO DE SUELO DE FUNDACION

La provincia de Ica presenta una geomorfología dominada por procesos internos y externos que dan origen a morfología variadas. Las geo formas presentes en la provincia de Ica van desde angostos espacios costeros, acumulaciones eólicas, colinas, terrazas erosionadas, etc.

Los rasgos geomorfológicos que presenta han sido originado por la concurrencia de singulares patrones fisiográficos y estructurales, así como diferentes procesos geodinámicas: tectónicos, erosivos y acumulativos, que han modelado su relieve y cuya acción se manifiesta también en la actualidad; debido a la acción de distintos agentes y factores geomorfológicos, cuyo producto se puede apreciar en las diferentes unidades morfológicas que ese detallan a continuación.

➤ SISMICIDAD

En este punto se hacer referencia a lo que genera el sismo ya que debemos de tener en cuenta que no solo es el peso de la gravedad que va influenciar en el suelo como el peso del aligerado, el peso de la viga, el peso de la columna y las cargas vivas en la cimentación si no también va influenciar en el suelos el sismo por lo cual es muy importante tomar este criterio para el diseño de la estructura.

➤ CARACTERISTICAS DINAMICAS

De acuerdo a la norma de diseño sismo resistentes, se recomienda debido a la zona en el cual le pertenece el factor $Z= 0.45$ g (ilustración 7), un factor de suelo

igual a 1.10 y con periodos de $T_p=1.0$; $T_1=1.6$. Todos estos valores ya fueron explicados como hallarlos.

También debemos de tener en cuenta los otros valores para el diseño como el tipo de suelo S_3 , el uso de la edificación como $U=1.5$, la vibración de la edificación , todo esto será para poder llegar a la fórmula del corte basal.

4.2.1.4 TRABAJOS DE CAMPO

➤ CALICATAS

Se realizaron (03) calicata o pozo de exploración “a cielo abierto”, designados como C-1, C-2 Y C-3. Los cuales fueron ubicados convenientemente y con profundidades suficientes de acuerdo a la intensidad de las cargas estimadas en el proyecto.

Este sistema de exploración nos permite evaluar directamente las diferentes características del subsuelo en estado natural. No se encontró nivel freático hasta los 3 metros de profundidad.

Las excavaciones alcanzaron las siguientes profundidades:

TABLA N° 6 NÚMERO DE PUNTOS DE INVESTIGACION	
Tipo de edificación	Número de <i>puntos de investigación</i> (n)
A	1 cada 225 m ²
B	1 cada 450 m ²
C	1 cada 800 m ²
Urbanizaciones para Viviendas Unifamiliares de hasta 3 pisos	3 por cada Ha. de terreno habilitado

(n) nunca será menor de 3.

Ilustración 2 (norma técnica E 0.50 suelos y cimentación, 2019, artículo 10, programa de investigación PIM)

EXCAVACION DE LA CALICATA C-1



Ilustración 3 foto del trabajo de las C-1



Ilustración 4 profundidad de la C-1



Ilustración 5 imagen de verificación de altura

EXCAVACION DE LA CALICATA C-2



Ilustración 6 imagen de la C-2



Ilustración 7 imagen de profundidad de la C-2



Ilustración 8 imagen de la calicata C-2

EXCAVACION DE LA CALICATA C-3



Ilustración 9 imagen de la C-3



Ilustración 10 imagen de la C-3

➤ **MUESTREO Y REGISTROS DE EXPLORACION**

Se tomaron muestras disturbadas representativas de los estratos atravesados en cada calicata en cantidades suficientes como para realizar los ensayos de identificación y clasificación, también se extrajo una muestra inalterada representativa para el ensayo de corte. Paralelamente al muestreo se realizaron los registros de exploraciones los que se indican las diferentes características de los estratos subyacentes, tales como tipo de suelo, espesor del estrato, color, humedad, plasticidad, compacidad, etc.

4.2.1.5 ENSAYOS DE LABORATORIO

Para esto damos a conocer un teoría pequeña de cada ensayo a desarrollar con su respectivo resultados y tablas correspondientemente.

➤ **CONTENIDO DE HUMEDAD**

Pasos que se desarrollaron en el laboratorio

- 1) **PRIMER PASO;** el pesado de las latas anotar este luego llenarlo de la muestra del suelo y hacer el pesado. Llevar al horno con un 110mas menos 5 °C por 24 horas
- 2) **SEGUNDO PASO;** sacar del horno y hacerle enfriar para después poder pesarlo y hallar el resultado de la humedad.

Tabla 3 tabla de la humedad de la calicata 1

LATA	1	2	3
PESO DE LATA grs	88.8	94.4	89.1
PESO DEL SUELO HUMEDO + LATA grs	196.2	187.7	195.5
PESO DEL SUELO SECO + LATA grs	188	180.15	187.4
PESO DEL AGUA grs	8.2	7.55	8.1
PESO DEL SUELO SECO grs	99.2	85.75	98.3
% DE HUMEDAD	8.27	8.8	8.24
PROMEDIO % DE HUMEDAD		8.44	

Tabla 4 tabla de humedad de la calicata 2

LATA	1	2	3
PESO DE LATA grs	87.2	88.8	97.3
PESO DEL SUELO HUMEDO + LATA grs	213.7	209.1	186.2
PESO DEL SUELO SECO + LATA grs	206.2	201.8	178.9
PESO DEL AGUA grs	7.5	7.3	7.3
PESO DEL SUELO SECO grs	119	113	81.6
% DE HUMEDAD	6.3	6.46	8.95
PROMEDIO % DE HUMEDAD		7.24	

Tabla 5 tabla de humedad de la calicata 3

LATA	1	2	3
PESO DE LATA grs	83.1	94.4	89.1
PESO DEL SUELO HUMEDO + LATA grs	202.7	206.2	198.6
PESO DEL SUELO SECO + LATA grs	194.1	198.5	190.92
PESO DEL AGUA grs	8.6	7.7	7.68
PESO DEL SUELO SECO grs	111	104.1	101.82
% DE HUMEDAD	7.75	7.4	7.54
PROMEDIO % DE HUMEDAD		7.56	

➤ ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO

Pasos realizados para desarrollar en el análisis granulométrico en el laboratorio de suelos de la Universidad Nacional De Ica.

- 1) **PRIMER PASO;** cuarteamos la muestra que se tomaron en las calicatas después de esto llevamos al horno por 24 horas teniendo en cuenta también los parámetros de temperatura que debe de estar el horno que es de 110 más menos 5 °C
- 2) **SEGUNDO PASO;** luego hacemos el lavado de la muestra correspondiente debemos de tener un peso de 1000g para poder desarrollar el ensayo de granulometría. lavamos todo esto en la malla N°200 con cuidado teniendo en cuenta que debemos de lavar muy bien hasta que en la parte que discurra el agua sea limpia. Después lo llevamos al horno nuevamente durante 24h.
- 3) **TERCER PASO;** luego de sacra del horno tenemos que hacer que enfrié la muestra al aire libre, después de haber enfriado la muestra desarrollamos el tamizado de la muestra esto se da primero si tu

muestra en gravas debemos de hacer el tamizado manualmente, pero si la muestra en fino como nuestro caso utilizamos el tamizado mecánico.

- 4) **CUARTO PASO;** para este paso solo sería el pesado en el tamice correspondiente para poder llegar a los resultados correspondientes.
- 5) **MATERIALES Y EQUIPOS;** balanza, recipientes, juego de tamices, horno, cepillos, brochas y muestra representativa del suelo.

RESULTADOS DE LAS GRANULOMETRIAS DE LAS TRES

CALICATAS

Tabla 6 resultados de la granulometría columna 1

TAMAÑO MALLA	TAMIZ ASTM	PESO RETENIDO	% PESO RETENIDO	% PESO ACUMULADO	% PESO PASANTE
75.000	3"	0.0000	0.0000	0.0000	100.0000
50.000	2"	0.0000	0.0000	0.0000	100.0000
37.500	1 1/2"	0.0000	0.0000	0.0000	100.0000
25.000	1"	0.0000	0.0000	0.0000	100.0000
19.000	3/4"	0.0000	0.0000	0.0000	100.0000
9.500	3/8"	0.0000	0.0000	0.0000	100.0000
4.750	Nº 4	0.0000	0.0000	0.0000	100.0000
2.000	Nº 10	1.4500	0.1300	0.1300	99.8700
0.850	Nº 20	7.4600	0.6800	0.8100	99.1900
0.425	Nº 40	30.3500	2.7600	3.5700	96.4300
0.250	Nº 60	38.0500	3.4600	7.0300	92.9700
0.150	Nº 100	105.7500	9.6100	16.6400	83.3600
0.075	Nº 200	393.8000	35.8000	52.4400	47.5600
0.000	<200	523.2000	47.5600	100.0000	0.0000
PESO INICIAL	1100.0600	1100.0600	100.0000		

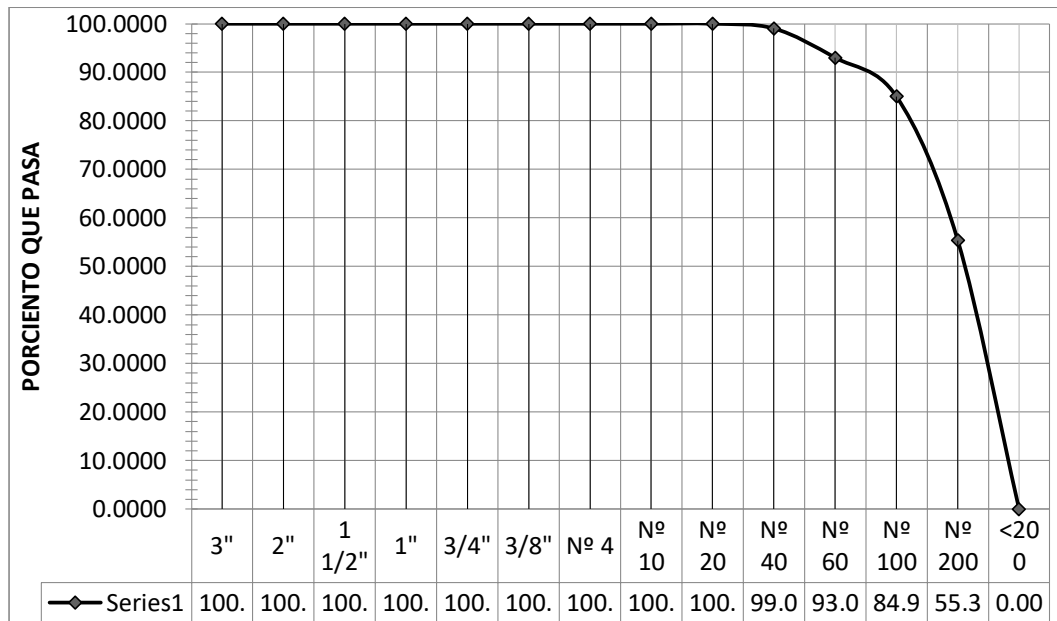


Ilustración 3 grafica del porcentajes que pasa en la granulometría de la calicata 1

Tabla 7 hallando el D10 D30 Y D60 de la C-1

Dx	VALOR	a	b	c	d	RESULTADO
D10	10	0.075	52.32	0	0	0.0143
D30	30	0.075	52.32	0	0	0.043
D60	60	0.15	81.7	0.075	52.32	0.0946

CALCULAMOS EL COEFICIENTE DE UNIFORMIDAD Y COEFICIENTE DE CURVATURA (Cu y Cc)

$$C_u = D_{60}/D_{10} = 0.0946/0.0143 = 6.600$$

$$C_c = D_{30}^2 / D_{60} \times D_{10} = 0.0018/0.0014 = 1.364$$

Tabla 8 granulometría de la calicata 2

TAMAÑO MALLA	TAMIZ ASTM	PESO RETENIDO	% PESO RETENIDO	% PESO ACUMULADO	% PESO PASANTE
75.000	3"	0.0000	0.0000	0.0000	100.0000
50.000	2"	0.0000	0.0000	0.0000	100.0000
37.500	1 1/2"	0.0000	0.0000	0.0000	100.0000
25.000	1"	0.0000	0.0000	0.0000	100.0000
19.000	3/4"	0.0000	0.0000	0.0000	100.0000
9.500	3/8"	0.0000	0.0000	0.0000	100.0000
4.750	Nº 4	0.0000	0.0000	0.0000	100.0000
2.000	Nº 10	0.0000	0.0000	0.0000	100.0000
0.850	Nº 20	0.0000	0.0000	0.0000	100.0000
0.425	Nº 40	0.0000	0.0000	0.0000	100.0000
0.250	Nº 60	13.8000	1.3800	1.3800	98.6200
0.150	Nº 100	67.4000	6.7400	8.1200	91.8800
0.075	Nº 200	340.6000	34.0600	42.1800	57.8200
0.000	<200	578.2000	57.8200	100.0000	0.0000
PESO INICIAL	1000.0000	1000.0000	100.0000		

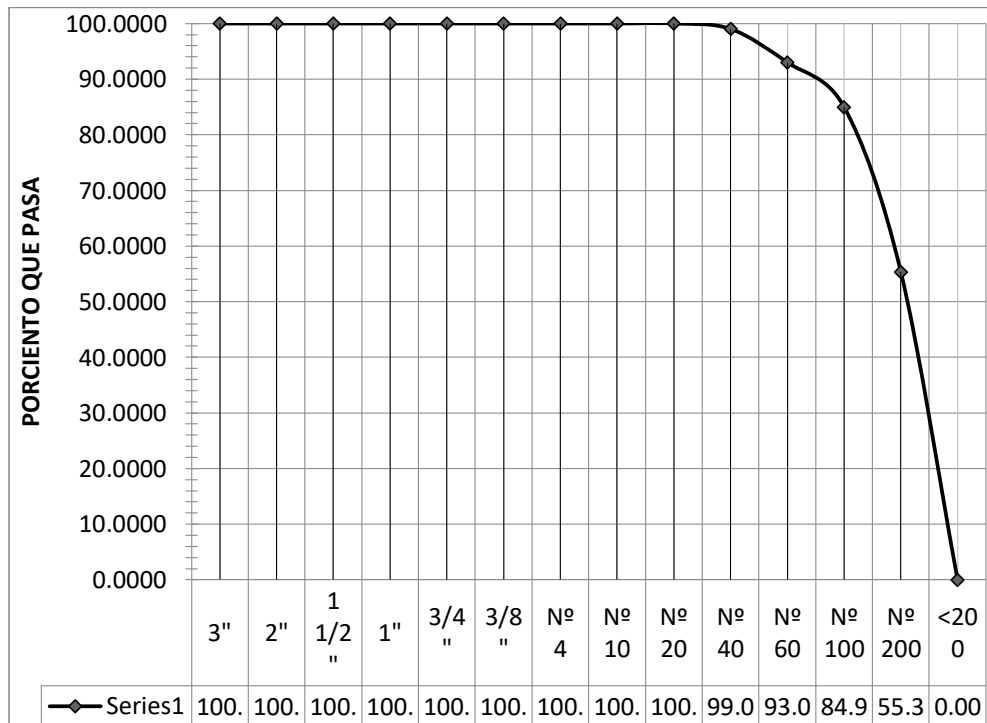


Ilustración 4 grafica del porcentaje que pasa de la C-2

Tabla 9 hallando el D10 D30 Y D30 de la C-2

Dx	VALOR	a	b	c	d	RESULTADO
D10	10	0.075	57.82	0	0	0.013
D30	30	0.075	57.82	0	0	0.0389
D60	60	0.15	91.88	0.075	57.82	0.0798

CALCULAMOS EL COEFICIENTE DE UNIFORMIDAD Y COEFICIENTE DE CURVATURA (Cu y Cc)

$$Cu = D60/D10 = 0.0798/0.0130 = 6.152$$

$$Cc = D30^2/ D60 \times D10 = 0.0015/0.0010 = 1.463$$

Tabla 10 granulometría de la calicata 3

TAMAÑO MALLA	TAMIZ ASTM	PESO RETENIDO	% PESO RETENIDO	% PESO ACUMULADO	% PESO PASANTE
75.000	3"	0.0000	0.0000	0.0000	100.0000
50.000	2"	0.0000	0.0000	0.0000	100.0000
37.500	1 1/2"	0.0000	0.0000	0.0000	100.0000
25.000	1"	0.0000	0.0000	0.0000	100.0000
19.000	3/4"	0.0000	0.0000	0.0000	100.0000
9.500	3/8"	0.0000	0.0000	0.0000	100.0000
4.750	Nº 4	0.0000	0.0000	0.0000	100.0000
2.000	Nº 10	0.0000	0.0000	0.0000	100.0000
0.850	Nº 20	0.0000	0.0000	0.0000	100.0000
0.425	Nº 40	9.7300	0.9740	0.9740	99.0260
0.250	Nº 60	60.1500	6.0150	6.9890	93.0110
0.150	Nº 100	80.1500	8.0150	15.0040	84.9960
0.075	Nº 200	296.3300	29.6330	44.6370	55.3630
0.000	<200	553.6300	55.3630	100.0000	0.0000
PESO INICIAL	999.9900	999.9900	100.0000		

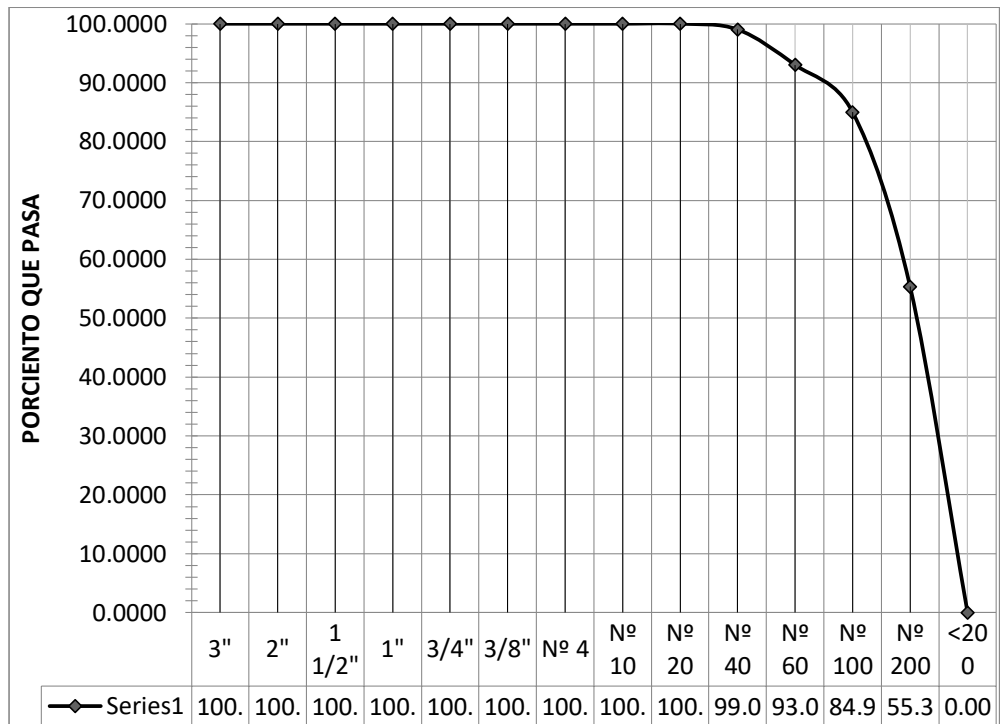


Ilustración 5 grafica del porcentaje que pasa de la C-2

Tabla 11 hallando el D 10 D 30 Y D 60 de la C-3

Dx	VALOR	a	b	c	d	RESULTADO
D10	10	0.075	55.363	0	0	0.0135
D30	30	0.075	55.363	0	0	0.0406
D60	60	0.15	84.996	0.075	55.363	0.0867

CALCULAMOS EL COEFICIENTE DE UNIFORMIDAD Y COEFICIENTE DE CURVATURA (Cu y Cc)

$$C_u = D_{60}/D_{10} = 0.0867/0.0135 = 6.403$$

$$C_c = D_{30}^2/ D_{60} \times D_{10} = 0.0017/0.0012 = 1.463$$

➤ **LÍMITES DE CONSISTENCIA (ATTERBERG)**

LÍMITE LÍQUIDO: los pasos que realizamos para el límite líquido fueron.

- 1) **PRIMER PASO;** para realizar este ensayo tomamos la muestra y se tamiza por la malla N° 40 para poder sacar unos 600g para poder realizar el ensayo.
- 2) **SEGUNDO PASO;** llenamos en la vasija de porcelana que se realiza para el ensayo de casa grande después ponemos agua cada uno 15 a 20 ml para el inicio después de esto amasar bien con la espátula.
- 3) **TERCER PASO;** después de ver una masa pastosa colocar en la casa grande y empezar a mover la manija de la casa grande. Con eso tenemos que lograr que las muestra que ponemos en la casa grande tenga sus golpes intervalos de 15-25 , 20-30 y 25-35
- 4) **CUARTO PASO:** después de haber llegado a los tres puntos requeridos solo tomamos una muestra de cada uno se pesa y luego se pone al horno durante 24 h después de esto solo tenemos que enfriar la muestra para luego pesarlo y anotar los resultados.

LIMITE PLÁSTICO: los pasos seguido para desarrollar el limite plástico.

- 1) **PRIMER PASO;** para poder realizar este ensayo tenemos que tamizar por la malla N°40 después de tener esto , mojar la muestra con agua con unos 15 a 20 ml para generar una muestra pastosa
- 2) **SEGUNDO PASO:** para este paso tenemos que lograr con la mano enrollar la muestra y generar uno muestra como unas lombrices hasta que existan pequeñas fisura y después de esto poner en un recipiente pesarlo y luego ponerlo al horno.

3) **TERCER PASO;** después saca la muestra del horno enfriarlo y luego el pesado correspondiente anotar los datos para poder generar los resultados.

ÍNDICE DE PLASTICIDAD: para este solo tendremos que restar el límite líquido con el limite plástico y se hallara el índice de plasticidad.

Tabla 12 tabla de el limite liquido de la C-1

LATA	8	4	2
PESO DE LATA grs	27.9	29.2	30.23
PESO DEL SUELO HUMEDO + LATA grs	46.5	47.8	47.8
PESO DEL SUELO SECO + LATA grs	43.56	44.79	44.9
PESO DEL AGUA grs	2.94	3.01	2.9
PESO DEL SUELO SECO grs	15.66	15.59	14.67
% DE HUMEDAD	18.77	19.33	19.77
NUMERO DE GOLPES	33	28	20

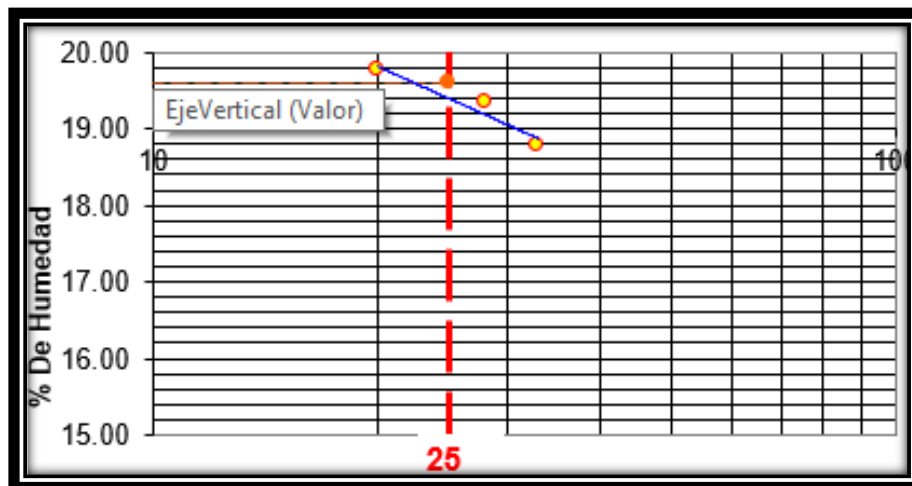


Ilustración 6 imagen de la tabla del límite liquido de la C-1

Límite Líquido (%) = 19.60

Tabla 13 tabla del límite plástico de la C-1

LATA	1	2	3
PESO DE LATA grs	16.65	16.6	16.4
PESO DEL SUELO HUMEDO + LATA grs	59.6	59.7	53.6
PESO DEL SUELO SECO + LATA grs	53.68	53.5	48.48
PESO DEL AGUA grs	5.92	6.2	5.12
PESO DEL SUELO SECO grs	37.03	36.9	32.08
% DE HUMEDAD	15.99	16.8	15.96
% PROMEDIO		16.25	

$$IP=LL-LP= 19.60-16.25=3.35$$

Tabla 14 tabla del límite líquido de la C-2

LATA	8	4	2
PESO DE LATA grs	27.73	28.77	30.22
PESO DEL SUELO HUMEDO + LATA grs	45.72	47.46	47.33
PESO DEL SUELO SECO + LATA grs	42.95	44.49	44.54
PESO DEL AGUA grs	2.77	2.97	2.79
PESO DEL SUELO SECO grs	15.22	15.72	14.32
% DE HUMEDAD	18.18	18.87	19.46
NUMERO DE GOLPES	32	25	18

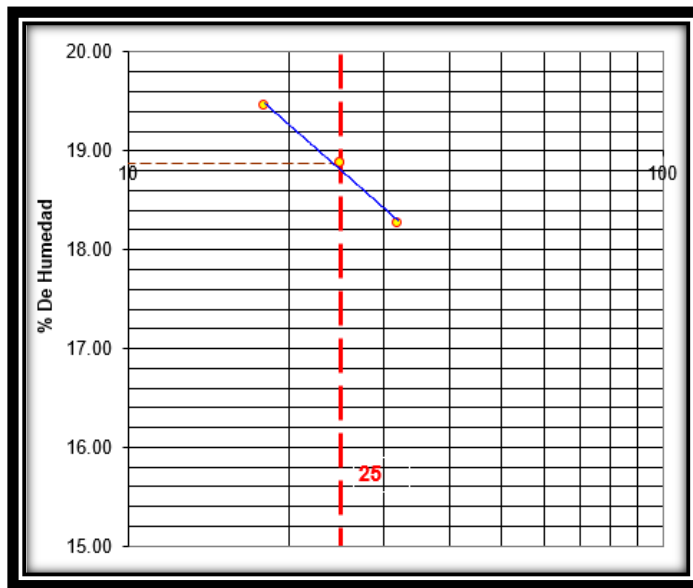


Ilustración 7 imagen del límite líquido de la C-1

Límite Líquido (%) = 18.87

Tabla 15 tabla del límite plástico de la C-2

LATA	14	17	15
PESO DE LATA grs	10.5	10.38	10.25
PESO DEL SUELO HUMEDO + LATA grs	17.11	15.34	15.2
PESO DEL SUELO SECO + LATA grs	16.25	14.74	14.5
PESO DEL AGUA grs	0.86	0.6	0.7
PESO DEL SUELO SECO grs	5.75	4.36	4.25
% DE HUMEDAD	14.96	13.68	16.47
% PROMEDIO		15.04	

$$IP=LL-LP= 18.87-15.04=3.83$$

Tabla 16 tabla del límite líquido de la C-3

LATA	8	16	12
PESO DE LATA grs	27.8	27.95	28.5
PESO DEL SUELO HUMEDO + LATA grs	45.2	45.7	44.95
PESO DEL SUELO SECO + LATA grs	42.54	42.9	42.25
PESO DEL AGUA grs	2.66	2.8	2.7
PESO DEL SUELO SECO grs	14.74	14.95	13.75
% DE HUMEDAD	18.05	18.72	19.64
NUMERO DE GOLPES	31	22	19

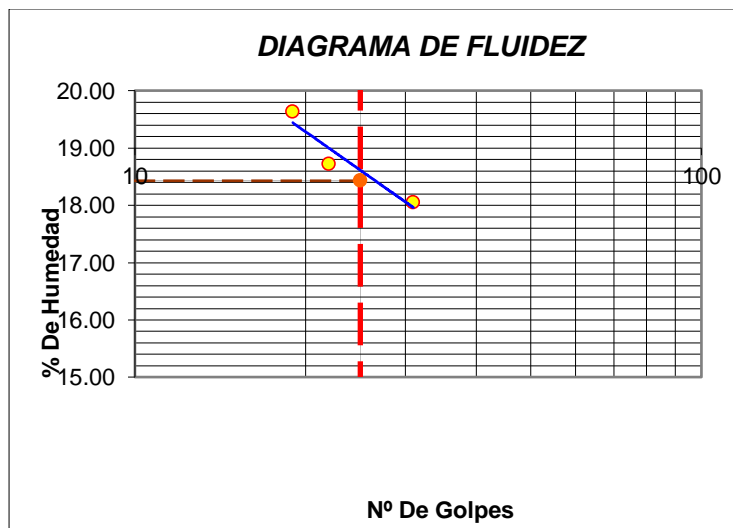


Ilustración 8 imagen del límite líquido de la C-3

Límite Líquido (%) = 18.43

Tabla 17 tabla del límite plástico de la C-3

LATA	E	F	G
PESO DE LATA grs	16.8	16.7	16.5
PESO DEL SUELO HUMEDO + LATA grs	59.62	59.66	56.2
PESO DEL SUELO SECO + LATA grs	53.4	53.6	50.89
PESO DEL AGUA grs	6.22	6.06	5.31
PESO DEL SUELO SECO grs	36.6	36.9	34.39
% DE HUMEDAD	16.99	16.42	15.44
% PROMEDIO		16.29	

➤ **PESO ESPECÍFICO RELATIVO DE SÓLIDOS:** los pasos que hemos seguido en el laboratorio para poder hacer el estudio.

- 1) **PRIMER PASO;** se agarró un parte de la muestra y llegar a saturarlo durante 24h.
- 2) **SEGUNDO PASO;** después de haber saturado la muestra llegamos ha secar al aire libre hasta que se seque.
- 3) **TERCER PASO;** se agarra una muestra pequeña para poder hacer un ensayo con el cono para poder ver su humedad.
- 4) **CUARTO PASO;** después de realizar esto tenemos se agarra el picnometro de 500ml se pone una muestra de 100 g a 120 g. tenemos que anotar el peso del picnómetro después el peso del picnómetro con agua. Se calienta el agua para poder sacar el aire y al final se pesa el agua más el suelo y el agua.

Tabla 18 peso específico de la C-1

MUESTRA N°		1	2
Peso de la fiola + muestra + Agua	gr.	780.0	794.1
Peso de la fiola + Agua	gr.	710.0	719.0
Peso de la muestra (sss)	gr.	200.0	200.0
Volumen desplazado	cc.	130.0	124.9
Peso específico	gr/cc.	1.538	1.601
Promedio	gr.cc.	1.570	

Tabla 19 peso específico de la C-2

MUESTRA N°		A	B
Peso de la fiola + muestra + Agua	gr.	780.4	780.8
Peso de la fiola + Agua	gr.	708.0	709.5
Peso de la muestra (sss)	gr.	200.0	200.0
Volumen desplazado	cc.	127.6	128.7
Peso específico	gr/cc.	1.567	1.554
Promedio	gr.cc.	1.561	

Tabla 20 peso específico de la C-3

MUESTRA N°		C	D
Peso de la fiola + muestra + Agua	gr.	780.0	794.1
Peso de la fiola + Agua	gr.	707.0	723.0
Peso de la muestra (sss)	gr.	200.0	200.0
Volumen desplazado	cc.	127.0	128.9
Peso específico	gr/cc.	1.575	1.552
Promedio	gr.cc.	1.563	

PANEL FOTGRAFICOS

➤ CONTENIDO DE HUMEDAD



Ilustración 9 la muestra en el horno

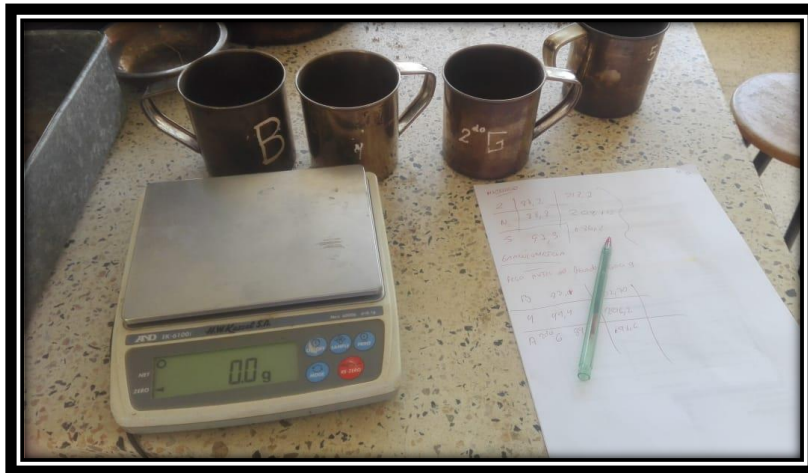


Ilustración 10 pesado de la muestra después de enfriar la muestra

➤ **GRANULOMETRIA**



Ilustración 11 lavado de la muestra para la granulometría



Ilustración 12 la muestra después del lavado debe de quedar así



Ilustración 13 antes del lavado y después del lavado al horno



Ilustración 14 llevando a la máquina para tamizar



Ilustración 15 pesado de cada tamices para el resultado

➤ **PESO ESPECIFICO**



Ilustración 16 saturación de la muestra para el peso específico



Ilustración 17 secado de la muestra



Ilustración 18 calentando el picnómetro.



Ilustración 19 pesado de la muestra

➤ **LIMITE LÍQUIDO**



Ilustración 20 muestra para el limite liquido



Ilustración 21 llenado de la Casagrande



Ilustración 22 repetir el procedimiento para poder hallar los resultados



Ilustración 23 llevar al horno la muestra de cada resultado con los golpes obtenido

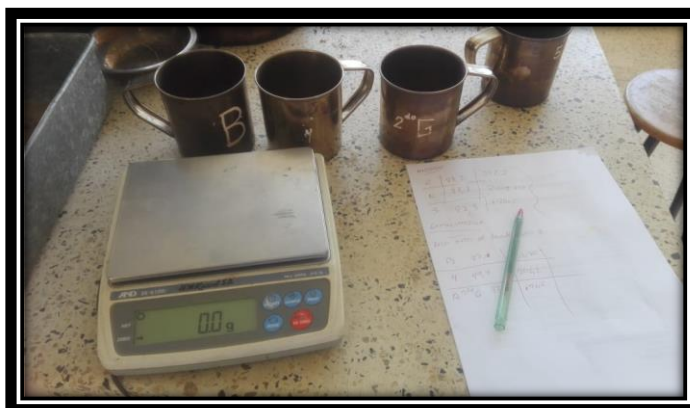


Ilustración 24 pesado de las muestra después del horno y el enfriamiento

➤ **LIMITE PLASTICO**



Ilustración 25 muestra para el limite plástico.



Ilustración 26 generar el enrollamiento con la mano llevar a la horno y pesarlo luego

➤ **CORTE DIRECTO**



Ilustración 27 peso del equipo utilizado



Ilustración 28 poniendo la muestra para llevar al equipo del corte directo



Ilustración 29 se procede a acomodar la muestra



Ilustración 30 golpear la muestra como se muestra en la imagen



Ilustración 31 equipo a utilizar para el corte de la UNICA



Ilustración 32 calibrando el peso del corte directo



Ilustración 33 muestra de los desplazamiento en vertical y horizontal

➤ CLASIFICACION DE SUELO

La muestra ensayada en el laboratorio se ha clasificado de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (S.U.C.S).

Procedimientos para la clasificación de nuestra muestra; como nuestro espécimen es un suelo fino.

Para un suelo fino se puede clasificar con la carta de plasticidad si es arcilla o limo pero también clasificamos con el C_U Y C_C .

Los suelos finos se clasifican según sus características de plasticidad, estas pueden ser limo con un símbolo de (M), arcillas con un símbolo de © y también existe la turba (pt) que estas encontramos en los pantanos y llega a pasar la malla N°200 sin dificultad.

Si el $LL < 50\%$ se le añade al símbolo genérico la letra l (low). si $LL > 50\%$ agrega la letra H (High)

Se describe en forma detallada, haciendo uso de la Carta de Plasticidad

SÍMBOLO	SIGNIFICADO
CL y CH	Pertencen a las arcillas inorgánicas. CL comprende a la zona sobre la línea A, definida por $LL < 50\%$ e $I_p > 7\%$ CH corresponde a la zona arriba de la línea A, definida por $LL > 50\%$
ML y MH	Pertencen a los limos inorgánicos, limos arcillosos y polvo de roca. ML comprende la zona bajo la línea A, definida por $LL < 50\%$, y la porción de la línea A con $I_p < 4$ MH corresponde a la zona debajo de la línea A, definida por $LL > 50\%$
OL y OH	Pertencen a los suelos orgánicos, siempre se encuentran en lugares próximos a la línea A.
Pt	El suelo fino se clasifica como altamente orgánico cuando se identifica por su color, olor, sensación esponjosa y frecuentemente por su textura fibrosa; se le denomina turba.

Ilustración 34 significado y símbolo de los suelos finos.

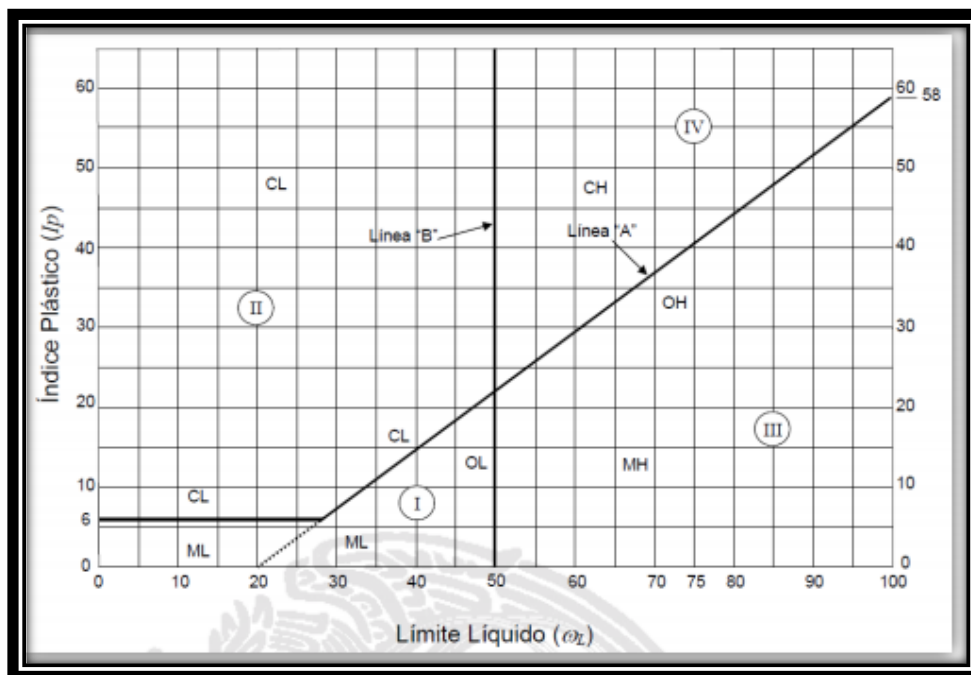


Ilustración 35 carta de plasticidad

CLASIFICACION DE SUELOS POR EL SISTEMA SUCS

Tabla 21 tabla resumen para la clasificación C-1

N° malla	% retenido acumulado	% pasa
4	0	100
40	3.57	96.34
200	52.44	47.56

$C_c=1.330$, $C_u=6.770$, $LL=19.60$, $LP=16.25$ Y $IP=3.35$



Ilustración 36 imagen en la que vemos que nuestra espécimen es fino

Como podemos ver nuestro espécimen es fino por lo cual nos vamos a la carta de plasticidad para poder ver qué tipo de suelo es nos vamos a la carta de plasticidad (ilustración 65) y también con el criterio de doble nomenclatura por lo cual tenemos S-ML.

Tabla 22 tabla de resumen de la C-2

N° malla	% retenido acumulado	% pasa
4	0	100
40	13.26	86.74
200	65.79	34.21

Cc=1.330, Cu=6.770, LL=18,87, LP=15.04 Y IP=3.85



Ilustración 37 clasificando la C-2

Como podemos ver nuestro espécimen es fino por lo cual nos vamos a la carta de plasticidad para poder ver qué tipo de suelo es nos vamos a la carta de plasticidad (ilustración 65) y nos vamos nos vamos a la (ilustración 64).en lo cual demostramos que el suelo es un ML.

Tabla 23 resumen para la clasificación de C-3

N° malla	% retenido acumulado	% pasa
4	0	100
40	13.26	86.74
200	65.79	34.21

Cc=1.330, Cu=6.770, LL=18,87, LP=15.04 Y IP=3.85



Ilustración 38 clasificando el espécimen de la C-3

Como podemos ver nuestro espécimen es fino por lo cual nos vamos a la carta de plasticidad para poder ver qué tipo de suelo es nos vamos a la carta de plasticidad (ilustración 65) y nos vamos nos vamos a la (ilustración 64).en lo cual demostramos que el suelo es un ML.

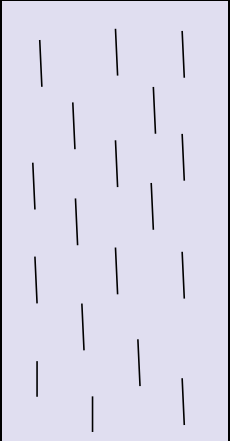
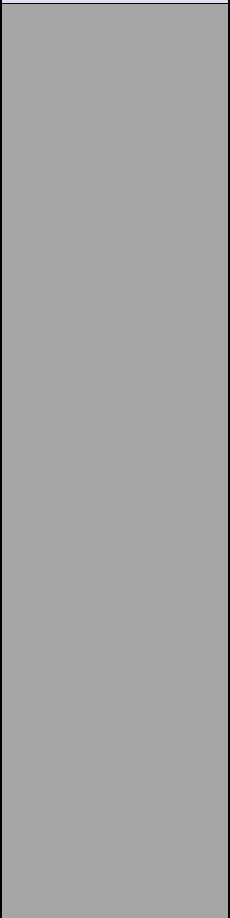
4.2.1.6 TRABAJOS DE GABINETE

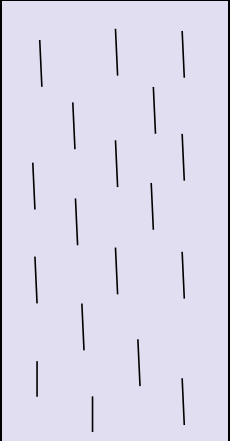
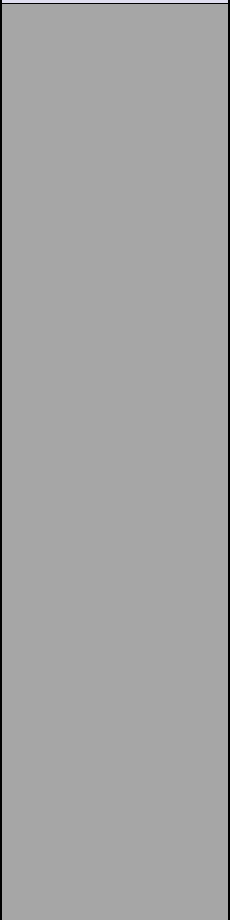
Los trabajos realizados en gabinete ya está plasmados más adelante por lo cual se resumirá el proceso de cada uno

- La humedad se realizaron las tablas 69, tabla 70 y tabla 71
- La granulometría se realizaron la tablas 72, tablas 73, tablas 74, tablas 75, tablas 76 y tablas 77
- Limite líquido y limite plástico se realizaron las tablas 78, tablas 79, tablas 80, tablas 81 y tablas 82.
- Peso específico se realizaron las siguientes tablas 84, tablas 85 y la tabla 86.

Todas las tablas realizadas en gabinete.

4.2.1.7 PERFIL ESTRATIGRAFICO

PERFIL DE CALICATA -1				
Método de excavación		Profundidad :	Referencia:	
calicata		3.00	Nivel de terreno 0.00m	
Profun.	c-1	descripción	clasif	símbolo
0.00	A Cielo abierto	En esta parte se encuentra mucha hierba combinado con la muestra en la que podemos mencionar que la muestra se encuentra alterada para el estudio	S-ML	
0.15				
2.50	A Cielo abierto	En esta parte encontrar la muestra real en la cual tenemos un limo de baja plasticidad se observa que la humedad del suelo es baja En el estudio no se llegó al nivel freático.	S-ML	

PERFIL DE CALICATA -3				
Método de excavación :calicata		Profundidad : 3.00	Referencia: Nivel de terreno 0.00m	
Profun.	C-3	descripción	clasif	símbolo
0.00 0.10	A Cielo abierto	En esta parte se encontró solo la muestra con raíces secas en las cuales no eran tan profundas como las anteriores calicatas	ML	
2.50	A Cielo abierto	En esta parte encontrar la muestra en la cual tenemos un limo de baja plasticidad se observa que la humedad del suelo es baja En el estudio no se llegó al nivel freático.	ML	

4.3 TECNICAS DE PROCESAMIENTOS DE DATOS, ANALISIS E INTERPRETACION

4.3.1 PREDIMENSIONAMIENTO

4.3.1.1 ALIGERADOS:

“Elementos estructural de espesor reducido respecto de sus otra dimensiones usado como techo o piso, generalmente horizontal y armado en una o dos direcciones según el tipo de apoyo existente en su contorno .usado también como diafragma rígido para mantener la unidad de la estructura frente a cargas horizontal de sismo” (norma técnica de edificación E0.60 concreto armado , 2009,pag15)

Para sobrecarga mayor a 300 kg/cm²

SE UTIIZARIA ESTE CRITERIO

Tabla 24 pre dimensionamiento según s/c

s/c: kg/cm ²	350	400	450	500
Peralte (h)	L/22	L/21	L/20	L/19

Para lo cual tendremos que ubicarnos en el lugar más desfavorable en el cual nos vamos al plano de arquitectura

POR LO CUAL PARA NUESTRO TRABAJO LA LN=3.9

$Ln/25 = 3.9 / 21 = 0.18$ por lo que tomaríamos 20 cm

Por lo cual se tomara esto para la losa de aligerado

Esto indicando el RNE-E-0.60

4.3.1.2 VIGAS:

“Elemento estructural que trabaja fundamentalmente a flexión y cortante” (norma técnica de edificación E0.60 concreto armado, 2009, pag17)

Por lo cual se tomara esto para la losa de aligerado

Esto indicando el RNE-E-0.60.

Predimensionamiento de vigas Peralte (h)								
VIGAS	1er Criterio			2do Criterio				
Peralte de vigas h Ln = Luz crítica (vigas principales ó secundarias)	Por categorías de edificación:			Según sobrecargas:				
	A	h = Ln/10		S/C	200	500	750	1000
	B	h = Ln/11		h	Ln/12	Ln/10	Ln/9	Ln/8
	C	h = Ln/12						
BASE (b)	$b = \frac{h_c}{2}$	$b = \frac{\text{ancho tributario}}{20}$		b ≥ 25 cm				
PERALTE EFECTIVO (d)	Teórico: $d = h_v - \text{recubrimiento} - \emptyset \text{ estribo} - \emptyset \text{ de la barra} / 2$							
	Práctico: d = h - 5 cm							

Ilustración 39 imagen de pre dimensionar vigas

Para el pre dimensionamiento de las vigas lo aremos por el primer criterio.

Por lo cual tendremos nos iremos a la E 0.30 y en la cual podemos ver que nuestra edificación se encuentra en la categoría de la A.

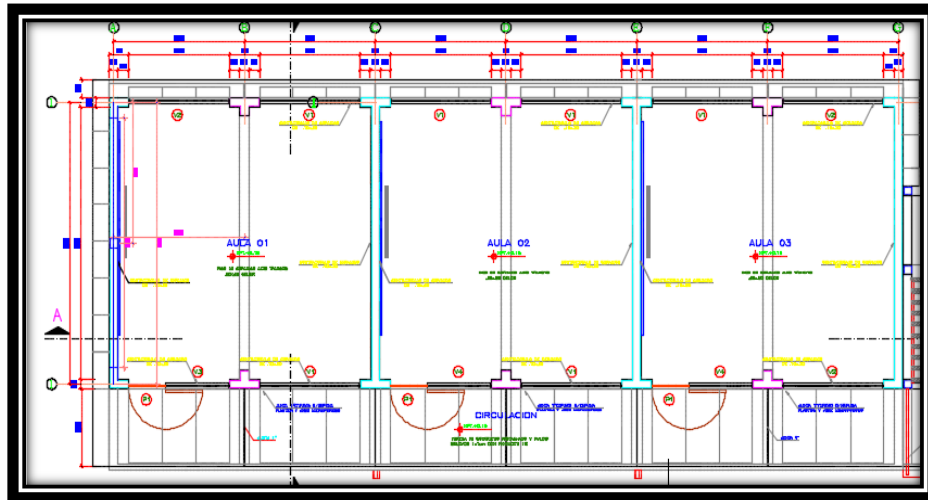


Ilustración 40 plano de arquitectura

PARA VIGAS PRINCIPALES

Tabla 25 tabla de las dimensiones de la estructura

	A-B	B-C
EJE 1-1	3.5	3.5
EJE 2-2	7.4	
EJE 3-3	3.5	3.5
EJE 4-4	7.4	
EJE 5-5	3.5	3.5
EJE 6-6	7.4	
EJE 7-7	3.5	3.5

$H=L/10$ POR ESTAR EN LA CATEGORIA A E 0.30

$B=H/2$ MINIMO UNA BASE DEBE DE SER 25 CM

Tabla 26 tabla de pre dimensionamiento de las vigas principales

	VIGA	luz mayor(m)	h(m)	b(m)	h(m)	b(m)
EJE 1-1	V-101	3.5	0.35	0.175	0.4	0.25
EJE2-2	V-102	7.4	0.74	0.37	0.8	0.4
EJE 3-3	V-101	3.5	0.35	0.175	0.4	0.25
EJE 4-4	V-102	7.4	0.74	0.37	0.8	0.4
EJE 5-5	V-101	3.5	0.35	0.175	0.4	0.25
EJE 6-6	V-102	7.4	0.74	0.37	0.8	0.4
EJE7-7	V-101	3.5	0.35	0.175	0.4	0.25

Tabla 27 tabla de dimensiones de la estructura

TRAMO	.1-2	.2-3	.3-4	.4-5	.5-6	.6-7
EJE A-A	3.6	3.63	3.63	3.63	3.63	3.6
EJE B-B	0	0	0	0	0	0
EJE C-C	3.6	3.63	3.63	3.63	3.63	3.6

$H=L/10$ POR ESTAR EN LA CATEGORIA A E 0.30

$B=H/2$ MINIMO UNA BASE DEBE DE SER 25 CM

Tabla 28 tabla de pre dimensionamiento de las vigas secundarias

	VIGA	luz mayor(m)	h(m)	b(m)	h(m)	b(m)
EJE A-A	V-101	3.63	0.363	0.1815	0.4	0.25
EJE B-B	V-102	0	0	0	0	0
EJE C-C	V-101	3.63	0.363	0.1815	0.4	0.25

4.3.1.3 COLUMNAS:

“Se elemento con una relación entre altura y menor dimensiones lateral mayor que tres, usado principalmente para resistir carga axial de compresión” (norma técnica de edificación E 0.60 concreto armado, 2009, pág. 14)

Se siguió el criterio de dimensionamiento por carga vertical, pues en la edificación se ha usado el sistema de pórticos, el cual permite que los momentos en las columnas debidas a sismo se reduzcan muy considerablemente. Para este tipo de edificio se recomiendan los siguientes criterios de pre dimensionamiento:

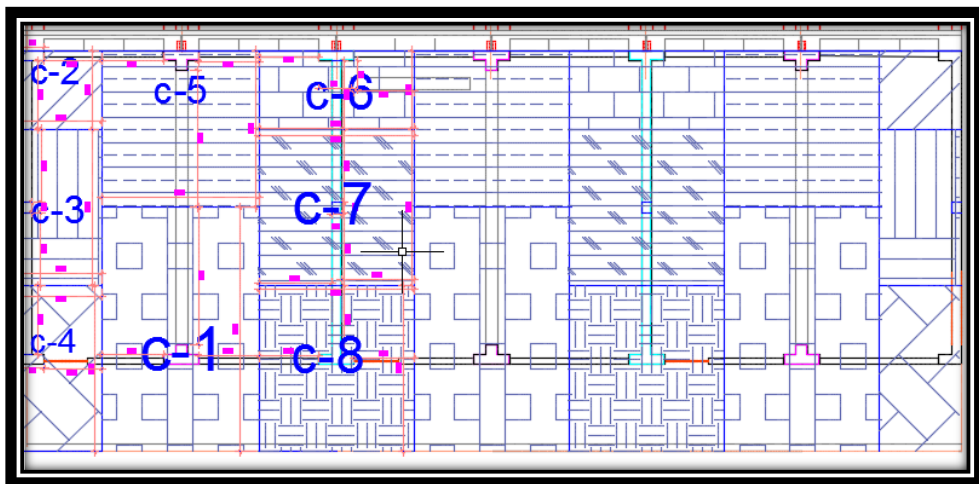


Ilustración 41 ilustración de las cargas que soporta una columna

Columnas Centrales: para esto podemos observar que para las columnas centrales su factor cambia a un 1.25 todos estos podemos también observa las distribuciones de cargas a las centradas en la ilustración 4

$$\text{AREA} = bt = P (\text{servicio}) / n * f'c$$

Columnas Exteriores o Esquineras: para las exteriores y las centrales podemos observar que su factor para el pre dimensionamiento es de 1.10 todos estos podemos también observa las distribuciones de cargas a las columnas exteriores y esquinas en la ilustración 4

$$AREA= bt = P (\text{servicio}) / n * f'c$$

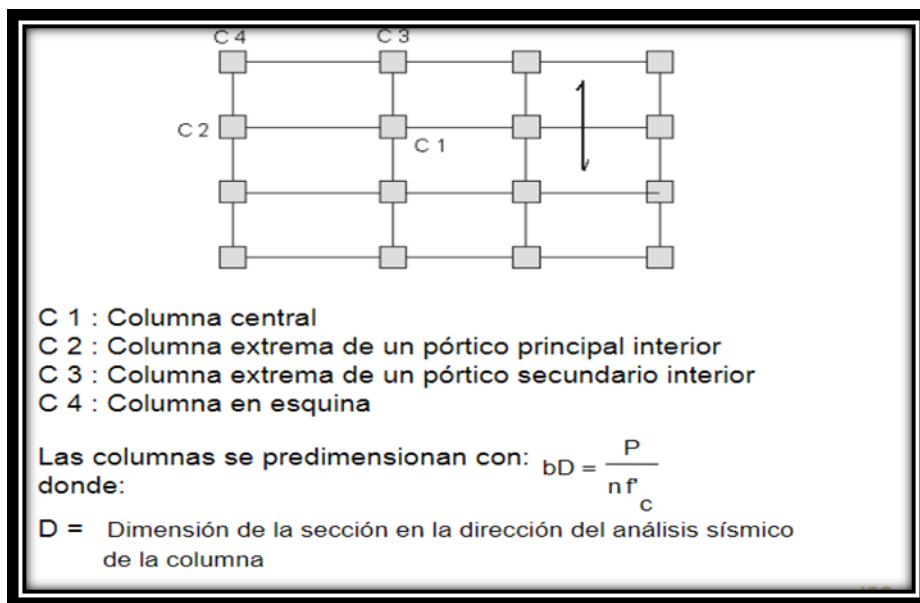


Ilustración 42 tipos de columnas a desarrollar

Tipo C1 (para los primeros pisos)	Columna interior	$P = 1.10 P_G$ $n = 0.30$
Tipo C1 (para los 4 últimos pisos superiores)	Columna interior	$P = 1.10 P_G$ $n = 0.25$
Tipo C2, C3	Columnas Extremas de pórticos interiores	$P = 1.25 P_G$ $n = 0.25$
Tipo C4	Columna de esquina	$P = 1.50 P_G$ $n = 0.20$

Ilustración 43 los coeficientes a tomar según el tipo de columna

Debemos de continuar con el diseño de todo lo pre dimensionado y verificar si todo lo propuesto cumple con los reglamentos que se tienen que cumplir E 0.10, E 0.20, E 0.30 Y EL E 0.60 cumpliendo con los reglamentos e arquitectura y el reglamento de estructuras el diseño estar completado.

Teniendo en cuenta esto podemos observar que para el pre dimensionamiento de las columnas necesitamos metrado de cargas.

PRE DIMENSIONAMIENTO DE LAS COLUMNAS

COLUMNA 1

METRADO DE CARGA

Tabla 29 carga muerta columna 1

ELEMENTO	PESO PROPIO	PISOS	L	A	H	PESO PROPIO
TECHO ALI.	300KG/M2	2	6.15	3.96		14612.4 KG
ACABADO	100KG/M2	2	6.15	3.96		4870.8 KG
TABIQUERIA	150KG/M2	2	6.15	3.96		7306.2 KG

VIGA Y-Y	2400KG/M3	2	3.45	0.8	0.4	5299.2	KG
VIGA X-X	2400KG/M3	2	3.06	0.4	0.2	1175.04	KG
COLUMNA	2400KG/M3	2	0.3		3.15	4536	KG
					WD=	37799.64	KG

Tabla 30 carga viva de la columna 1

S/C	UND	AREA	NIVEL	
250	KG/M2	24.354 M2	2	12177 KG
			WL=	12177 KG

$$WD+WL= 49976.64 \quad \text{kg}$$

POR EL USO TAMBIEN LA NORMA NOS INDICA UN PESO

Tabla 31 carga de acuerdo al uso

USO	NIVELES	SUB TOTAL	AREA TRIBUTARIA	TOTAL	
E 0.30					
1500	2	3000	24.354	73062	KG
			WD+WL=	73062	KG

Después del metrado utilizamos la formula dependiendo a qué tipo de columna.

Como observamos en la (ilustración 4) es centrada. Por lo cual la formula a utilizar.

$$AREA= bt =P (\text{servicio}) /n * f'c$$

Tabla 32 resultados de las medidas de la columna 1

b	t	t/b		
25	69.582857	2.78331	25cm	70cm
30	57.985714	1.93286	30cm	60cm
35	49.702041	1.42006	35cm	50cm
40	43.489286	1.08723	40cm	30cm

COLUMNA 2

METRADO DE CARGA

Tabla 33 carga muerta de la columna 2

ELEMENTO	PESO PROPIO	PISOS	L	A	H	PESO PROPIO	
TECHO ALI.	300KG/M2	2	2.01	1.98		2387.88	KG
ACABADO	100KG/M2	2	2.01	1.98		795.96	KG
TABIQUERIA	150KG/M2	2	2.01	1.98		1193.94	KG
VIGA Y-Y	2400KG/M3	2	1.73	0.4	0.25	830.4	KG
VIGA X-X	2400KG/M3	2	3.06	0.4	0.25	1468.8	KG
COLUMNA	2400KG/M3	2	0.58	0.25	3.15	2192.4	KG
					WD=	8869.38	KG

Tabla 34 carga viva de la columna 2

S/C	UND	AREA	NIVEL	
250	KG/M2	3.9798	2	1989.9
			WL=	1989.9

$$WD+WL= 10859.28 \text{ KG}$$

POR EL USO TAMBIEN LA NORMA NOS INDICA UN PESO

Tabla 35 según el uso de la edificación su peso en la columna 2

USO E	NIVELES	SUB TOTAL	AREA TRIBUTARIA	TOTAL	
0.30	1500	2	3000	3.9798	11939.4 KG
				WD+WL=	11939.4 KG

Tabla 36 resultado para la columna 2

B	t	t/b		
25	17.056286	0.68225	25cm	20cm
30	14.213571	0.47379	30cm	15cm
35	12.183061	0.34809	35cm	15cm
40	10.660179	0.2665	40cm	10cm

COLUMNA 3

METRADO DE CARGA

Tabla 37 carga muerta de la columna 3

ELEMENTO	PESO PROPIO	PISOS	L	A	H	PESO PROPIO	
TECHO ALI.	300KG/M2	2	3.95	2.01		4763.7	KG
ACABADO	100KG/M2	2	3.95	2.01		1587.9	KG
TABIQUERIA	150KG/M2	2	3.95	2.01		2381.85	KG
VIGA Y-Y	2400KG/M3	2	3.7	0.4	0.25	1776	KG
VIGA X-X	2400KG/M3	2	0	0	0	0	KG
COLUMNA	2400KG/M3	2	0.25	0.25	3.15	945	KG
					WD=	11454.45	KG

Tabla 38 cara muerta de la columna 3

S/C	UND	AREA	NIVEL	
250	KG/M2	7.9395	2	3969.75 KG
			WL=	3969.75KG

$$WD+WL= 15424.2 \text{ KG}$$

POR EL USO TAMBIEN LA NORMA NOS INDICA UN PESO

Tabla 39 de acuerdo a su uso el peso de la edificación en la columna 3

USO E 0.30	NIVELES	SUB TOTAL	AREA TRIBUTARIA	TOTAL	
1500	2	3000	7.9395	23818.5	KG
			WD+WL=	23818.5	KG

Tabla 40 resultado de la columna 3

B	t	t/b		
25	22.684286	0.90737	25cm	25cm
30	18.903571	0.63012	30cm	20cm
35	16.203061	0.46294	35cm	20cm
40	14.177679	0.35444	40cm	15cm

COLUMNA 4

Tabla 41 carga muerta de la columna 4

ELEMENTO	PESO PROPIO	PISOS	L	A	H	PESO PROPIO	
TECHO ALI.	300KG/M2	2	4.18	2.01		5041.08	KG
ACABADO	100KG/M2	2	4.18	2.01		1680.36	KG
TABIQUERIA	150KG/M2	2	4.18	2.01		2520.54	KG
VIGA Y-Y	2400KG/M3	2	1.73	0.4	0.25	830.4	KG
VIGA X-X	2400KG/M3	2	1.44	0.4	0.25	691.2	KG
COLUMNA	2400KG/M3	2	0.25	0.58	3.15	2192.4	KG
					WD=	12955.98	KG

Tabla 42 carga viva de la columna 4

S/C	UND	AREA	NIVEL	
250	KG/M2	8.4018	2	4200.9 KG
			WL=	4200.9 KG

WD+WL= 17156.88 KG

POR EL USO TAMBIEN LA NORMA NOS INDICA UN PESO

Tabla 43 de acuerdo al uso de la estructura en la columna 4

USO E 0.30	NIVELES	SUB TOTAL	AREA TRIBUTARIA	TOTAL	
1500	2	3000	8.4018	25205.4	KG
			WD+WL=	25205.4	KG

Tabla 44 resultados en la columna 4

B	t	t/b		
25	24.0051	0.960206	25cm	25cm
30	20.0043	0.66681	30cm	25cm
35	17.1465	0.489901	35cm	20cm
40	15.0032	0.37508	40cm	20cm

COLUMNA 5

METRADO DE CARGA

Tabla 45caga muerta en la columna 5

ELEMENTO	PESO PROPIO	PISOS	L	A	H	PESO PROPIO	
TECHO ALI.	300KG/M2	2	3.96	3.95		9385.2	KG
ACABADO	100KG/M2	2	3.96	3.95		3128.4	KG
TABIQUERIA	150KG/M2	2	3.96	3.95		4692.6	KG
VIGA Y-Y	2400KG/M3	2	3.45	0.8	0.4	5299.2	KG
VIGA X-X	2400KG/M3	2	3.06	0.4	0.2	1175.04	KG
COLUMNA	2400KG/M3	2		0.3	3.15	4536	KG
					WD=	28216.44	KG

Tabla 46 carga muerta en la columna 5

S/C	UND	AREA	NIVEL	
250	KG/M2	15.642	2	7821 KG
			WL=	7821 KG

WD+WL= 36037.44 KG

POR EL USO TAMBIEN LA NORMA NOS INDICA UN PESO

Tabla 47 DE ACURDO AL USO EL PESO EN LA COLUMNA 5

USO E 0.30	NIVELES	SUB TOTAL	AREA TRIBUTARIA	TOTAL	
1500	2	3000	15.642	46926	KG
			WD+WL=	46926	KG

Tabla 48 resultados en la columna 5

B	t	t/b		
25	44.69142857	1.787657	25cm	45cm
30	37.24285714	1.241429	30cm	40cm
35	31.92244898	0.91207	35cm	35cm
40	27.93214286	0.698304	40cm	30cm

COLUMNA 6

METRADO DE CARGA

Tabla 49 carga muerta en la columna 6

ELEMENTO	PESO PROPIO	PISOS	L	A	H	PESO PROPIO	
TECHO ALI.	300KG/M2	2	1.98	3.9		4633.2	KG
ACABADO	100KG/M2	2	1.98	3.9		1544.4	KG
TABIQUERIA	150KG/M2	2	1.98	3.9		2316.6	KG

VIGA Y-Y	2400KG/M3	2	1.72	0.4	0.25	825.6	KG
VIGA X-X	2400KG/M3	2	3	0.4	0.25	1440	KG
COLUMNA	2400KG/M3	2	0.25	0.9	3.15	3402	KG
					WD=	14161.8	KG

Tabla 50 carga viva en la columna 6

S/C	UND	AREA	NIVEL	
250	KG/M2	7.722	2	3861 KG
			WL=	3861 KG

POR EL USO TAMBIEN LA NORMA NOS INDICA UN PESO

Tabla 51 de acuerdo al uso de la estructura el peso en la columna 6

USO E	NIVELES	SUB TOTAL	AREA TRIBUTARIA	TOTAL	
0.30	1500	2	3000	7.722	23166 KG
			WD+WL=	23166	KG

Tabla 52 resultado en la columna 6

B	t	t/b		
25	22.0629	0.883	25cm	25cm
30	18.3857	0.613	30cm	25cm
35	15.7592	0.45	35cm	20cm
40	13.7893	0.345	40cm	20cm

COLUMNA 7

METRADO DE CARGA

Tabla 53 carga muerta en la columna 7

ELEMENTO	PESO PROPIO	PISOS	L	A	H	PESO PROPIO
TECHO ALI.	300KG/M2	2	3.95	3.9		9243 KG
ACABADO	100KG/M2	2	3.95	3.9		3081 KG
TABIQUERIA	150KG/M2	2	3.95	3.9		4621.5 KG
VIGA Y-Y	2400KG/M3	2	3.7	0.4	0.25	1776 KG
VIGA X-X	2400KG/M3	2	0	0	0	0 KG
COLUMNA	2400KG/M3	2	0.25	0.25	3.15	945 KG
					WD=	19666.5 KG

Tabla 54 carga viva en la columna 6

S/C	UND	AREA	NIVEL
250	KG/M2	15.405	2
			WL=
			7702.5 KG

WD+WL= 27369 KG

POR EL USO TAMBIEN LA NORMA NOS INDICA UN PESO

USO E	NIVELES	SUB TOTAL	AREA TRIBUTARIA	TOTAL
0.30	1500	2	3000	15.405
				46215 KG
			WD+WL=	46215 KG

Tabla 55 resultados en la columna 6

B	t	t/b		
25	44.0143	1.76057143	25cm	45cm
30	36.6786	1.22261905	30cm	40cm
35	31.4388	0.89825073	35cm	35cm
40	27.5089	0.68772321	40cm	30cm

COLUMNA 8

METRADO DE CARGA

Tabla 56 carga muerta en la columna 8

ELEMENTO	PESO PROPIO	PISOS	L	A	H	PESO PROPIO	
TECHO ALI.	300KG/M2	2	3.9	4.18		9781.2	KG
ACABADO	100KG/M2	2	3.9	4.18		3260.4	KG
TABIQUERIA	150KG/M2	2	3.9	4.18		4890.6	KG
VIGA Y-Y	2400KG/M3	2	1.73	0.4	0.25	830.4	KG
VIGA X-X	2400KG/M3	2	3	0.4	0.25	1440	KG
COLUMNA	2400KG/M3	2	0.25	0.9	3.15	3402	KG
					WD=	23604.6	KG

Tabla 57 carga viva en la columna 8

S/C	UND	AREA	NIVEL	
250	KG/M2	16.302	2	8151 KG
			WL=	8151 KG

WD+WL= 31755.6 KG

POR EL USO TAMBIEN LA NORMA NOS INDICA UN PESO

Tabla 58 de acuerdo al uso su peso en la columna 8

USO E	NIVELES	SUB TOTAL	AREA TRIBUTARIA	TOTAL
0.30	1500	2	3000	16.302
				48906 KG
			WD+WL=	48906 KG

Tabla 59 resultado en la columna 8

B	t	t/b		
25	46.5771	1.8630857	25cm	50cm
30	38.8143	1.2938095	30cm	40cm
35	33.2694	0.9505539	35cm	35cm
40	29.1107	0.7277679	40cm	30cm

5 CAPITULO V: PRESENTACION, INTERPRETACION Y DISCUSION DE RESULTADOS

5.1 PRESENTACION E INTERPRETACION DE RESULTADOS

5.1.1 DESCRIPCION DEL PROYECTO

Después de la compatibilización con la arquitectura, se procedió a realizar el análisis estructural de la estructura comprendida de columnas, vigas, viguetas y losas, de acuerdo a las medidas indicadas en el plano de arquitectura, se procedió a hacer un modelo tridimensional con tres coordenadas dinámicas por nivel, tomando en cuenta deformaciones por flexión, fuerza cortante y carga axial. Los apoyos se consideraron como empotramientos perfectos en el primer piso.

Para las estructuras de concreto armado se ha empleado concreto de $f'c=210$ kg/cm² (columnas, vigas y losa) y acero corrugado de grado 60 $f_y= 4200$ kg/cm².

Tal como lo indica la Norma E.020, las sobrecargas utilizadas son: 100 kg/m² para techo.

El análisis sísmico se hizo, según la Norma E.030, considerando un 5% de excentricidad accidental. Se hicieron varios modelos considerando distintas

posiciones del Centro de Masas y considerando el Sismo aplicado en cuatro direcciones (ortogonales dos a dos).

Para el diseño de los techos aligerados se consideró un espesor de 20 cm para todos los niveles de la estructura principal. La cimentación se reforzó para asegurar no solo la estabilidad ante cargas verticales y de sismo, sino también para asegurar la estabilidad en planta frente al momento de volteo que las fuerzas de sismo generan.

5.1.2 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

Materiales utilizados:

- **Concreto $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$** Columnas, vigas, losas y cimentación.
- **Acero 60 GRADOS $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$**
- En los cuales también tendremos que mencionar el **POISSON** en el reglamento nos dan un 0.20.
- **Módulo de elasticidad del concreto:** Relación entre el esfuerzo normal y la deformación unitaria correspondiente, para esfuerzos de tracción o compresión menores que el límite de proporcionalidad del material estas formula según la norma E 0.60
$$E_c = 15000 \sqrt{f'c}$$
- **Módulo de elasticidad del acero :** Relación entre el esfuerzo normal y la deformación unitaria correspondiente, para esfuerzos de tracción o compresión menores que el límite de proporcionalidad del material esta fórmula según la norma E 0.90 **$E = 200\ 000 \text{ MPA}$**

5.1.3 REFERENCIAS DEL REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES (VERSION 2018)

Para el primer nivel se asumió una sobrecarga de diseño de 250 kg/m^2 para el área de las aulas, 400 kg/m^2 para los pasadizos según la norma y lo que corresponde al uso de azoteas una sobrecarga de 100 kg/m^2 , según consta en la norma E.020. No se hicieron reducciones de carga viva. Cabe anotar que la carga viva tiene poca incidencia en los resultados en el análisis sísmico.

Los esfuerzos de acero tendremos que hallarlos ya sean longitudinales o transversales con las cuantías mínimas que nos dan. También destacando que debemos de contar con las normas para poder tener las áreas de aceros mínimos .debemos tener en cuenta para el diseño la construcción como se va realizar para la mayor facilidad de la construcción.

Ejemplo; tenemos en la tabla de acero la realización de esto en el AS (1) y AS (7) tenemos un área de acero de 0.53 cm^2 al 100% y 0.5 cm^2 al 95% por lo cual se puede tomar un área mayor solo al 0.51 cm^2 por lo cual tenemos mayor a $3/8''$ pulgadas con un área de 0.71 cm^2 por lo cual es mayor a nuestro acero mínimo que nos solicita. También observamos que en los AS(2) , AS(3) , AS(4) , AS(5) , AS(6) vemos que existe un acero de $1/2''$ pulgadas por lo cual nosotros para uniformizar el AS(1) y AS(7) también lo convertimos a $1/2''$ pulgadas para tener la continuidad en toda la longitud de media para la facilidad en la construcción.

Tabla 60 ejemplo de acero

	100%		95%		Φ
AS(1)=	0.53	cm2	0.51	cm2	AS(1)=1(1/2)
AS(2)=	1.36	cm2	1.3	cm2	AS(2)=1(1/2)+1(3/8)
AS(3)=	1.23	cm2	1.17	cm2	AS(3)=1(1/2)
AS(4)=	1.23	cm2	1.17	cm2	AS(4)=1(1/2)
AS(5)=	1.23	cm2	1.17	cm2	AS(5)=1(1/2)
AS(6)=	1.36	cm2	1.3	cm2	AS(6)=1(1/2)+1(3/8)
AS(7)=	0.53	cm2	0.51	cm2	AS(7)=1(1/2)

Los empalmes traslapados del refuerzo longitudinal tenemos diferentes comentarios en la norma E 0.60 tenemos en las columnas, las viguetas en las columnas diferentes parámetros en cada uno para el empalme. Nos indica la norma que en las viguetas al menos el acero de la parte inferior debe de ser longitudinal por lo cual se tendrá en luces mayores el traslape necesariamente .para los traslape teniendo una continuidad la norma nos indica que el refuerzo superior debe de empalmado a la mitad o cerca del tramo de dos apoyos y el refuerzo inferior debe de estar cerca al apoyo o en el para el traslape para el mejor comportamiento de la estructura.

El refuerzo transversal tenemos en la norma dos tipos en los refuerzos transversales para la comprensión y refuerzos transversales para elementos a flexión.

Para el refuerzo transversal para elementos de compresión nos indica que debemos de cumplir con dos criterios de la norma en las cuales son 7.10.4 o 7.10.5 de la norma E0.60 en la cuales nos indica uno los refuerzos a elementos espirales en lo cual nos indica la forma de empalme, el espaciamiento, el anclaje de lo espiral y

formas de anclajes .también nos indica el otro punto los estribos en lo cual nos dan las áreas mínimas, el espaciamiento, el ángulo del dobles y demás.

En los planos presentados indicaremos los estribos, el espaciamiento para el mayor entendimiento de la persona a construir indicaremos los traslapan si existe .cortes transversales para ver la forma del acero ya sea en vigas y en columnas y demás elementos necesarios .se darán las dobles de los estribos y demás.

La capacidad resistente en el resto de las columnas es conforme. Las nuevas plantas típicas de elementos estructurales son las mostradas en los planos correspondientes, se presenta en resumen las secciones típicas y el correspondiente refuerzo para cada una de ellas.

Para nuestra cimentación nuestra propuesta de acuerdo a nuestros cálculos tenemos una cimentación armada, un cimientto corrido en la base, un cimientto corrido en todo la estructura.

Para nuestro estudio de suelo la norma utilizadas en la E 0.50 en la cual veremos los diferentes criterios que tenemos para la realización de los trabajos en campo, los trabajos en el laboratorio y los trabajos en gabinete para los resultados realizados. Para lo citaremos algunos fragmentos para la mayor comprensión de esta nos vamos al punto 10.5 ensayos de laboratorio del reglamento E 0.50 en la cual veremos ciertos puntos de la norma.

- Contenido de humedad
- Análisis granulométrico
- Limite líquido y limite plástico

- Peso específico
- Clasificación unificada de suelos
- Corte directo

Para nuestro estudio de análisis sísmico nos vamos a nuestra norma E 0.30 podremos citar algunos fragmentos “el territorio nacional se considera dividido en cuatro zonas, como se muestra en la figura N° 1. La zonificación propuesta se basa en la distribución espacial de la sismicidad observada, las características generales de los movimientos sísmicos y la atenuación de estos con la distancia epicentral, así como en la información neotectónica” (norma técnica E 0.30 diseño sismo resistente, 2019, capítulo II, zonificación).

Tenemos en la ciudad de Ica la zona 4 después de esto “para los efectos de esta norma, los perfiles de suelo se clasifican tomando en cuenta la velocidad promedio de propagación de las ondas de corte (\bar{V}_s), o alternativamente, para suelos granulares, el promedio ponderado de los N60 obtenidos mediante un ensayo de penetración estándar (SPT) S_0 en la cual nos habla de roca dura , el S_1 en la cual nos habla del tipo de suelo de una roca o un suelo muy rígido , S_2 en este suelo me habla de un suelo intermedio , S_3 en este suelo me hace referencia a suelos blando ” (norma técnica E 0.30 diseño sismo resistente , 2019 , capítulo II, perfiles de suelo).

Podemos citar “cada estructura debe ser clasificada de acuerdo con las categorías indicadas en la tabla N° 5 .el factor de uso o importancia (U), definido en la tabla N°5 se usara según la clasificación que se haga para edificios con aisladores sísmicos

en la base se podrá considerar $U=1$ (norma técnica E 0.30 diseño sismo resistente, 2019, capítulo III, factor de uso).

Citamos para el mejor entendimiento de “los sistemas estructurales se clasificaran según los materiales usados y el sistema de estructuración sismo resistente en cada dirección de análisis tal como se indica en la tabla N°7” (norma técnica E 0.30 diseño sismo resistente, 2019, capítulo III, sistema estructura).

5.1.4 DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

5.1.4.1 DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS

El diseño de las losas aligeradas se realiza considerando únicamente las cargas de gravedad que actúan sobre ellas, es decir la carga muerta y la carga viva. Para su diseño se considera una franja modular de 0.40m de ancho. El peralte de todo el aligerado es de $h=0.20\text{m}$

La amplificación de las caras es de acuerdo a la combinación $U=1.4CM+1.7CV$

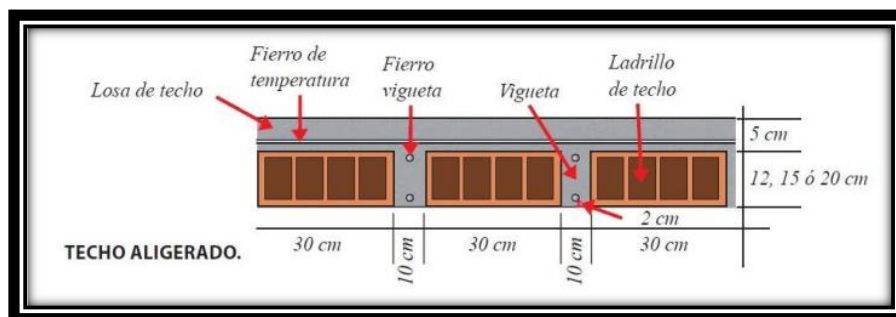


Ilustración 44 figura de ejemplo de un techo aligerado típico

DATOS:

ESFUERZOS

$$F'c=210 \text{ kg/cm}^2$$

$$Fy=4200 \text{ kg/cm}^2$$

LONGITUDES:

$$L1=3.90$$

$$L2=3.90$$

$$L3=3.90$$

$$L4=3.90$$

$$L5=3.90$$

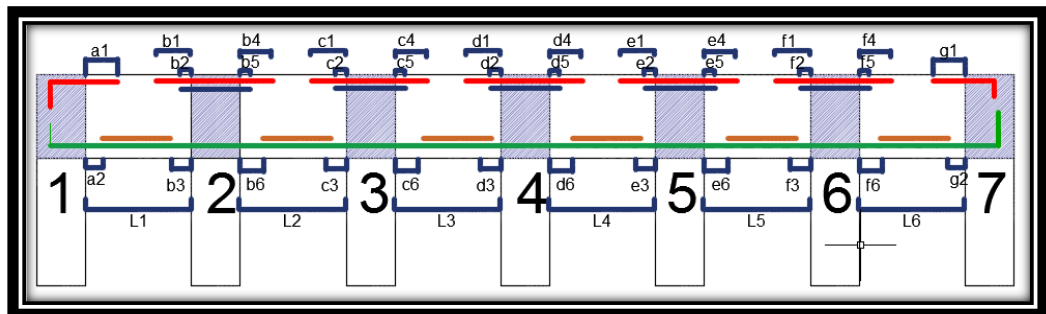


Ilustración 45 figura de nuestro aligerado

PROCEDIMIENTO: Espesor de la losa

$$L=3.90/21= 0.185$$

Trabajamos con un espesor de $h=20 \text{ cm}$

Cargas del aligerado

Tabla 61 metrado de carga muerta

CARGA MUERTA (WD)									
TABIQUERIA	=	150	kg/m ²	x	0.4	m	=	60	kg/m
ACABADO	=	100	kg/m ²	x	0.4	m	=	40	kg/m
CIELO RASO	=	50	kg/m ²	x	0.4	m	=	20	kg/m
ALIGERADO	=	300	kg/m ²	x	0.4	m	=	120	kg/m
TOTAL=								240	kg/m

Tabla 62 metrado de carga viva

CARGA VIVA (WL)									
S/C	=	400	kg/m ²	x	0.4	m	=	160	kg/m
TOTAL=								160	kg/m

$$WU = 1.5 \times 240 \text{ kg/m}^2 + 1.8 \times 160 \text{ kg/m}^2$$

$$WU = 648 \text{ kg/m}^2$$

MOMENTOS

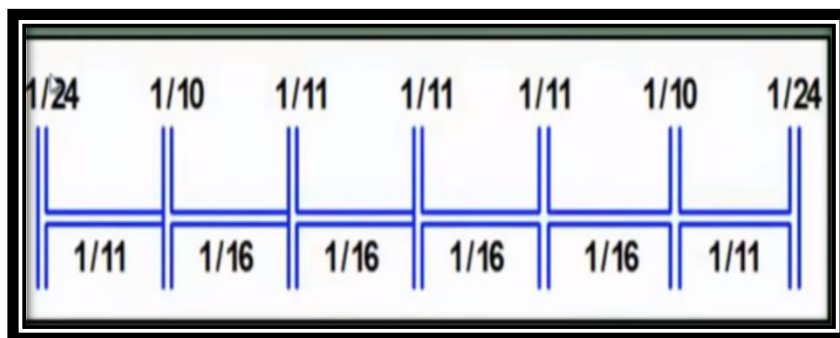


Ilustración 46 método del ACI

Fórmula para los momentos

$$M=W_U*L_2/n$$

Tabla 63 momentos positivos y negativos del aligerado

CALCULANDO LOS MOMENTOS POSITIVOS Y NEGATIVOS					
M1(-)	=	330.75	kg.m	=	0.331 tn.m
M1-2(+)	=	721.64	kg.m	=	0.722 tn.m
M2(-)	=	793.8	kg.m	=	0.794 tn.m
M2-3(+)	=	496.13	kg.m	=	0.496 tn.m
M3(-)	=	721.64	kg.m	=	0.722 tn.m
M3-4(+)	=	496.13	kg.m	=	0.496 tn.m
M4(-)	=	721.64	kg.m	=	0.722 tn.m
M4-5(+)	=	496.13	kg.m	=	0.496 tn.m
M5(-)	=	721.64	kg.m	=	0.722 tn.m
M5-6(+)	=	496.13	kg.m	=	0.496 tn.m
M6(-)	=	793.8	kg.m	=	0.794 tn.m
M6-7(+)	=	721.64	kg.m	=	0.722 tn.m
M7(-)	=	330.75	kg.m	=	0.331 tn.m

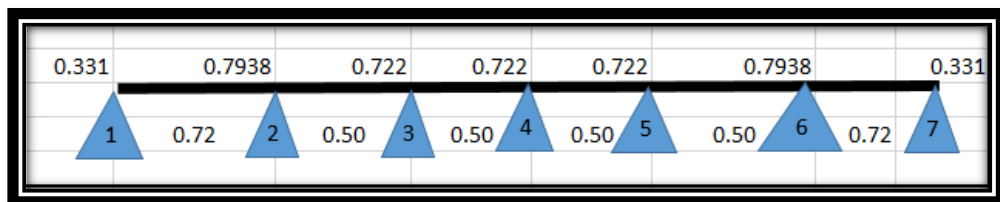


Ilustración 47 momentos ubicados en sus apoyos y sus tramos

AREA DE ACERO

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$h = 20 \text{ cm}$$

$$b= 10 \quad \text{cm}$$

$$d= 17 \quad \text{cm}$$

$$a= d/5 = 3.4 \quad \text{cm}$$

$$\Phi= 0.9$$

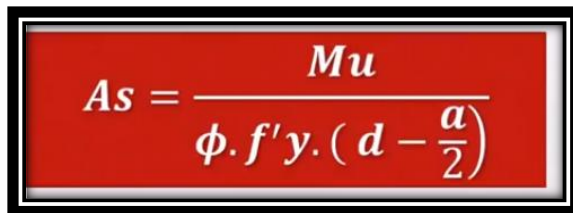

$$As = \frac{Mu}{\phi \cdot f'y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

Ilustración 48 formula para el área de acero

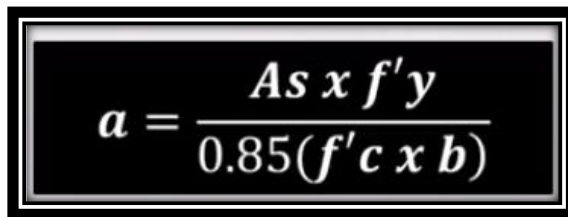

$$a = \frac{As \times f'y}{0.85(f'c \times b)}$$

Ilustración 49 fórmula para hallar el a

➤ HALLANDO EL ACERO EN EL APOYO 1

CALCULAMOS EL AREA DEL ACERO, ASUMIENDO EL VALOR INICIAL

$$"a"= d/5 \quad As= 0.54 \quad \text{cm}^2$$

1era verificación del valor de "a"

$$a= 1.26 \quad \text{cm}$$

Calculamos el acero, asumido el valor calculado de "a" que nos salió

$$As=0.53 \quad \text{cm}^2$$

2da verificación del valor de "a"

$$a = 1.26 \text{ cm}$$

Calculamos el acero, asumido el valor calculado de "a" que nos salió

$$A_s = 0.53 \text{ cm}^2$$

3ra verificación del acero de "a" que nos salió

$$a = 1.26 \text{ cm}$$

Calculamos el acero, asumido el valor calculado de "a" que nos salió.

$$A_s = 0.53 \text{ cm}^2$$

4ra verificación del acero de "a" que nos salió

$$a = 1.26 \text{ cm}$$

TODOS LOS VALORES TIENEN EL MISMO PROCEDIMIENTO SOLO
CAMBIAN LOS MOMENTOS EN EL APOYO

➤ **HALLANO EL ACERO EN EL APOYO 2**

$$A_s = 1.37 \text{ cm}^2 \quad a = 3.23 \text{ cm}$$

$$A_s = 1.36 \text{ cm}^2 \quad a = 3.21 \text{ cm}$$

$$A_s = 1.36 \text{ cm}^2 \quad a = 3.21 \text{ cm}$$

$$A_s = 1.36 \text{ cm}^2 \quad a = 3.21 \text{ cm}$$

➤ **HALLANO EL ACERO EN EL APOYO 3**

AS= 1.25 cm² a= 2.94 cm

AS= 1.23 cm² a= 2.89 cm

AS= 1.23 cm² a= 2.89 cm

AS= 1.23 cm² a= 2.89 cm

➤ **HALLANO EL ACERO EN EL APOYO 4**

AS= 1.25 cm² a= 2.94 cm

AS= 1.23 cm² a= 2.89 cm

AS= 1.23 cm² a= 2.89 cm

AS= 1.23 cm² a= 2.89 cm

➤ **HALLANO EL ACERO EN EL APOYO 5**

AS= 1.25 cm² a= 2.94 cm

AS= 1.23 cm² a= 2.89 cm

AS= 1.23 cm² a= 2.89 cm

AS= 1.23 cm² a= 2.89 cm

➤ **HALLANO EL ACERO EN EL APOYO 6**

AS= 1.37 cm² a= 3.23 cm

AS= 1.36 cm² a= 3.21 cm

AS= 1.36 cm² a= 3.21 cm

AS= 1.36 cm² a= 3.21 cm

➤ **HALLANO EL ACERO EN EL APOYO 7**

AS= 0.57 cm² a= 1.35 cm

AS= 0.54 cm² a= 1.26 cm

AS= 0.53 cm² a= 1.26 cm

AS= 0.53 cm² a= 1.26 cm

➤ **HALLANO EL ACERO EN EL TRAMO1-2**

AS= 1.25 cm² a= 2.94 cm

AS= 1.23 cm² a= 2.89 cm

AS= 1.23 cm² a= 2.89 cm

AS= 1.23 cm² a= 2.89 cm

➤ **HALLANO EL ACERO EN EL TRAMO 2-3**

AS= 0.86 cm² a= 2.02 cm

AS= 0.82 cm² a= 1.93 cm

AS= 0.82 cm² a= 1.93 cm

AS= 0.82 cm² a= 1.93 cm

➤ **HALLANO EL ACERO EN EL TRAMO 3-4**

AS= 0.86 cm² a= 2.02 cm

AS= 0.82 cm² a= 1.93 cm

AS= 0.82 cm² a= 1.93 cm

AS= 0.82 cm² a= 1.93 cm

➤ **HALLANO EL ACERO EN EL TRAMO 4-5**

AS= 0.86 cm² a= 2.02 cm

AS= 0.82 cm² a= 1.93 cm

AS= 0.82 cm² a= 1.93 cm

AS= 0.82 cm² a= 1.93 cm

➤ **HALLANO EL ACERO EN EL TRAMO 5-6**

AS= 0.86 cm² a= 2.02 cm

AS= 0.82 cm² a= 1.93 cm

AS= 0.82 cm² a= 1.93 cm

AS= 0.82 cm² a= 1.93 cm

➤ **HALLANO EL ACERO EN EL TRAMO 6-7**

AS= 1.25 cm² a= 2.94 cm

AS= 1.23 cm² a= 2.89 cm

AS= 1.23 cm² a= 2.89 cm

$$AS = 1.23 \text{ cm}^2 \quad a = 2.89 \text{ cm}$$

➤ RESUMEN DE LOS ACEROS

Tabla 64 resumen de los aceros en los apoyos

ACERO EN LOS APOYOS					
	100%		95%		Φ
AS(1)=	0.53	cm ²	0.51	cm ²	AS(1)=1(1/2)
AS(2)=	1.36	cm ²	1.3	cm ²	AS(2)=1(1/2)+1(3/8)
AS(3)=	1.23	cm ²	1.17	cm ²	AS(3)=1(1/2)
AS(4)=	1.23	cm ²	1.17	cm ²	AS(4)=1(1/2)
AS(5)=	1.23	cm ²	1.17	cm ²	AS(5)=1(1/2)
AS(6)=	1.36	cm ²	1.3	cm ²	AS(6)=1(1/2)+1(3/8)
AS(7)=	0.53	cm ²	0.51	cm ²	AS(7)=1(1/2)

Tabla 65 resumen de los aceros en los tramos

ACERO EN LOS TRAMOS					
	100%		95%		Φ
AS(1-2)=	1.23	cm ²	1.17	cm ²	AS(1-2)=1(1/2)
AS(2-3)=	0.82	cm ²	0.78	cm ²	AS(2-3)=1(1/2)
AS(3-4)=	0.82	cm ²	0.78	cm ²	AS(3-4)=1(1/2)
AS(4-5)=	0.82	cm ²	0.78	cm ²	AS(4-5)=1(1/2)
AS(5-6)=	0.82	cm ²	0.78	cm ²	AS(5-6)=1(1/2)
AS(6-7)=	1.23	cm ²	1.17	cm ²	AS(6-7)=1(1/2)

5.1.4.2 DISEÑO DE VIGAS

En este capítulo se explicará el procedimiento de diseño para las vigas peraltadas de los pórticos. Las vigas serán diseñadas para resistir los esfuerzos de flexión y corte considerando para ello el efecto de las cargas de gravedad y de sismo.

DISEÑO MANUALMETENTE DE LA VIGA EN LA CUAL HALLAMOS EL ACERO DE TODA LA VIGA EN EL EJE C-C

METRADO DE CARGA

EN EL EJE 2-2, EJE 4-4 Y EJE 6-6

Tabla 66 carga muerta de la V 80X40

CARGA MUERTA	VIGA		AT=	3.93	m	
	PESO	AT				
P.P DE LA LOSA	300kg/m ²	3.53	m	=	1059	kg/m
PISO TERMINADO	100kg/m ²	3.93	m	=	393	kg/m
TABIQUERIA	150kg/m ²	3.93	m	=	589.5	kg/m
CIELO RASO	50kg/m ²	3.93	m	=	196.5	kg/m
P.P DE LA VIGA	2400kg/m ²	0.4	0.8	m ²	=	768 kg/m
				WD	=	3006 kg/m

Tabla 67 carga viva de la V 80X40

CARGA VIVA(WL)						
	PESO	/M2	AT			
SOBRECARGA USO	250	kg/m ²	3.93	m	=	982.5 kg/m
					WL	= 982.5 kg/m

$$WU = 1.4WD + 1.7WL = 6277.5 \text{ kg/m}$$

EN EL EJE 1-1 Y EJE 7-7

Tabla 68 carga muerta de la V 40X25 del eje 1-1 y eje 7-7

CARGA MUERTA	VIGA		AT=	1.25	m	
	PESO	AT				

P.P DE LA LOSA	300kg/m ²	1	m	=	300	kg/m	
PISO TERMINADO	100kg/m ²	1.25	m	=	125	kg/m	
TABIQUERIA	150kg/m ²	1.25	m	=	187.5	kg/m	
CIELO RASO	50kg/m ²	1.25	m	=	62.5	kg/m	
P.P DE LA VIGA	2400kg/m ²	0.4	0.3	m ²	=	240	kg/m
				WD	=	915	kg/m

Tabla 69 carga viva de la V 40X25 del eje 1-1 y eje 7-7

CARGA VIVA(WL)							
	PESO	/M2	AT				
SOBRECARGA USO	250	kg/m ²	1.25	m	=	312.5	kg/m
				WL	=	312.5	kg/m

$$WU = 1.4WD + 1.7WL = 1935 \text{ kg/m}^2$$

EN EL EJE 3-3 Y EJE 5-5

Tabla 70 carga muerta de la V 40X25 del eje 3-3 y eje 5-5

CARGA MUERTA							
	PESO	VIGA	AT=	3.90	m		
	PESO	AT					
P.P DE LA LOSA	300kg/m ²	3.65	m	=	1095	kg/m	
PISO TERMINADO	100kg/m ²	3.9	m	=	390	kg/m	
TABIQUERIA	150kg/m ²	3.9	m	=	585	kg/m	
CIELO RASO	50kg/m ²	3.9	m	=	195	kg/m	
P.P DE LA VIGA	2400kg/m ²	0.4	0.3	mxm	=	240	kg/m
				WD	=	2505	kg/m

Tabla 71 carga viva de la V 40x25 del eje 3-3 y eje 5-5

CARGA VIVA(WL)							
----------------	--	--	--	--	--	--	--

	PESO	/M2	AT				
SOBRECARGA USO	250	kg/m2	3.9	m	=	975	kg/m
				WL	=	975	kg/m

$$WU = 1.4WD + 1.7WL = 5164.5 \text{ kg/m}$$

EN EL EJE A-A

Tabla 72 carga muerta de la V 40X25 del eje A-A

CARGA MUERTA	PESO	VIGA	AT=	1.25	m		
P.P DE LA LOSA	300kg/m2	1	m	=	300	kg/m	
PISO TERMINADO	100kg/m2	1.25	m	=	125	kg/m	
TABIQUERIA	150kg/m2	1.25	m	=	187.5	kg/m	
CIELO RASO	50kg/m2	1.25	m	=	62.5	kg/m	
P.P DE LA VIGA	2400kg/m2	0.4	0.3	m ²	=	240	kg/m
			WD	=	915	kg/m	

Tabla 73 carga viva de la V 40X25 del eje A-A

CARGA VIVA(WL)							
	PESO	/M2	AT				
SOBRECARGA USO	250	kg/m2	1.25	m	=	312.5	kg/m
				WL	=	312.5	kg/m

$$WU = 1.4WD + 1.7WL = 1812.25 \text{ kg/m2}$$

EN EL EJE C-C

Tabla 74 carga muerta de la V40X25 del eje C-C

CARGA MUERTA	VIGA		AT=	2.25	m
	PESO	AT			
P.P DE LA LOSA	300kg/m ²	2	m	=	600 kg/m
PISO TERMINADO	100kg/m ²	2.25	m	=	225 kg/m
TABIQUERIA	150kg/m ²	2.25	m	=	337.5 kg/m
CIELO RASO	50kg/m ²	2.25	m	=	112.5 kg/m
P.P DE LA VIGA	2400kg/m ²	0.4	0.3 mxm	=	240 kg/m
			WD	=	1515 kg/m

Tabla 75 carga viva de la V 40X25 del eje C-C

CARGA VIVA(WL)						
	PESO	/M2	AT			
SOBRECARGA USO	250	kg/m ²	2.25	m	=	562.5 kg/m
				WL	=	562.5 kg/m

$$WU = 1.4WD + 1.7WL = 3077.25 \text{ kg/m}$$

Se tomara el diseño de todas las vigas para el eje c-c por que diseñar todos

Para el calculos de las vigas se utilizo la formula:

$$M = Wu \cdot L^2 / 2$$

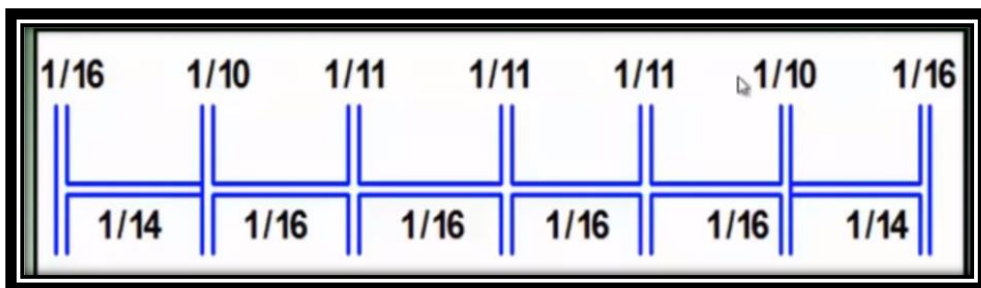


Ilustración 50 grafica de los coeficientes del ACI para este tipo de viga

Tabla 76 momentos del eje C-C para el desarrollo manual

MOMENTOS					
M1(-)	=	3006.80	kg.m	=	3.0068 tn.m
M1-2(+)	=	3436.35	kg.m	=	3.4363 tn.m
M2(-)	=	4810.89	kg.m	=	4.8109 tn.m
M2-3(+)	=	3006.80	kg.m	=	3.0068 tn.m
M3(-)	=	4373.53	kg.m	=	4.3735 tn.m
M3-4(+)	=	3006.80	kg.m	=	3.0068 tn.m
M4(-)	=	4373.53	kg.m	=	4.3735 tn.m
M4-5(+)	=	3006.80	kg.m	=	3.0068 tn.m
M5(-)	=	4373.53	kg.m	=	4.3735 tn.m
M5-6(+)	=	3006.80	kg.m	=	3.0068 tn.m
M6(-)	=	4810.89	kg.m	=	4.8109 tn.m
M6-7(+)	=	3436.35	kg.m	=	3.4363 tn.m
M7(-)	=	3006.80	kg.m	=	3.0068 tn.m

HALLANDO EL ACERO DE LAS VIGAS

Para las formula mencionamos (la ilustración 23 y la ilustración 24)

DATOS PARA HALLAR EL ACERO DE LA VIGA EN EL EJE C-C

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$h = 40 \text{ cm}$$

$$b = 25 \text{ cm}$$

$$d = H - 5 = 35 \text{ cm}$$

$$a = d/5 = 7 \text{ cm}$$

$$\Phi = 0.9$$

CALCULAMOS EL AREA DEL ACERO, ASUMIENDO EL VALOR

INICIAL "a" = $d/5$

APOYO 1

$$A_s = 2.52 \text{ cm}^2$$

1era verificación del valor de "a"

$$a = 2.38 \text{ cm}$$

Calculamos el acero, asumido el valor calculado de "a" que nos salió

$$A_s = 2.35 \text{ cm}^2$$

2da verificación del valor de "a"

$$a = 2.21 \text{ cm}$$

Calculamos el acero, asumido el valor calculado de "a" que nos salió

$$A_s = 2.35 \text{ cm}^2$$

3ra verificación del acero de "a" que nos salió

$$a = 2.21 \text{ cm}$$

Calculamos el acero, asumido el valor calculado de "a" que nos salió

$$A_s = 2.35 \text{ cm}^2$$

4ta verificación del acero de "a" que nos salió

$$a = 2.21 \text{ cm}$$

APOYO 2

$$A_s = 4.04 \text{ cm}^2$$

$$a = 3.80 \text{ cm}$$

$$A_s = 3.85 \text{ cm}^2$$

$$a = 3.62 \text{ cm}$$

$$A_s = 3.83 \text{ cm}^2$$

$$a = 3.61 \text{ cm}$$

$$A_s = 3.83 \text{ cm}^2$$

$$a = 3.61 \text{ cm}$$

APOYO 3

$$A_s = 3.67 \text{ cm}^2$$

$$a = 3.46 \text{ cm}$$

$$A_s = 3.48 \text{ cm}^2$$

$$a = 3.27 \text{ cm}$$

$$A_s = 3.47 \text{ cm}^2$$

$$a = 3.26 \text{ cm}$$

$$A_s = 3.47 \text{ cm}^2$$

$$a = 3.26 \text{ cm}$$

APOYO 4

$$A_s = 3.67 \text{ cm}^2$$

$$a = 3.46 \text{ cm}$$

$$A_s = 3.48 \text{ cm}^2$$

$$a = 3.27 \text{ cm}$$

$$A_s = 3.47 \text{ cm}^2$$

$$a = 3.26 \text{ cm}$$

$$A_s = 3.47 \text{ cm}^2$$

$$a = 3.26 \text{ cm}$$

APOYO 5

$$A_s = 3.67 \text{ cm}^2$$

$$a = 3.46 \text{ cm}$$

$$A_s = 3.48 \text{ cm}^2$$

$$a = 3.27 \text{ cm}$$

$$A_s = 3.47 \text{ cm}^2$$

$$a = 3.26 \text{ cm}$$

$$A_s = 3.47 \text{ cm}^2$$

$$a = 3.26 \text{ cm}$$

APOYO 6

$$A_s = 4.04 \text{ cm}^2$$

$$a = 3.80 \text{ cm}$$

$$A_s = 3.85 \text{ cm}^2$$

$$a = 3.62 \text{ cm}$$

$$A_s = 3.83 \text{ cm}^2$$

$$a = 3.61 \text{ cm}$$

$$A_s = 3.83 \text{ cm}^2$$

$$a = 3.61 \text{ cm}$$

APOYO 7

$$A_s = 2.53 \text{ cm}^2$$

$$a = 2.38 \text{ cm}$$

$$A_s = 2.35 \text{ cm}^2$$

$$a = 2.21 \text{ cm}$$

$$A_s = 2.35 \text{ cm}^2$$

$$a = 2.21 \text{ cm}$$

$$A_s = 2.35 \text{ cm}^2$$

$$a = 2.21 \text{ cm}$$

TRAMO 1-2

$$A_s = 2.89 \text{ cm}^2$$

$$a = 2.72 \text{ cm}$$

$$A_s = 2.70 \text{ cm}^2$$

$$a = 2.54 \text{ cm}$$

$$A_s = 2.70 \text{ cm}^2$$

$$a = 2.54 \text{ cm}$$

$$A_s = 2.70 \text{ cm}^2$$

$$a = 2.54 \text{ cm}$$

TRAMO 2-3

$$A_s = 2.53 \text{ cm}^2$$

$$a = 2.38 \text{ cm}$$

$$A_s = 2.35 \text{ cm}^2$$

$$a = 2.21 \text{ cm}$$

$$A_s = 2.35 \text{ cm}^2$$

$$a = 2.21 \text{ cm}$$

$$A_s = 2.35 \text{ cm}^2$$

$$a = 2.21 \text{ cm}$$

TRAMO 3-4

$$A_s = 2.53 \text{ cm}^2$$

$$a = 2.38 \text{ cm}$$

$$A_s = 2.35 \text{ cm}^2$$

$$a = 2.21 \text{ cm}$$

$$A_s = 2.35 \text{ cm}^2$$

$$a = 2.21 \text{ cm}$$

$$A_s = 2.35 \text{ cm}^2$$

$$a = 2.21 \text{ cm}$$

TRAMO 4-5

$$A_s = 2.53 \text{ cm}^2$$

$$a = 2.38 \text{ cm}$$

$$A_s = 2.35 \text{ cm}^2$$

$$a = 2.21 \text{ cm}$$

$$A_s = 2.35 \text{ cm}^2$$

$$a = 2.21 \text{ cm}$$

$$A_s = 2.35 \text{ cm}^2$$

$$a = 2.21 \text{ cm}$$

TRAMO 5-6

$$A_s = 2.53 \text{ cm}^2$$

$$a = 2.38 \text{ cm}$$

$$A_s = 2.35 \text{ cm}^2$$

$$a = 2.21 \text{ cm}$$

$$A_s = 2.35 \text{ cm}^2$$

$$a = 2.21 \text{ cm}$$

$$A_s = 2.35 \text{ cm}^2$$

$$a = 2.21 \text{ cm}$$

TRAMO 6-7

$$A_s = 2.89 \text{ cm}^2$$

$$a = 2.72 \text{ cm}$$

$$A_s = 2.70 \text{ cm}^2$$

$$a = 2.54 \text{ cm}$$

$$A_s = 2.70 \text{ cm}^2$$

$$a = 2.54 \text{ cm}$$

$$A_s = 2.70 \text{ cm}^2$$

a= 2.54 cm

**RESUMEN DE LA AREAS DE ACERO PARA PODER TAMBIEN COMPRARA CON
LAS AREAS DEL ETABS PARA EL EJE C-C**

Tabla 77 resumen de los aceros de los apoyos manualmente

ACERO EN LOS APOYOS					
	100%		97%		Φ
AS(1)=	2.35	cm2	2.28	cm2	AS(1)=2(5/8)
AS(2)=	3.83	cm2	3.72	cm2	AS(2)=2(5/8)
AS(3)=	3.47	cm2	3.36	cm2	AS(3)=2(5/8)
AS(4)=	3.47	cm2	3.36	cm2	AS(4)=2(5/8)
AS(5)=	3.47	cm2	3.36	cm2	AS(5)=2(5/8)
AS(6)=	3.83	cm2	3.72	cm2	AS(6)=2(5/8)
AS(7)=	2.35	cm2	2.28	cm2	AS(7)=2(5/8)

Tabla 78 resumen del acero en los tramos sacados manualmente

ACERO EN LOS TRAMOS					
	100%		97%		Φ
AS(1-2)=	2.70	cm2	2.61	cm2	AS(1-2)=2(1/2)
AS(2-3)=	2.35	cm2	2.28	cm2	AS(2-3)=2(1/2)
AS(3-4)=	2.35	cm2	2.28	cm2	AS(3-4)=2(1/2)
AS(4-5)=	2.35	cm2	2.28	cm2	AS(4-5)=2(1/2)
AS(5-6)=	2.35	cm2	2.28	cm2	AS(5-6)=2(1/2)
AS(6-7)=	2.70	cm2	2.61	cm2	AS(6-7)=2(1/2)

**DISEÑO DE LA VIGA EN EL ETABS EN LA CUAL HALLAMOS EL
ACERO DE TODA LA VIGA EN EL EJE C-C Y TODAS LAS DEMAS
VIGAS.**

Para lo cual tenemos que crea primero la secciones que hemos pre dimensionado anteriormente.

Para el diseño de una viga en el **ETABS** solo nos vamos a **DEFINE** después a **SECTION PROPERTIES** luego a **FRAME SECTIONS**. Como mostramos en la imagen

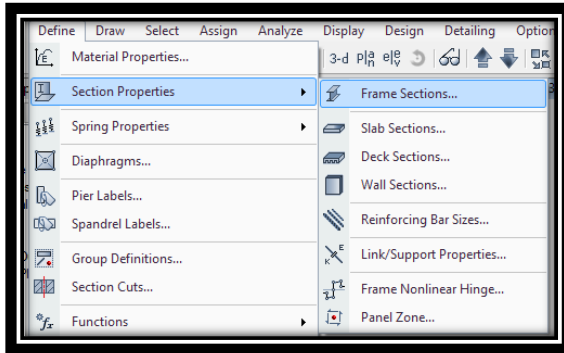


Ilustración 51 imagen del ETABS frame sections

Después nos vota la imagen que podemos observar, en esta para poder crear una viga solo nos vamos click en **ADD NEW PROPERTY**

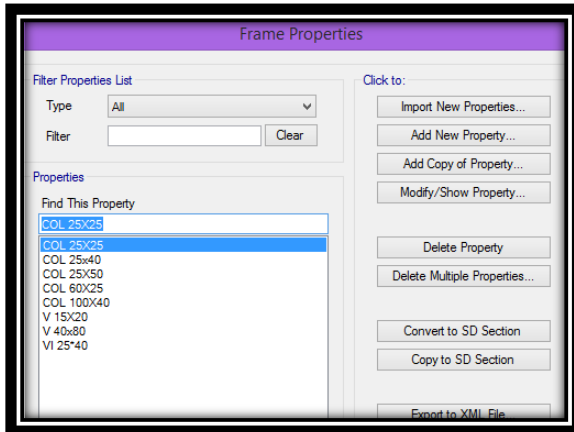


Ilustración 52 crear una nueva viga o columna

Luego nos vota la imagen siguiente en la cual definimos la forma de la viga que vamos a desarrollar. Click en la que es la viga de diseño. En nuestro caso seleccionamos el rectangular

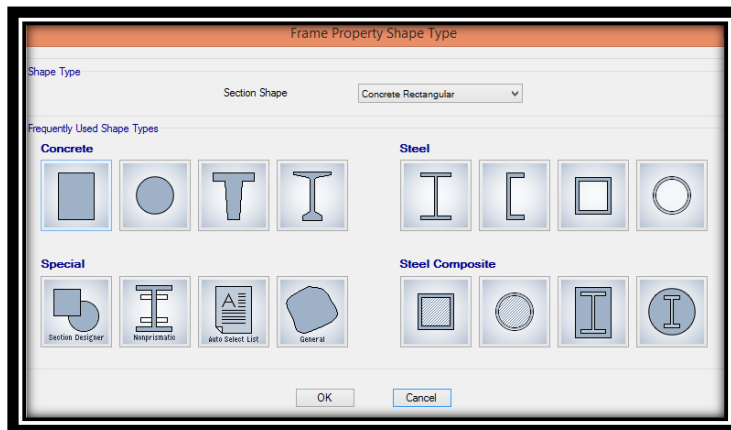


Ilustración 53 forma de la viga o columna

Después nos vota a la siguiente imagen, en la cual ponemos el nombre de la viga , el material de la viga , las dimensiones peralte y el ancho

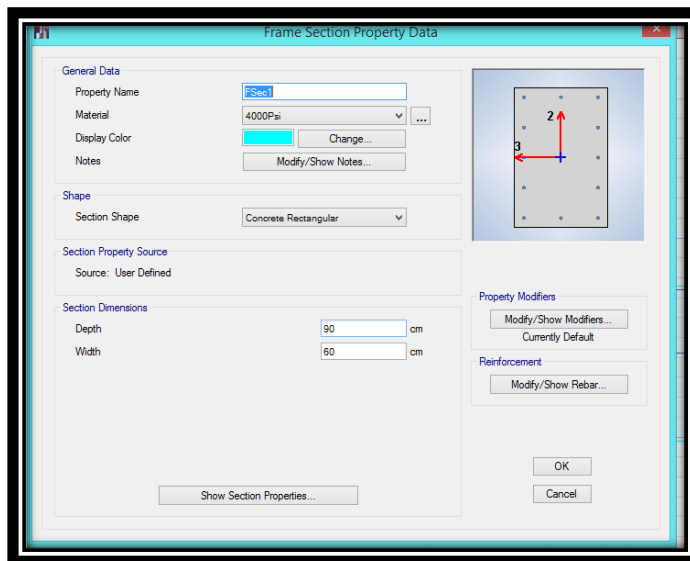


Ilustración 54 donde creamos la viga con sus propiedades

Después de esto solo nos vamos a hacer click en MODIFY/SHOW REBAR en la cual tenemos que definir si es una viga o una columna por lo cual hacemos click en M3 DESIGN ONLY (BEAM) en la cual se define como viga. Terminado este solo ponemos OK luego OK.

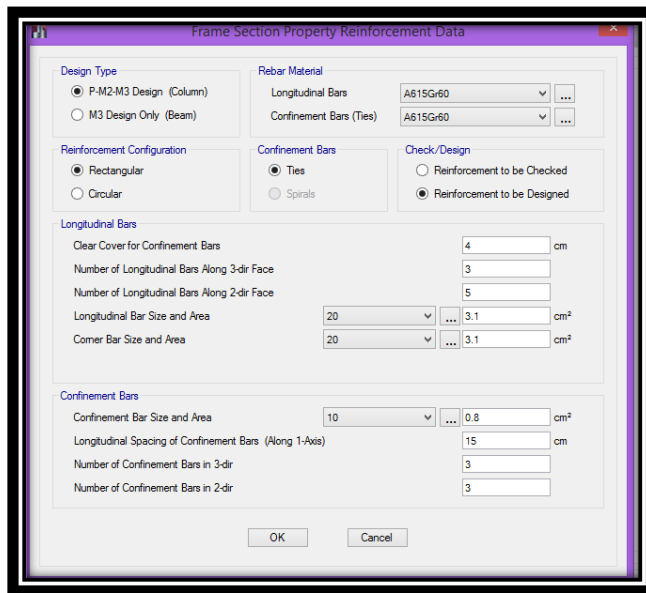


Ilustración 55 donde se define si es una viga

Para poder dibujar solo nos vamos a QUICK DRAW para solo dibujar en el lugar correspondiente de la viga en el dibujo que se desarrollo .despues de dibujar las vigas solo se pondran las las cargas vivas y cargas muertas y luego solo se necesita verificar si cumple cn las normas y para poder ver los resultados.

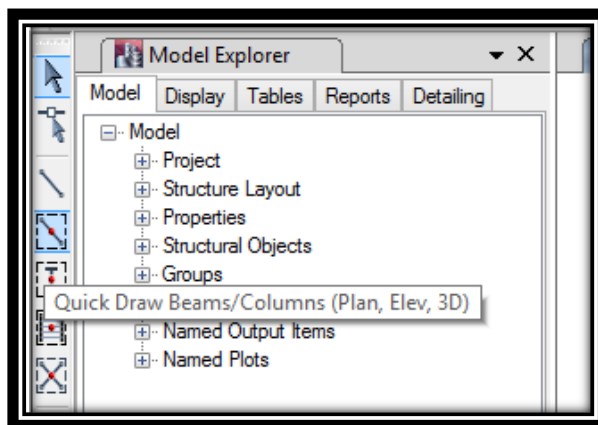


Ilustración 56 donde seleccionamos para poder dibujar la viga

En esta imagen vemos la grafica de los resultados ya verificados que cumple dcon el analisis dinamico y estatico.

El diseño de los aceros de las vigas podemos ver los momentos de la vigas de la edificacion.

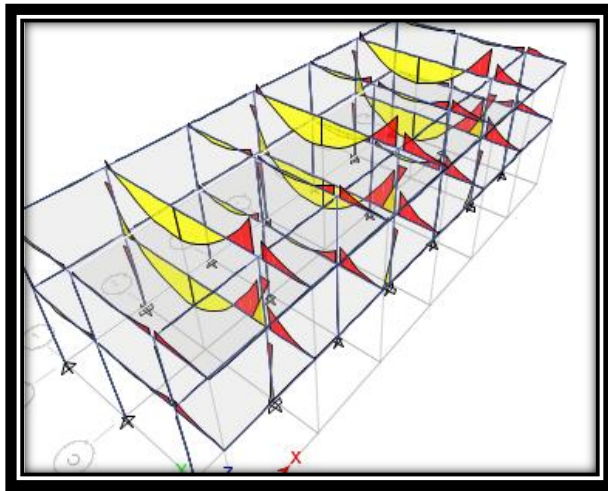


Ilustración 57 los momentos de la viga

Podemos ver los aceros de la columna EJE C-C podemos observar una compracion de lo que trabaja la viga en la que puede soportar en la cual cumple.

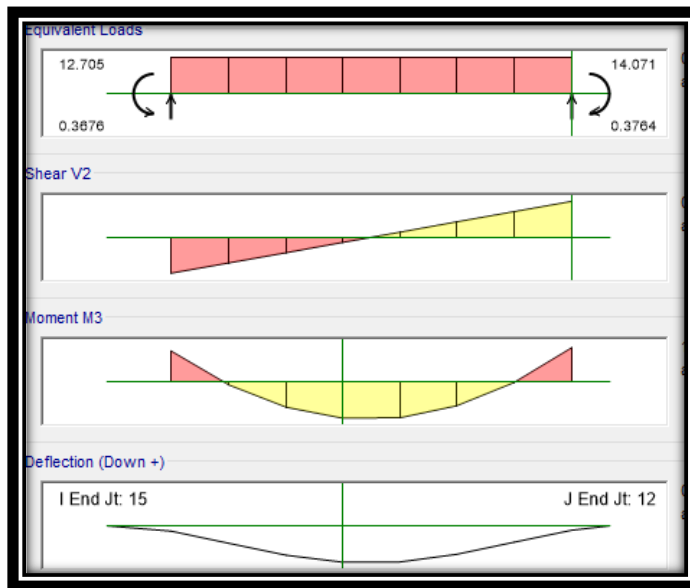


Ilustración 58 los resultados de la viga del eje C-C un tramos

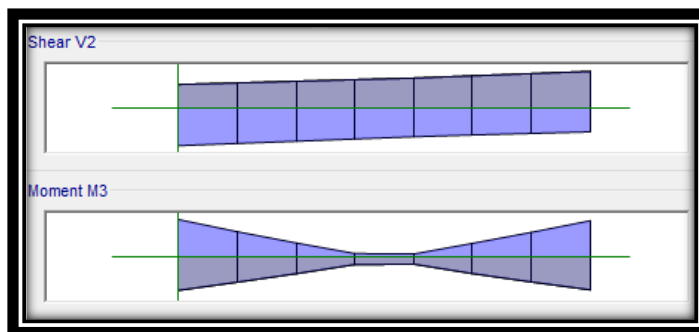


Ilustración 59 resultados de la viga sus momentos máximos nos dan de este modo

Ahora observamos los resultados de los aceros que nos vota el programa del ETABS para poder compara con el diseño manualmente

3.56	1.78	3.37	3.41	1.78	3.19	3.19	1.78	3.41	3.42	1.78	3.19	3.19	1.78	3.42	3.37	1.78	3.57	Story1
3.19	2.01	3.25	3.15	2.02	2.92	2.92	2.02	3.15	3.15	2.02	2.92	2.92	2.02	3.15	3.25	2.02	3.19	

Ilustración 60 resultados de los aceros que nos da el programa del ETABS

Resumen de los aceros del etabas

Tabla 79 resumen de las áreas de los aceros sacados del programa del ETABS en los apoyos

ACERO EN LOS APOYOS					
	100%		97%		Φ
AS(1)=	3.56	cm2	3.45	cm2	AS(1)=2(5/8)
AS(2)=	3.41	cm2	3.31	cm2	AS(2)=2(5/8)
AS(3)=	3.19	cm2	3.09	cm2	AS(3)=2(5/8)
AS(4)=	3.42	cm2	3.32	cm2	AS(4)=2(5/8)
AS(5)=	3.19	cm2	3.09	cm2	AS(5)=2(5/8)
AS(6)=	3.42	cm2	3.32	cm2	AS(6)=2(5/8)
AS(7)=	3.57	cm2	3.46	cm2	AS(7)=2(5/8)

Tabla 80 áreas de los aceros en los tramos sacados del programa del ETABS

ACERO EN LOS TRAMOS					
	100%		97%		Φ
AS(1-2)=	3.25	cm2	3.15	cm2	AS(1-2)=2(5/8)
AS(2-3)=	3.15	cm2	3.06	cm2	AS(2-3)=2(5/8)
AS(3-4)=	3.15	cm2	3.06	cm2	AS(3-4)=2(5/8)
AS(4-5)=	3.15	cm2	3.06	cm2	AS(4-5)=2(5/8)
AS(5-6)=	3.15	cm2	3.06	cm2	AS(5-6)=2(5/8)
AS(6-7)=	3.25	cm2	3.15	cm2	AS(6-7)=2(5/8)

Se ha visto el diseño de la viga del eje C-C en la cual nos damos cuenta que las áreas difieren en lo manualmente realizado con el etabs existen cambios pero llegamos al final al mismo diseño de la viga con el mismo área de acero correspondientemente por lo cual se puede realizar de las dos maneras. SOLO EXISTE DIFERENCIAS MINIMAS.

5.1.4.3 DISEÑO DE COLUMNAS

Para el diseño de las columnas debemos de tener varios puntos en cuenta por lo cual los mencionaremos:

- 1) Para el primer punto podemos ver que el pre dimensionamiento que se realizó en la cual se introdujeron para el análisis estático en la cual no cumplía con el desplazamiento que nos solicita la norma E 0.30
- 2) En el segundo punto debido a que no cumple con el desplazamiento se aumentaron de área a las columnas para que cumplan con la norma del desplazamiento en el análisis estático.
- 3) Para este punto se llegó a analizar la estructura y se lograron pasar el análisis estático después de esto se llegó a realizar el análisis dinámico en el cual el programa nos votaba que no pasaba con el espectro que teníamos debido a la zona y el tipo de suelo blando.
- 4) En este punto se debió de aumentar la rigidez de la estructura para que puedan cumplir por lo cual se tuvo que aumentar las columnas y con las cuales se llegó a las áreas mínimas de columnas que puedan a cumplir con la norma.
- 5) Se realizaron varios ensayos de la rigidez hasta lograr que llegue a estar por debajo del desplazamiento solicitado en la norma.
- 6) Mencionando todo esto se llegara al diseño de las columnas en el ETABS y después de estar agarrar una columna para ver manualmente si cumple con el diseño que nos dio el ETABS.

Para el proceso del diseño de las columnas es similar a la de vigas por lo cual se tendrá que detallar menos.

Para el diseño de una columna en el **ETABS** solo nos vamos a **DEFINE** después a **SECTION PROPERTIES** luego a **FRAME SECTIONS**. Como mostramos en la (ilustración 26).

Después nos vota la (ilustración 27) que podemos observar, en esta para poder crear una columna solo nos vamos click en **ADD NEW PROPERTY**.

Luego nos vota la (ilustración 28) siguiente en la cual definimos la forma de la viga que vamos a desarrollar. Click en la que es la viga de diseño. En nuestro caso seleccionamos el rectangular.

Después nos vota a la siguiente (ilustración 29), en la cual ponemos el nombre de la columna, el material de la columna, las dimensiones de la columna

Nos vota la (ilustración 30) en la cual solo se tendrá que verificar que se encuentre en (column) en la cual solo pondremos OK y OK después de haber creado las columnas correspondientes solo se tendrán que dibujar.

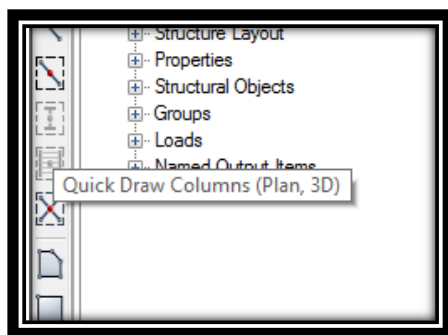


Ilustración 61 herramienta para el dibujo correspondiente de la columna

Después de poder haber dibujado todas las columnas correspondientes solo se tendrá que cargar respectivamente las cargas vivas, cargas muertas y demás cargas.

Después de esto solo se corre el programa en los cuales me salen el corte, los momentos mínimos, los máximos momentos para el desarrollo de la columna se dan en cuenta los criterios de desplazamientos y demás.

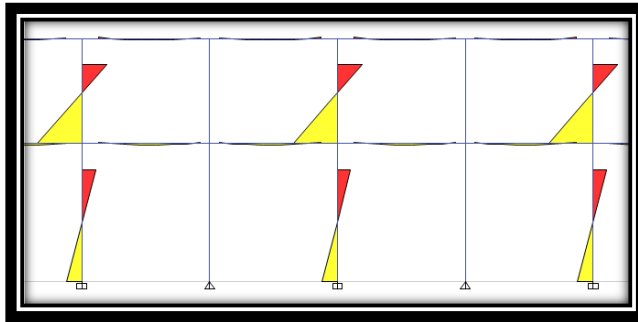


Ilustración 62 los momentos de las columnas de la estructura

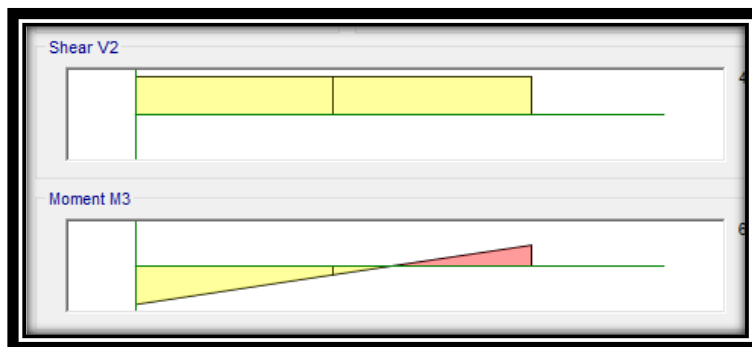


Ilustración 63 momentos y corte de la columna seleccionada

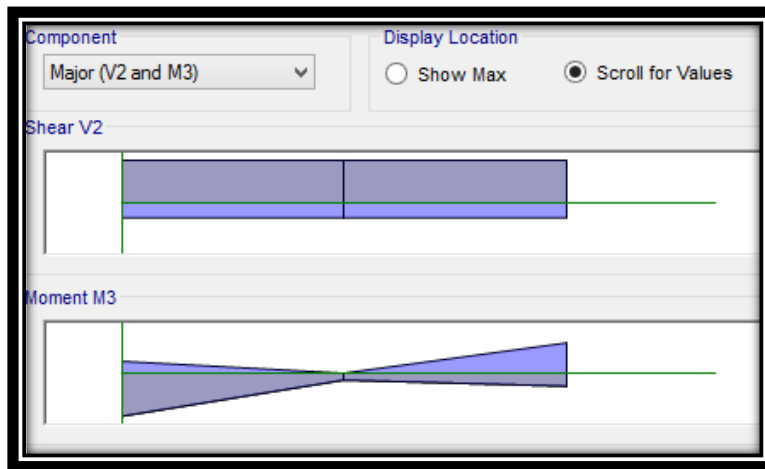


Ilustración 64 los momentos y cortes máximos de una columna en el ETABS

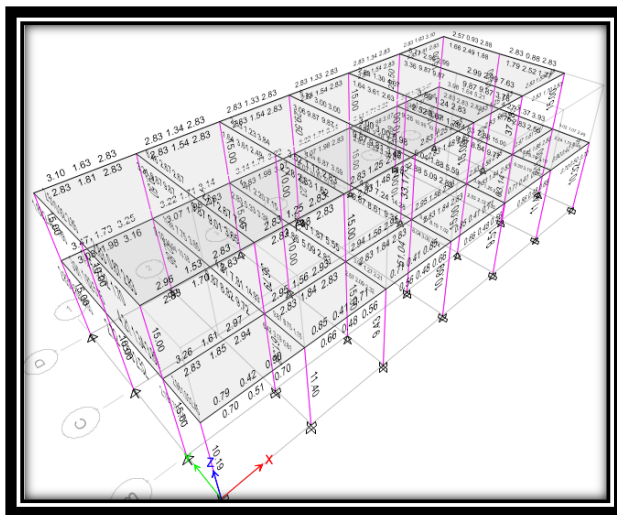


Ilustración 65 las áreas halladas por el ETABS

Para la comprobación del diseño del ETABS tendremos que verificar que ninguna de las barras del ETABS esté de color rojo ya que eso nos indica que la estructura está fallando por lo cual todas las columnas podemos verificar si se encuentran en buen estado

Para poder llegar a la imagen solo se tendrá que poner click derecho en la columna que quieres verificar después de esto solo tendremos que irnos a INTERACTION

COMBO ID	STATION LOC	LONGITUDINAL REINFORCEMENT	MAJOR SHEAR REINFORCEMENT	MINOR SHEAR REINFORCEMENT
DCon10	0.000	9.72	0.0043	0.0330
DCon10	190.000	6.25	0.0043	0.0330
DCon10	380.000	7.35	0.0043	0.0330
DCon11	0.000	6.25	0.0049	0.0330
DCon11	190.000	6.25	0.0049	0.0330
DCon11	380.000	6.25	0.0049	0.0330
DCon12	0.000	6.25	0.0062	0.0330
DCon12	190.000	6.25	0.0062	0.0330
DCon12	380.000	6.25	0.0062	0.0330
DCon13	0.000	9.46	0.0043	0.0330
DCon13	190.000	6.25	0.0043	0.0330
DCon13	380.000	6.98	0.0043	0.0330
DCon14	0.000	9.72	0.0043	0.0330
DCon14	190.000	6.25	0.0043	0.0330
DCon14	380.000	7.28	0.0043	0.0330

Ilustración 66 imagen de corroboración del ETABS de columnas

Esta imagen solo veremos las diferentes corroboración como trabaja y los diferentes combinaciones que tiene que Reacciones a nuestras columnas en las cuales tenemos (las cargas, los sismos X , sismo en Y y diferentes cargas que pueden sufrir una estructura) se corrobora que todas las columnas se trabajaran muy bien

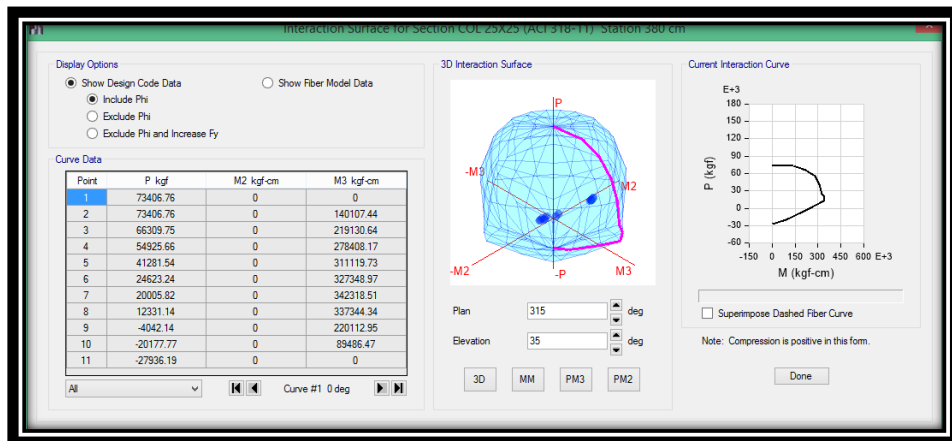


Ilustración 67 corroboración de las columnas en el ETABS

En la corroboración de la estructura todas pasan a los momentos a las diferentes cargas y torsión de estas

5.1.4.4 DISEÑO DE CIMENTACION

Para el diseño de la cimentación tendremos de referencia a los apuntes de clase de la universidad (concreto II). Para la referencia de esto tendremos que desarrollar una zapata pasó a paso para el mejor entendimiento del desarrollo y el resto poner solo resultados específico.

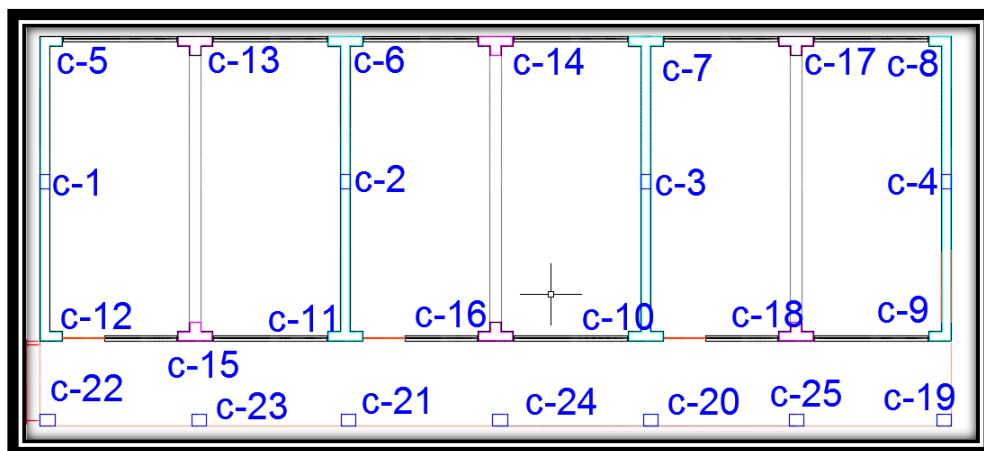


Ilustración 68 referencia de las ubicaciones de las columnas en el ETABS

Para el desarrollo de esta debemos de sacra os datos de la C-15 del ETABS para poder continuar con el diseño.

Para lo cual tenemos información del estudio de suelos realizados en la universidad nacional san Luis Gonzaga de Ica

En lo cual los resultados tenemos

Tabla 81 resultados del corte directo

resultados	
C=	0.21
Angulo=	27

Para nuestro diseño de zapatas necesitamos la realización del Df y la carga ultima por lo cual proseguimos a la resolución.

HALLANDO EL Df

En la norma nos indica que no debe de ser menor de 0.80 m no específica una manera única para poder tomar el Df que consideramos va ser 1.20 m por lo cual tomando este valor se verificara si cumple con la norma en las zapatas con los diferentes valores.

HALLANDO LA CARGA ULTIMA

Para la realización de la carga ultima existe varias formar de realizar por métodos como (terzagui, meyerhof y vesic) .hallando con los resultados que nos salió por el corte directo continuamos con el desarrollo de la carga ultima.

Resolución:

Tabla 82 factor de capacidad de carga

Factor	Terzagui	Meyerhof	Vesic
Nc	28.971	28.971	28.971
Nq	28.196	17.391	17.391
Ng	27.600	14.400	20.810

Tabla 83 factores de corrección

	Por forma	Por profundidad de		Por inclinación de la	
Fcs	1.600	Fcd	1.375	Fci	1.000
Fqs	1.566	Fqd	1.609	Fqi	1.000
Fgs	0.600	Fgd	1.000	Fgi	1.000

Tabla 84 capacidad portante del suelo

Teoría	qu	qadm	Unidad
Terzagui	8.926	2.231	Ton/m²
Meyerhof	8.926	2.231	Ton/m²
Vesic	8.926	2.231	Ton/m²

Nuestra capacidad portante del suelo 2.23 ton/m²

**PARA EL DISEÑO DE LA CIMENTACION NECESITAMOS EL
METRADO DE CARGA MUERTA Y VIVA SE HARA LA COMPARACION
DEL METRADO MANUAL VS EL METRADO DEL ETABS**

METRADO MANUAL

Tabla 85 metrado de carga muerta de la C-15 SEGUNDO PISO

CARGA MUERTA					
losa aligerado	5.05m	4m	300kg/m ²		6060kg/m
viga -x	4m	0.4m	0.8m	2400 kg/m ³	3072 kg/m
viga-y	5.3m	0.4m	0.25m	2400 kg/m ³	1272 kg/m
acabados	5.3m	4m	100 kg/m ²		2120 kg/m
tabiquería	5.3m	4m	120 kg/m ²		2544 kg/m
columna	1m	0.31m	3m	2400 kg/m ³	2232 kg/m
				WD=	17300 kg/m

Tabla 86 metrado de la carga viva de la C-15 SEGUNDO PISO

CARGA VIVA					
S/C	250 kg/m ²	3.55m	4m	3550kg/m	
S/C	400 kg/m ²	1.8m	4m	2880kg/m	
				WL=	6430kg/m

Tabla 87 carga muerta de la C-15 PRIMER PISO

CARGA MUERTA					
losa aligerado	5.05m	4m	300kg/m ²		6060kg/m
viga -x	4m	0.4m	0.8m	2400 kg/m ³	3072 kg/m
viga-y	5.3m	0.4m	0.25m	2400 kg/m ³	1272 kg/m
acabados	5.3m	4m	100 kg/m ²		2120 kg/m
tabiquería	5.3m	4m	120 kg/m ²		2544 kg/m
columna	1m	0.31m	3m	2400 kg/m ³	2232 kg/m
				WD=	17300 kg/m

Tabla 88 carga viva de la C-15 PRIMER PISO

CARGA VIVA				
S/C	250 kg/m ²	3.55m	4m	3550kg/m
S/C	400 kg/m ²	1.8m	4m	2880kg/m
			WL=	6430kg/m

- Hallando la carga muerta total $WD=34600$ kg/m
- Hallando la carga viva total $WL= 128600$ kg/m

HALLANDO LAS CARGAS DEL ETABS

- Hallando la carga muerta total $WD=38700$ kg/m
- Hallando la carga viva total $WL= 108600$ kg/m

En lo cual podemos observar que existen diferencias si se desarrolla manualmente al ETABS.

Datos para el desarrollo de la cimentación:

$P_D= 38.70$ ton carga muerta

$P_L=12.86$ ton carga viva

Carga admisible= 2.23 kg/cm²

$F_c= 175$ kg/cm² de la cimentación

Peso volumétrico = 1800 kg/m²

Columna 100x40

Diseñando la zapata para la C-115

a) Cálculo del esfuerzo neto del terreno

$$\sigma_n = \sigma_t - \gamma_{pom} \cdot h_f - h_z \cdot \gamma_c - S/C$$

$$\sigma_n = 1.92 \text{ kg/cm}^2$$

b) Cálculo de las dimensiones de la zapata

$$P_T = P_D + P_L$$

$$P_T = 51.56 \text{ ton}$$

$$A_z = P_T / \sigma_n = 51.56 \text{ ton} / 19.2 \text{ ton/cm}^2 = 26972.86013 \text{ cm}^2$$

PERO TENEMOS QUE

$$A = 2m + b = 2m + 1.00$$

$$B = 2m + t = 2m + 0.40$$

$$A \times B = A_z \quad \text{entonces} \quad (2m + 1.00)(2m + 0.40) = 2.69 \text{ m}^2$$

Hallando $m = 51.16 \text{ cm}$

$$A = 2 \times 51.16 + 1 = 2.02 \text{ m} \quad \text{redondeando} \quad 2.10 \text{ m}$$

$$B = 2 \times 51.16 + 0.40 = 1.42 \text{ m} \quad \text{redondeando} \quad 1.50 \text{ m}$$

c) Cálculo de las reacciones

$$P_u = 1.4P_D + 1.7P_L \quad \text{por tanto el } P_u = 76246 \text{ Kg}$$

$$W_u = P_u / A_z = 76246 \text{ kg} / 2.10 \text{ m} \times 1.50 \text{ m} = 2.42 \text{ kg/cm}^2$$

d) Cálculo del cortante actuante

$$V_u = W_n \times B \text{ (m-d)}$$

$$V_u = 2.42 \text{ kg/cm}^2 \times 1.50 \text{ m} \text{ (51.16 cm-d)}$$

Cálculo del cortante admisible o permisible

$$V_u = \Phi V_c$$

$$V_u = \Phi 0.53 \sqrt{F_c} x B x d$$

$$V_u = 0.85 x 0.53 x 150 \text{ cm} x \sqrt{175 \text{ kg/cm}^2} x d$$

$$V_{u \text{ actuante}} = V_{u \text{ admisible}}$$

$$2.42 \text{ kg/cm}^2 x 1.50 \text{ m} (51.16 \text{ cm} - d) = 0.85 x 0.53 x 150 \text{ cm} x \sqrt{175 \text{ kg/cm}^2} x d$$

$$d = 19.72 \text{ cm}$$

e) Diseño por punza miento

Hallando el cortante por punzonamiento

$$V_{u \text{ actu}} = V_{u \text{ unz}} = P_u - W_n X A_{\text{punz}}$$

$$A_{\text{punz}} = (b+d) x (t+d)$$

$$V_{u \text{ actu}} = V_{u \text{ unz}} = P_u - W_n X (b+d) x (t+d)$$

$$V_{u \text{ actu}} = 76246 \text{ Kg} - 2.42 \text{ kg/cm}^2 (100+d) x (40+d)$$

Hallando el cortante admisible por punzonamiento

$$V_u = \Phi V_c$$

$$V_u = \Phi V_c = \Phi (0.53 + 1.1/B_c) x \sqrt{F_c} x b x d \leq \Phi x 1.1 x \sqrt{F_c} x b_0 x d$$

$$B_c = b/t = 1.00/0.40 = 2.5$$

$$0.53 + 1.1/2.5 = 0.97 \geq 1.1 \text{ se tomara entonces}$$

$$V_u = \Phi x 1.1 x \sqrt{F_c} x b_0 x d$$

$$b_0 = 2(b+t+2d)$$

$$V_u = 0.85 x 1.1 x \sqrt{175} x 2(140 \text{ cm} + 2d)$$

$$V_{u \text{ actuante}} = V_{u \text{ admisible}}$$

$$76246 \text{ Kg} - 2.42 \text{ kg/cm}^2 (100+d) x (40+d) = 0.85 x 1.1 x \sqrt{175} x 2(140 \text{ cm} + 2d)$$

$$d = 77.16 \text{ cm}$$

f) Diseño por longitud de desarrollo

$$l_d = 0.08 \times d_b \times f_y / \sqrt{F_c} = 0.08 \times 1.91 \text{ cm} \times 4200 \text{ kg/cm}^2 / \sqrt{175 \text{ kg/cm}^2} = 48.50 \text{ cm}$$

$$l_d = 0.0004 \times d_b \times f_y = 0.0004 \times 1.91 \text{ cm} \times 4200 \text{ kg/cm}^2 = 32.09 \text{ cm} = 32.10 \text{ cm}$$

$$l_d = 20 \text{ cm}$$

Se toma el mayor de los tres para poder hallar el d

$$d = l_d + 1.5 \phi = 48.50 \text{ cm} + 1.5 (1.91 \text{ cm}) = 51.40 \text{ cm}$$

g) Calculo de la altura de la zapata (H)

$$H = d + \phi/2 + \text{recubrimiento}$$

$$\text{Por corte } H = 19.72 \text{ cm} + 1.91 \text{ cm}/2 + 7.5 \text{ cm} = 28.18 \text{ cm}$$

$$\text{Por púnzonamiento } H = 77.16 \text{ cm} + 1.91 \text{ cm}/2 + 7.5 \text{ cm} = 85.62 \text{ cm}$$

$$\text{Por longitud de desarrollo } H = 51.40 \text{ cm} + 1.91 \text{ cm}/2 + 7.5 \text{ cm} = 59.86 \text{ cm}$$

Luego se considera el mayor $H = 85.62 \text{ cm}$ lo cual tomaremos $H = 90 \text{ CM}$

h) Diseño del acero longitudinal

$$d = H - (\text{recubrimiento} + 0.5 \phi)$$

$$d = 90 \text{ cm} - (7.5 \text{ cm} + 0.5 \times 1.91 \text{ cm}) = 81.54 \text{ cm}$$

$$d_1 = H - (\text{recubrimiento} + 0.5 \phi + \phi)$$

$$d_1 = 90 \text{ cm} - (7.5 \text{ cm} + 0.5 \times 1.91 \text{ cm} + 1.91 \text{ cm}) = 79.64 \text{ cm}$$

$$M_{act} = W_n \times B \times m^2 / 2$$

$$M_{act} = 2.42 \text{ kg/cm}^2 \times 150 \text{ cm} \times 51.16^2 \text{ cm}^2 / 2 = 5.49 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

i) Calculo del momento máximo

$$M_{max} = \phi (0.85 F_c x a_{max} \times b (d - a_{max} / 2))$$

$$a_{max} = 0.75 a_b = 0.75 B_1 (6000 / 6000 + F_y) d$$

$$a_{max} = 0.75 a_b = 0.75 \times 0.85 \times (6000 / 6000 + 4200) \times 81.54 = 30.579375 \text{ cm}$$

$$M_{max}=0.90 \times (0.85 \times 175 \text{ kg} \times 30.60 \text{ cm} \times 150 \text{ cm} \times (81.54 \text{ cm} - 30.60 \text{ cm} / 2)) = 406.85 \text{ ton-m}$$

$M_{max} > M_{act}$ por lo cual cumple

Se diseña como una sección simplemente armada aplicando el método de tanteos.

$$1er \text{ tanteo } a = d/5 = 81.54/5 = 16.31 \text{ cm}$$

$$M_{act} = \Phi A_s F_y (d - a/2) \qquad a = A_s x F_y / (0.85 x F_y x b)$$

$$A_s = 19.79 \text{ cm}^2$$

2do tanteo

$$A = 3.72 \text{ cm} \qquad A_s = 18.23 \text{ cm}^2$$

3er tanteo

$$A = 3.43 \text{ cm} \qquad A_s = 18.19 \text{ cm}^2$$

4to tanteo

$$A = 3.43 \text{ cm} \qquad A_s = 18.19 \text{ cm}^2$$

$$P_{min} = 0.0018 \qquad p_{min} = A_{s_{min}} / bd$$

$$A_{s_{min}} = b x d x p_{min} = 0.0018 x 81.54 \text{ cm} x 150 \text{ cm} = 22.01 \text{ cm}^2$$

Tenemos una muestra en donde el área que se tanteo es menor que el área mínima esto nos indica que debemos de tomar mayor o igual al

$$A_{s_{min}} = 22.01 \text{ cm}^2$$

j) Hallando el número de varillas

$$N^{\circ} \text{ de varillas} = 23 \text{ cm}^2 / 2.85 = 7.72 \text{ esto nos da } 8 \text{ } \emptyset \text{ } 3/4$$

k) Hallando el espaciamiento

$$S = B - 2r - \emptyset / (n - 1) = 150 \text{ cm} - 2 x 7.5 \text{ cm} - 1.91 \text{ cm} / (8 - 1) = 19.01$$

8 Ø ¾ a 19.01cm

l) Calculo del acero longitudinal

$$M_{act} = W_n \times B \times m^2 / 2$$

$$M_{act} = 2.42 \text{ kg/cm}^2 \times 210 \text{ cm} \times 51.16^2 \text{ cm}^2 / 2 = 7.68 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

m) Calculo del momento máximo

$$M_{max} = \Phi (0.85 F_c x a_{max} x b_1 (d - a_{max} / 2))$$

$$a_{max} = 0.75 a_b = 0.75 B_1 (6000 / 6000 + F_y) d$$

$$a_{max} = 0.75 a_b = 0.75 \times 0.85 \times (6000 / 6000 + 4200) \times 79.62 \text{ cm} = 29.86 \text{ cm}$$

$$M_{max} = 0.90 \times (0.85 \times 175 \text{ kg} \times 29.86 \text{ cm} \times 210 \text{ cm} (79.62 \text{ cm} - 29.86 \text{ cm} / 2)) =$$

$$543.32 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$M_{max} > M_{act}$ por lo cual cumple

Se diseña como una sección simplemente armada aplicando el método de tanteos.

$$1er \text{ tanteo } a = d / 5 = 79.62 / 5 = 15.93 \text{ cm}$$

$$M_{act} = \Phi A_s F_y (d - a / 2) \qquad a = A_s x F_y / (0.85 x F_y x b)$$

$$A_s = 28.37 \text{ cm}^2$$

2do tanteo

$$A = 3.81 \text{ cm} \qquad A_s = 26.16 \text{ cm}^2$$

3er tanteo

$$A = 3.51 \text{ cm} \qquad A_s = 26.16 \text{ cm}^2$$

4to tanteo

$$A = 3.51 \text{ cm} \qquad A_s = 26.11 \text{ cm}^2$$

$$P_{\min}=0.0018 \quad p_{\min}=A_{S_{\min}}/bd$$

$$A_{S_{\min}}=bxd \times p_{\min}=0.0018 \times 79.62\text{cm} \times 210\text{cm}=30.10\text{cm}^2$$

Tenemos una muestra en donde el área que se tanteo es menor que el área mínima esto nos indica que debemos de tomar mayor o igual al

$$A_{S_{\min}}=30.10\text{cm}^2=A_{st}$$

n) Distribución del refuerzo por flexión

$$S=A_s x b / A_{sc} = 2.85\text{cm}^2 \times 210\text{cm} / 25.84\text{cm}^2 = 23.16 \text{ cm}$$

$$A_{sc}=A_{st}(2/B+1)= 30.10\text{cm}^2(2/(1.33+1))= 25.84\text{cm}^2$$

$$B=2.00/1.50=1.33$$

$$(A_{st}-A_{sc})/2= (25.84\text{cm}^2-23.16\text{cm}^2)/2 = 1.33\text{cm}^2$$

Significa que debemos que colocar una área de acero $A_s=1.33\text{cm}^2$ en la siguiente longitud $(2-1.50)/2 = 0.25\text{m}$ pero para nuestro caso por cuestión de construcción y demás pondremos varillas de $\frac{3}{4}$ a cada lado.

o) Verificación por transferencia de esfuerzos

I. Resistencia al aplastamiento sobre columna

$$F_c=210\text{kg/cm}^2$$

$\Phi=0.70$ el factor para columnas

$$P_u=76246\text{kg}$$

P_n = carga nominal de la columna $P_n=P_u / \Phi$

P_{nb} = resistencia al aplastamiento en la columna $P_{nb}=0.85 F_c A_c$

A_c = área de la columna

$$P_n \leq P_{nb}$$

$$P_n = 79.246 \text{ ton} / 0.70 = 108.92 \text{ ton}$$

$$P_{nb} = 0.85 \times 210 \text{ kg/cm}^2 \times 4600 \text{ cm}^2 / 1000 = 499.8 \text{ ton}$$

Como podemos observar cumple con lo solicitado por lo cual no sufre por aplastamiento la columna

II. Resistencia al aplastamiento sobre la cimentación

A_1 = área cargada bxt

$A_2 = A_x X_0$ entonces $X_0 = 0.84$ esto de la relación de la columna con la zapata

$$F_a = P_u / A_1 = 79.246 \text{ ton} / 4600 \text{ cm}^2 = 27.23 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{au} = \Phi \times 0.85 \times F_{cx} A_0$$

$$A_0 = \sqrt{(A_2 / A_1)} = \sqrt{(A_x X_0 / bxt)} \leq 2 \text{ área}$$

$\sqrt{(2.10 \times 0.84 / 1.00 \times 0.40)} = 2.10 > 2$ no puede ser por lo cual tomamos el máximo que es 2

$$F_{au} = 0.70 \times 0.85 \times 175 \text{ kg/cm}^2 \times 2 = 208.25 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_a < F_{au}$$

No falla por aplastamiento la cimentación.

Para las columnas C-13, C-14, C-16, C-17, C-18 el procedimiento son lo mismo y el resultado también.

Para los demás columnas las zapatas salen 1.70X1.50 la altura es de 60 cm el acero longitudinal 5 de $\frac{3}{4}$ a 33.27 cm la transversal el espaciamiento 13.59cm de $\frac{3}{4}$.

3.3.5. DISEÑO DE ELEMENTOS ADICIONALES

Se desarrolla el diseño de las escaleras como un elemento adicional a la estructura por lo cual se desarrollara.

Datos:

$$F_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Acabados} = 100 \text{ kg/cm}^2$$

$$s/c = 400 \text{ kg/cm}^2$$

$$Y_c = 2.4 \text{ ton/m}^2$$

$$P = \text{paso} = 0.25 \text{ m}$$

$$C_p = \text{contrapaso} = 0.175 \text{ m}$$

1) Calculo del espesor "t" de la escalera

$$T = L/20 \quad T = L/25$$

$$T = 730 \text{ cm} / 20 = 292 \text{ cm}$$

$$T = 730 \text{ cm} / 25 = 365 \text{ cm}$$

$$T = (292 \text{ cm} + 365 \text{ cm}) / 2 = 328.5 \text{ cm}$$

Luego se tomara el espesor de la escalera 330 cm

2) Calculo del espesor "Tp"

$$D = \sqrt{(17.5 \text{ cm})^2 + (25 \text{ cm})^2} = 30.5 \text{ cm}$$

$$\cos \alpha = 25 \text{ cm} / 30.5 = 0.8820$$

$$\cos \alpha = t/t_n$$

$$t_n = t / \cos \alpha$$

$$t_n = 33\text{cm} / 0.820 = 40.24 \text{ cm}$$

$$t_p = t_n + c_p / 2$$

$$t_p = 40.24 \text{ cm} + 17.5\text{cm} / 2 = 48.99\text{cm}$$

3) Metrado de carga

Parte inclinado de la escalera

Carga muerta

$$\text{Peso propio} = 0.489\text{cm} \times 1\text{m} \times 2.4 \text{ ton/m}^2 = 1.18 \text{ ton/m}$$

$$\text{Acabado} = 0.10\text{n ton/m}^2 \times 1\text{m} = 0.10 \text{ ton/m}$$

$$W_{D1} = 1.19 \text{ ton/m}$$

Carga viva

$$W_{L1} = s/cx1\text{m} = 0.40 \text{ ton/m}^2 \times 1\text{m} = 0.4 \text{ ton/m}$$

Para el descanso

$$\text{Peso propio} = 0.33\text{cm} \times 1\text{m} \times 2.4 \text{ ton/m}^2 = 0.79 \text{ ton/m}$$

$$\text{Acabado} = 0.10\text{n ton/m}^2 \times 1\text{m} = 0.10 \text{ ton/m}$$

$$W_{D1} = 0.89 \text{ ton/m}$$

Carga viva

$$W_{L1} = s/cx1\text{m} = 0.40 \text{ ton/m}^2 \times 1\text{m} = 0.4 \text{ ton/m}$$

4) Hallando el cálculo de diseño

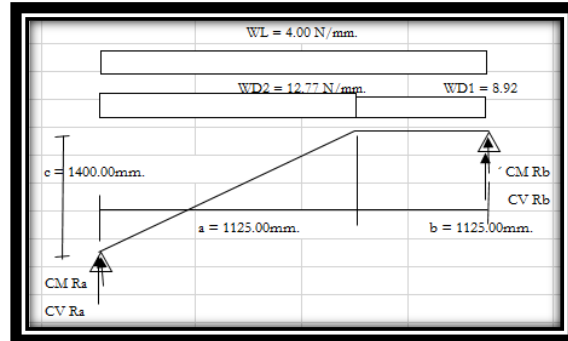


Ilustración 69 fuerzas actuantes en la escalera

Con cargas muertas

$$\Sigma M_a=0 \quad R_a= 1.112 \text{ ton}$$

$$\Sigma F=0 \quad R_b= 1.219 \text{ ton}$$

Con cargas vivas

$$\Sigma M_a=0 \quad R_a= 0.450 \text{ ton}$$

$$\Sigma F=0 \quad R_b= 0.450 \text{ ton}$$

Diseño del primer tramos

$$M_u= 2.47 \text{ ton-m}$$

$$M_{\text{diseño}}=0.9 \times M_u$$

$$M_{\text{diseño}}=0.9 \times 2.47 \text{ ton} = 2.225 \text{ ton}$$

5) Hallando el momento máximo

$$d=h-(\text{recubrimiento}+ \varnothing/2)$$

$$d=33-(2\text{cm}+1.27\text{cm}/2) = 30.4\text{cm}$$

$$M_{\text{max}}= \Phi(0.85 \times F_c \times a_{\text{max}} \times b(d-a_{\text{max}}/2))$$

$$a_{\max}=0.75ab=0.75 \times B_1 \times (6000/6000 + F_y) \times d$$

$$a_{\max}=0.75 \times 0.85 \times (6000/6000 + 4200) \times 30.4 = 11.36 \text{ cm}$$

$$M_{\max}=0.90(0.85 \times 210 \text{ kg/cm}^2 \times 11.36 \text{ cm} \times 100 \text{ cm} \times (30.4 - 11.36/2)) = 45.35$$

ton-m

Se comprueba que el

$$M_{\max} > M_{\text{diseño}}$$

Aplicando el método de los tanteos como ya se explicaron anteriormente en la vigas y en los techos por lo cual solo se pondrán los resultados.

$$\text{El } a=1.94 \text{ y el área es } A_s=3.89 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{min}}=0.0018 \times b \times 0.0018 \times 100 \times 30.4=6.68 \text{ cm}^2$$

$$A_s \leq A_{s\text{min}} \text{ por lo cual se toma el } 6.68 \text{ cm}^2$$

6) Numero de varillas

$$S=A_s \times b / A_{s\text{total}}=1.27 \text{ cm}^2 \times 100 \text{ cm} / 6.68 = 19.01 \text{ cm} = 19 \text{ cm}$$

$$\emptyset 1/2'' @ 19 \text{ cm}$$

7) Refuerzo de momento negativo

$$d=h-(\text{recubrimiento} + \emptyset/2)$$

$$d=33-(2 \text{ cm} + 0.95 \text{ cm}/2) = 30.5$$

$$(-)A_s = (+)A_s/2 = 2.75 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{min}}=0.0018 \times b \times 0.0018 \times 100 \times 30.4=5.48 \text{ cm}^2$$

$$S=A_s \times b / A_s$$

$$S=0.95 \text{ cm} \times 100 \text{ cm} / 5.48 \text{ cm}^2 = 17.5$$

$$\emptyset 3/8'' @ 17.5 \text{ cm}$$

8) Refuerzo por temperatura y contracción

$$A_{smin}=0.0018xbxt = 5.94cm^2$$

$$S=0.95x100/5.94= 12.00$$

Ø 3/8" @ 12cm acero por temperatura

9) Verificación por corte

$$Vud=WuxLn/2-Wuxd$$

$$Vud=114.43 \text{ ton}$$

$$\Phi_x V_c = \Phi \sqrt{F_c} / 6xbxd = 197.03 \text{ ton}$$

$Vud \leq \Phi_x V_c$ si cumple por lo cual el diseño se encuentra bien

Para el segundo tramos es el mismo desarrollo del primer tramo por lo cual solo daremos los resultados.

10) Numero de varillas

Ø 1/2" @ 12cm

11) Refuerzo de momento negativo

Ø 3/8" @ 17.5cm

12) Refuerzo por temperatura y contracción

Ø 3/8" @ 12cm acero por temperatura

Por lo cual los dos tramos quedarían con sus respectivos aceros

5.1.5 ANALISIS DE LA CIMENTACION

PROFUNDIDAD DE CIMENTACION

De acuerdo a los trabajos de campo, de Laboratorio, descripción de los perfiles estratigráficos, características del proyecto y al análisis. La profundidad de cimentación mínima es de 1.20 m., medidos desde el terreno natural. Ya que nuestra

norma solo indica un mínimo para nuestro Df por lo cual el ingeniero responsable tendrá que desarrollar con qué mejor de profundidad va a trabajar teniendo en cuenta que todo esto se comprobara con los diferentes diseños de acero , altura , momentos y demás de la zapata que llegan a cumplir con la noma.

TIPO DE CIMENTACION

El tipo de cimentación será superficial por medio de zapatas. Para la mejor uniformidad de la estructura y también un cimiento armado para la unificación de la estructura, el mejor comportamiento de toda la estructura en general.

5.1.6 CALCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE ADMISIBLE

Para acuerdo a los trabajos de campo, de Laboratorio, descripción de los perfiles estratigráficos, características Del proyecto y al análisis para el cálculo de la capacidad portante primero se realizaron previos estudios

Ejemplo

La humedad de campo, humedad, granulometría, limite líquido, limite plástico y el corte directo con todos estos estudios tenemos nuestro cohesión y el Angulo que nos bota el laboratorio de la Universidad San Luis Gonzaga De Ica. Los resultados. En el cual nuestra cohesión es 0.21 y el Angulo es de 27.5° con esto es necesario para el desarrollo de la capacidad portante esta parte ya se encuentra desarrollada en la tabla 61, tabla 62 y tabla 63.

En el cual nuestro resultado final es de 2.23kg/cm^2

5.1.7 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Conclusiones

En el primera muestra podemos encontrar de 0.00 a 0.20 se encontraran el materia combinado con unas raíces después de 0.20m a 2.50m se encontrara una material arenas limosa en la cual nos saldrá S-ML de una consistencia con poca compactación, el extracto era de color beige con abundantes de partículas finas con el color y al tocar el material podemos ver que se encuentra en un estado húmedo.

En el segundo extracto pudimos encontrar de 0.00 a 0.15 un extracto con raíces pero también con alguna cenizas de la quemas de la basura y algunos ramales de 0.15 a 2.5m se encuentra un material limo fino blandos en el cual su consistencia es muy poca, el color es beige al igual que el primer extracto esta se encontraba un poco húmedo. El tipo de extracto encontrado es de SM en la cual solo se encontraron estos dos tipos de extractos de las tres calicatas realizadas.

Para la carga admisible se realizó a una profundidad de 1.20m en la cual la presión admisible es de 2.23kg/cm^2 .

Para los cálculos de factor de suelo es igual a 1.10 y con unos periodos $T_p=1.0$ y $t_f=1.6$ y el tipo de suelo es blando por lo cual es un S3 para el desarrollo del análisis estático y análisis dinámico.

Recomendaciones

Tener controlar el área de trabajo ya que anteriormente se comentó que se encuentra con muchas raíces y basura quemadas en el área de estudio.

Cumplir con la norma E.030 en el artículo 12 en el cual indica de los suelos para el análisis estático y análisis dinámico de la estructura.

5.1.8 RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACION

El resumen de la cimentación es de una Z-1 y Z-2

Tabla 89 resumen de las zapatas

ZAPATA	DIMENSIONES	Fc	Longitudinal acero	Transversal acero
Z-1	2.00m x 1.50m	175 kg/cm ²	¾ @ 0.19	¾ @ 0.23
Z-2	1.70m x 1.50m	175 kg/cm ²	¾ @ 0.33	¾ @ 0.14

5.2 DISCUSION DE LOS RESULTADOS

5.2.1 ANALISIS SISMICO DE LAS EDIFICACIONES

5.2.1.1 GENERALIDADES

Para el diseño sísmico tenemos que tener en cuenta factores de reducción que se desarrollan en el diseño de los aligerados, en los diseños de las vigas, en el diseño de las columnas y en el diseño de las zapatas. Por lo cual para el análisis sísmico existen diferentes combinaciones para poder desarrollar ya sea por peso por la fuerza

actuante de las cargas vivas, las fuerza que generan los sismo y las demás combinaciones para el mejor desarrollo de la estructura.

Para el diseño en concreto armado es necesario aplicar factores de amplificación de cargas con el objetivo de reproducir una situación de carga extrema cuya posibilidad de ser.

Excedida será baja, en el siguiente cuadro se muestran factores a tomar en cuenta:

- $1.4CM+1.7CV$
- $0.9CM+CSX$
- $0.9CM+CSY$
- $1.25(CM+CV)+CSX$
- $1.25(CM+CV)+CSY$

Dónde: CM: C

Carga Muerta

CV: Carga Viva

CSX: Carga proveniente del sismo paralelo al eje x

CSY: Carga proveniente del sismo paralelo al eje y

Así mismo , también existen otros factores que sirven para reducir la resistencia nominal de las secciones con el objeto de reproducir mejor condiciones reales que presentan un gran número de incertidumbres relacionadas a los materiales, las

dimensiones reales, diferencias con la modelación, tipos de falla, etc., y estos otros factores son:

Las edificaciones han sido estructuradas y diseñadas de manera tal de lograr un buen comportamiento frente a los sismos, siguiendo los lineamientos establecidos en las Normas Técnicas de Edificación del Reglamento Nacional de Edificaciones vigente: E.030 y E.060.

La cimentación de las edificaciones es de tipo superficial con zapatas y vigas de vigas de conexión, sobre las cuales se proyectan sobre cimientos convencionales de concreto simple para recibir los las columnas ya que nuestra edificación es pórtico.

Para la estructuración en el sentido longitudinal del módulo principal se han utilizado pórticos con columnas y vigas de concreto armados con la rigidez apropiada para controlar los desplazamientos laterales de entrepiso.

Además de las cargas de sismo se han considerado las cargas por gravedad teniendo en cuenta la Norma Técnica de Edificación E.020 referente a cargas. Los techos son de tipo convencional con losas aligeradas de 0.20 m de espesor.

5.2.2 ANALISIS ESTATICO

Para el análisis estático tendremos que irnos a la norma E 0.30 en el cual tendremos que encontrar los diferentes valores que nos da el reglamento en el cual veremos cada uno para poder hacer el análisis estático de la estructura.

- **Zonificación:** La zonificación propuesta se basa en la distribución espacial de la sismicidad observada, las características generales de los

movimientos sísmicos y la atenuación de éstos con la distancia epicentral, así como en la información geotectónica.

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

Ilustración 70 (norma técnica E 0.30 diseño sismo resistente, 2019, capítulo II, zonificación)

En nuestro caso nos encontramos en la ciudad de ICA por lo cual nos pertenece la zona 4 por lo cual nuestro z es igual a 0.45 podemos observar en el cuadro o en la parte final del reglamento en donde encontramos más detallado de los lugares.



Ilustración 71 (norma técnica E 0.30 diseño sismo resistente, 2019, capítulo II, zonificación)

➤ **FACTOR DE USO**

A	<p>A2: Edificaciones esenciales cuya función no debería interrumpirse inmediatamente después de que ocurra un sismo severo tales como:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Establecimientos de salud no comprendidos en la categoría A1. - Puertos, aeropuertos, locales municipales, centrales de comunicaciones. Estaciones de bomberos, cuarteles de las fuerzas armadas y policía. - Instalaciones de generación y transformación de electricidad, reservorios y plantas de tratamiento de agua. <p>Todas aquellas edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre, tales como instituciones educativas, institutos superiores tecnológicos y universidades.</p> <p>Se incluyen edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, tales como grandes hornos, fábricas y depósitos de materiales inflamables o tóxicos.</p>	1,5
---	--	-----

Ilustración 72 (norma técnica E 0.30 diseño sismo resistente, 2019, capítulo III, factor de uso).

Según nuestros datos podemos observar que nuestra estructura se encuentra con un uso de 1.5

- **PERIODO FUNDAMENTAL DE VIBRACION:** El período fundamental de vibración para cada dirección se estimará con la siguiente expresión:

$$T=H_N/C_T$$

H_N : es la altura total de la edificación en las cuales tenemos 8.56

C_T : se define según la norma en las cuales existen diferentes C_T por lo cual a nuestro diseño tomamos.

$C_T=35$ 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 arrostramiento.

Por lo cual pertenecemos a esta categoría por lo cual $C_T=35$ por tener pórtico de concreto armado sin muros de corte.

- **FACTOR DEL SUELO**

SUELO ZONA	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
Z ₄	0,80	1,00	1,05	1,10
Z ₃	0,80	1,00	1,15	1,20
Z ₂	0,80	1,00	1,20	1,40
Z ₁	0,80	1,00	1,60	2,00

Ilustración 73 (norma técnica E 0.30 diseño sismo resistente, 2019, capítulo II, factor de suelo).

Podemos observar en el cuadro que se necesitan dos factores para hallar el S por lo cual el Z₄ ya lo tenemos y el tipo de suelo también es S₃, la unión de los dos factores no da un S = 1.10

➤ **PERIODOS**

	Perfil de suelo			
	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
T _P (s)	0,3	0,4	0,6	1,0
T _L (s)	3,0	2,5	2,0	1,6

Ilustración 74 (norma técnica E 0.30 diseño sismo resistente, 2019, capítulo II, parámetro de sitio).

Como ya se tiene el S₃ solo es necesario bajar y encontrar los diferentes valores T_P(s) = 1.0 y el T_L(s) = 1.6

➤ **COEFICIENTE DE REDUCCION**

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

Ilustración 75 (norma técnica E 0.30 diseño sismo resistente, 2019, capítulo III, sistema estructural)

En nuestro diseño el $R = 8$ debido a que la estructura es pórtico.

➤ FACTOR DE AMPLIFICACION SISMICA

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

Ilustración 76 (norma técnica E 0.30 diseño sismo resistente, 2019, capítulo II, factor de amplificación sísmica)

➤ **LA FUERZA CORTANTE**

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

Ilustración 77 (norma técnica E 0.30 diseño sismo resistente, 2019, capítulo III, fuerza cortante en la base)

5.2.3 ANALISIS DINAMICO

- **Zonificación:** La zonificación propuesta se basa en la distribución espacial de la sismicidad .se puede (ver en la ilustración 7). El proyecto se encuentra en ICA la zona es Z_4
- **FACTOR DE USO:** según los datos de nuestro proyecto el uso es 1.5 (ver en la ilustración 9)
- **PERODO FUNDAMENTAL DE VIBRACION:** El período fundamental de vibración para cada dirección se estimará con la siguiente expresión:

$$T = H_N / C_T$$

H_N : es la altura total de la edificación en las cuales tenemos 8.56

C_T : se define según la norma en las cuales existen diferentes C_T por lo cual a nuestro diseño tomamos.

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

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

Por lo cual pertenecemos a esta categoría por lo cual $C_T=35$ por tener pórtico de concreto armado sin muros de corte.

- **FACTOR DEL SUELO:** por lo explicado nos vamos (a la ilustración 10) podemos observar en el cuadro que se necesitan dos factores para hallar el S por lo cual el Z_4 ya lo tenemos y el tipo de suelo también es S_3 por lo cual nuestro $s = 1.10$
- **COEFICIENTE DE REDUCCION:** para nuestro coeficiente de reducción nos vamos (a la ilustración 12) en el cual nuestro $R=8$ por ser un pórtico.
- **FACTOR DE AMPLIFICACION SISMICA:** para el factor de amplificación nos vamos (a la ilustración 13) en el cual observamos la fórmula para poder hallar.
- **ACELERACION ESPECTRAL**

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

Ilustración 78 (norma técnica E 0.30 diseño sismo resistente, 2019, capítulo III, aceleración espectral)

V=cortante basal

Z=factor de zona

S=factor de ampliación del suelo

U=factor de uso

C=factor de ampliación sísmica

R=coeficiente de reducción

P= peso de la edificación

➤ PERIODOS

Para lo cual se va a tomar diferentes valores en los periodos desde el 0 ,0.1 ,0.2...etc.

5.2.4 VALIDACION DE LOS RESULTADOS

Se crearon Excel para los distintos diseños estático y dinámico para poder corroborar el resultado

➤ ANALISI ESTATICO

ANALISI SISMICO							
1.0 ANALISIS ESTATICO							
Z	=	0.45	ZONA 4			ZONIFICACION	
U	=	1.5	A			USO DE EDIFICACION	
Hn	=	8.56				ALTURA TOTAL DE LA EDIFICACION	
CT	=	35	PORTICO DE CONCRETO ARMADO SIN MUROS DE CORTE				
T	=	0.244571429				PERIODO FUNDAMENTAL DE LA ESTRUCTURA	
S	=	1.1	Z4	S3		FACTOR DE SUELO	
TP(S)	=	1				PERIODO DE SUELO	
TI(S)	=	1.6				PERIODO PARA EL FACTOR C DESPLAZAMIENTO CONSTANTE	
C	=	2.5				COEFICIENTE SISMICO	
R	=	8	PORTICO			FACTOR DE REDUCCION	
ZUCS/R		0.23203125			C/R>0.11	SE TOMA	

Ilustración 79 corroboración del análisis estático

Se crearon Excel para los distintos diseños estático y dinámico para poder corroborar el resultado

Se crearon Excel para los distintos diseños estático y dinámico para poder corroborar el resultado

Story	Load Case/Combo	Label	Item	Drift	X cm	Y cm	Z cm
Story2	ESTATICOXX	17	Max Drift X	0.001003	1950	1005	740
Story2	ESTATICOXX	6	Max Drift Y	5E-05	0	1005	740
Story2	ESTATICOYY	17	Max Drift X	7.9E-05	1950	1005	740
Story2	ESTATICOYY	10	Max Drift Y	0.001007	2340	215	740
Story1	ESTATICOXX	17	Max Drift X	0.000911	1950	1005	420
Story1	ESTATICOYY	26	Max Drift X	0.000181	1950	0	420

En la cual para la lectura del cuadro hacemos referencia que el mayor desplazamiento se realizara en el segundo piso por lo cual nos vamos a este y se busca en el análisis dinámico de esto por lo cual el mayor de los desplazamientos es STORY2 ESTATICOYY 0.001007 este es el desplazamiento pero para lo cual debemos de multiplicar a este resultado un 0.75 factor de reducción y el R=8 por lo cual nuestro desplazamiento real es de

$0.001007 \times 0.75 \times 8 = 0.006042$ en lo cual comprobamos que nuestro desplazamiento es menor por lo cual comprobamos que cumplimos con la norma E0.30 por lo cual el análisis dinámico si cumple.

➤ ANALISIS DINAMICO

ANALISI SISMICO			
2.0 ANALISIS DINAMICO			
Z =	0.45	ZONA 4	ZONIFICACION
U =	1.5	A	USO DE EDIFICACION
S =	1.1	Z4	FACTOR DE SUELO
TP(S)	1		PERIODO DE SUELO
TI(S)	1.6		PERIODO PARA EL FACTOR C DESPLAZAMIENTO CONSTANTE
R =	8	PORTICO	FACTOR DE REDUCCION

Ilustración 80 corroboración del análisis dinámico

Tabla 90 corroboración de la aceleración espectral

T	C	SA(M/S ²)
0.1	2.50000	2.276227
0.2	2.50000	2.276227

0.3	2.50000	2.276227
0.4	2.50000	2.276227
0.5	2.50000	2.276227
0.6	2.50000	2.276227
0.7	2.50000	2.276227
0.8	2.50000	2.276227
0.9	2.50000	2.276227
1.0	2.50000	2.276227
1.1	2.27273	2.069297
1.2	2.08333	1.896855
1.3	1.92308	1.750944
1.4	1.78571	1.625876
1.5	1.66667	1.517484
1.6	1.56250	1.422642
1.7	1.38408	1.260195
1.8	1.23457	1.124063
1.9	1.10803	1.008854
2.0	1.00000	0.910491
2.1	0.90703	0.825842
2.2	0.82645	0.752472
2.3	0.75614	0.688462
2.4	0.69444	0.632285
2.5	0.64000	0.582714

2.6	0.59172	0.538752
2.7	0.54870	0.499583
2.8	0.51020	0.464536
2.9	0.47562	0.433051
3.0	0.44444	0.404663
3.1	0.41623	0.378976
3.2	0.39063	0.355660
3.3	0.36731	0.334432
3.4	0.34602	0.315049
3.5	0.32653	0.297303
3.6	0.30864	0.281016
3.7	0.29218	0.266031
3.8	0.27701	0.252213
3.9	0.26298	0.239445
4.0	0.25000	0.227623

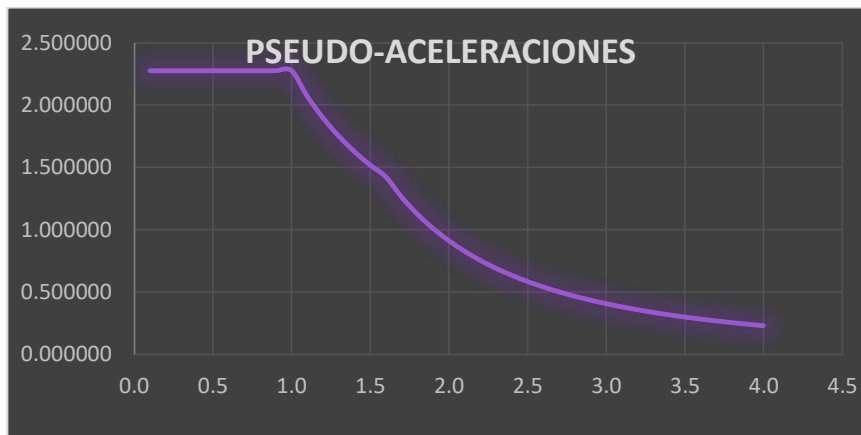


Ilustración 81 figura de la aceleración espectral

En esta tabla se comprobara lo que nos indica la norma E 0.30 en la cual el desplazamiento debe de estar para pórticos el 0.007 por lo cual se llegó a la comprobación de esta en la cual nos sale.

Tabla 91 desplazamiento sacados del ETABS

Story	Load Case/Combo	Label	Item	Drift	X cm	Y cm	Z cm
Story2	DINXX Max	17	Max Drift X	0.001135	1950	1005	740
Story2	DINXX Max	2	Max Drift Y	0.000353	0	610	740
Story2	DINXX Min	17	Max Drift X	0.001135	1950	1005	740
Story2	DINXX Min	2	Max Drift Y	0.000353	0	610	740
Story2	DINYY Max	17	Max Drift X	7.7E-05	1950	1005	740
Story2	DINYY Max	10	Max Drift Y	0.00109	2340	215	740
Story2	DINYY Min	17	Max Drift X	7.7E-05	1950	1005	740
Story2	DINYY Min	10	Max Drift Y	0.00109	2340	215	740

En la cual para la lectura del cuadro hacemos referencia que el mayor desplazamiento se realizara en el segundo piso por lo cual nos vamos a este y se busca en el análisis dinámico de esto por lo cual el mayor de los desplazamientos es STORY2 DINXX 0.001135 este es el desplazamiento pero para lo cual debemos de multiplicar a este resultado un 0.75 factor de reducción y el R=8 por lo cual nuestro desplazamiento real es de

$0.001135 \times 0.75 \times 8 = 0.00681$ en lo cual comprobamos que nuestro desplazamiento es menor por lo cual comprobamos que cumplimos con la norma E0.30 por lo cual el análisis dinámico si cumple.

6 COMPROBACION DE HIPOTESIS

6.1 CONTRASTACIÓN DE HIPÓTESIS GENERAL

Se llega a comprobar la influencia que existe el análisis y diseño estructural de la edificación de dos Niveles para la Calidad Educativa de la I.E.P. N° 220042 Ricardo Palma de Tate - Ica ya que existen parámetros establecidos por las norma en las cuales nos debemos de basar para poder tener un buen edificación capaz de soportar a los movimientos sísmicos en que afecta a la ciudad de ICA.

6.2 CONTRASTACIÓN DE HIPÓTESIS ESPECÍFICAS

En qué medida influye el cumplimiento de los factores de irregularidad en planta y en altura para la Calidad Educativa de I.E.P. N° 220042 Ricardo Palma de Tate – Ica debido a que a mayor regularidad su comportamiento es mejor ya que el sismo ataca de los dos lados hacia una estructura si es proporcional su comportamiento es similar pero si existe la irregularidad a la longitud mayor tendrá mejor

comportamiento ante el sismo pero al otro lado no por lo cual la estructura llegaría a fallar.

En qué medida influye la aplicación del Análisis Sísmico Estático de acuerdo a la Norma E030 para la Calidad Educativa de I.E.P. N° 220042 Ricardo Palma de Tate – Ica la influencia de la norma es esencial ya que en esta encontramos los diferentes parámetros en las cuales nos basamos para el análisis de una edificación, en esta nos dan a conocer los diferentes rangos a tener en cuenta de acuerdo a la ciudad que nos encontramos y parámetros a un análisis dinámico y estático.

7 CAPITULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7.1 CONCLUSIONES

- El diseño de los diferentes elementos de la estructura existen pequeñas diferencia con respecto al desarrollo manual vs el desarrollo con el programa ETABS.
- Las diferencias que existen entre el ACI 318-14 con nuestra norma teniendo en cuenta que nuestra norma es mucha más conservadora respecto al ACI 318-14 por lo cual es necesario la mayor actualización de nuestra norma.
- Las diferentes formas de solución referente a un problema como nos sucedió en la investigación
- Las diferentes formas de poder pre dimensionar los diferentes elementos de una edificación.

- La diferencia abismal en hacer el diseño de la edificación ya sea manualmente vs con el programa ETABS ya que con este programa se disminuye el diseño de los elementos estructurales.
- La verificación de loa análisis estático y dinámico más importante es la verificación del desplazamiento de la estructura en el cual en nuestro caso es de 0.007 ya que con esta verificación se confirma la rigidez de la estructura teniendo en cuenta también el sobredimensionado.
- Para el diseños de los elementos estructurales aparte de tener en cuenta las norma también debemos de tener en cuenta la construcción y el tiempo de esta para poder también hacer más sencillo y con lo cual estaríamos bajando el costo de la construcción de los colegios
- Debemos de tener en cuenta que para el diseño de una estructura es diferente frente a otros lugares ya sea por el tipo de suelo
- La importación de los apuntes de lo estudiado en la universidad con las cuales está (CONSTRUCCION I, CONCRETO ARMADO I CONCRETO ARMADOS II) demás curso que fueron posibles del desarrollo de esta tesis.

7.2 RECOMENDACIONES

- la mayor investigación de nuestra norma referente a las normas actualizadas de ACI 318-14 para poder mejorar los costos de la obra.
- La importancia del estudio previo del programa ETABS ya que con la mala utilización de esta no nos saldrá ningún diseño o nos votaría

resultados erróneos por lo cual es necesario la verificación de los resultados de ETABS con un diseño manual.

- La importancia de los ingenieros residente y supervisión para el buen desarrollo de la construcción ya que el diseño se encuentra con las normas establecidas pero todo esto va de la mano con la construcción.
- La utilización correcta de las normas para el diseño de cualquier estructura como E 0.10 , E 0.20 ,E 0.30 , E 0.50 Y E 0.60 en la parte de estructura y en l parte de la arquitectura existen norma de estas en el PRONEID con esto se desarrolla. Si no también podemos utilizar las normas de arquitecturas.

BIBLIOGRAFIA

Lloclla , E, (2005). Evaluación del riesgo sísmico en los distritos de Ica ,
Parcona y la Tinguña. Perú. Documento de trabajo N°1.

López, C. & Miranda, J (2015). Evaluación de La capacidad estructural de un
centro comercial sometido a los sismos de los años 1966, 1970 y 1974 en el
distrito de Cercado de Lima. Perú. Universidad Ricardo Palma. Facultad de
Ingeniería. Tesis de grado para optar doctorado en Ingeniería Civil.

Zanelli, C. & Paredes, P. (2019). Diseño estructural de un pabellón de hospital
con aisladores sísmicos. Perú. Pontificia Universidad Católica del Perú. Facultad de
Ingeniería. Tesis de grado para optar título en Ingeniería Civil.

Huapaya, R, (2017). Evaluación de los indicadores de comportamiento sísmico
de edificios con sistema a porticado a través del método estático no lineal. Perú.
Universidad Ricardo Palma. Facultad de Ingeniería. Tesis de grado para optar
doctorado en Ingeniería Civil.

Chaiña, R, (2016). Análisis y diseño sísmico de una edificación de seis niveles
de concreto armado en la ciudad de Juliaca. Perú. Universidad Andina Néstor
Cáceres Velásquez. Facultad de Ingeniería y Ciencias Puras. Tesis de grado para
optar doctorado en Ingeniería Civil.

Carrasco, C, (2011). Metodología para el análisis estático y dinámico de
estructuras metálicas aplicando el método de los elementos finitos. Perú.
Pontificia Universidad Católica del Perú. Facultad de Ciencias e Ingeniería. Tesis
de grado título en Ingeniería Mecánica.

Rivera, K, (2018). Estudio comparativos entre el análisis sísmico estático y dinámico para nuestra estructura regular mayor de 30 m de altura en la ciudad de Huancayo. Perú. Pontificia universidad católica del Perú. Facultad de ciencias e ingeniería. Tesis de grado título en ingeniería mecánica.

García, J., castellanos, N Ortega, & moreno, V (2015) proyecto de diseño estructural para la construcción de un centro comunitario de desarrollo de proyectos productivos en el sector de la comuna 4 de Soacha. Colombia. Universidad católica de Colombia. Facultad de ingeniería. Tesis de grado para optar título de ingeniería civil.

Valcárcel, J, (2013). Análisis y gestión del riesgo sísmico de edificios y sistemas esenciales. Barcelona. Universidad politécnica de Cataluña. Escuela técnica superior de ingenieros de caminos, canales y puertos. Tesis de grado para optar doctorado en ingeniería civil.

Ortega, J, (2011). Análisis comparativo entre sismo estático y dinámico para marcos de concreto reforzado. Guatemala. Universidad de san Carlos de Guatemala. Facultad de ingeniería. Tesis de grado para optar título de ingeniería civil.

NORMA TECNICA E0.30 DISEÑO SISMORRESISTENTE

NORMA TECNICA E.060 CONCRETO ARMADO

NORMA TECNICA E.020 CARGAS

NORMA TECNICA E.050 SUELOS Y CIMENTACIONES

ARQUITECTURA NORMA A 0.10

https://www.pronied.gob.pe/wp-content/uploads/4DISENIO_DE_LOCALES_BASICA_REGULAR_primaria_secundaria.pdf

<http://www.minedu.gob.pe/p/pdf/norma-tecnica-criterios-generales-de-diseno-para-infraestructura-educativa.pdf>

http://www3.vivienda.gob.pe/dnc/archivos/Estudios_Normalizacion/Normalizacion/normas/Norma-A-010.pdf

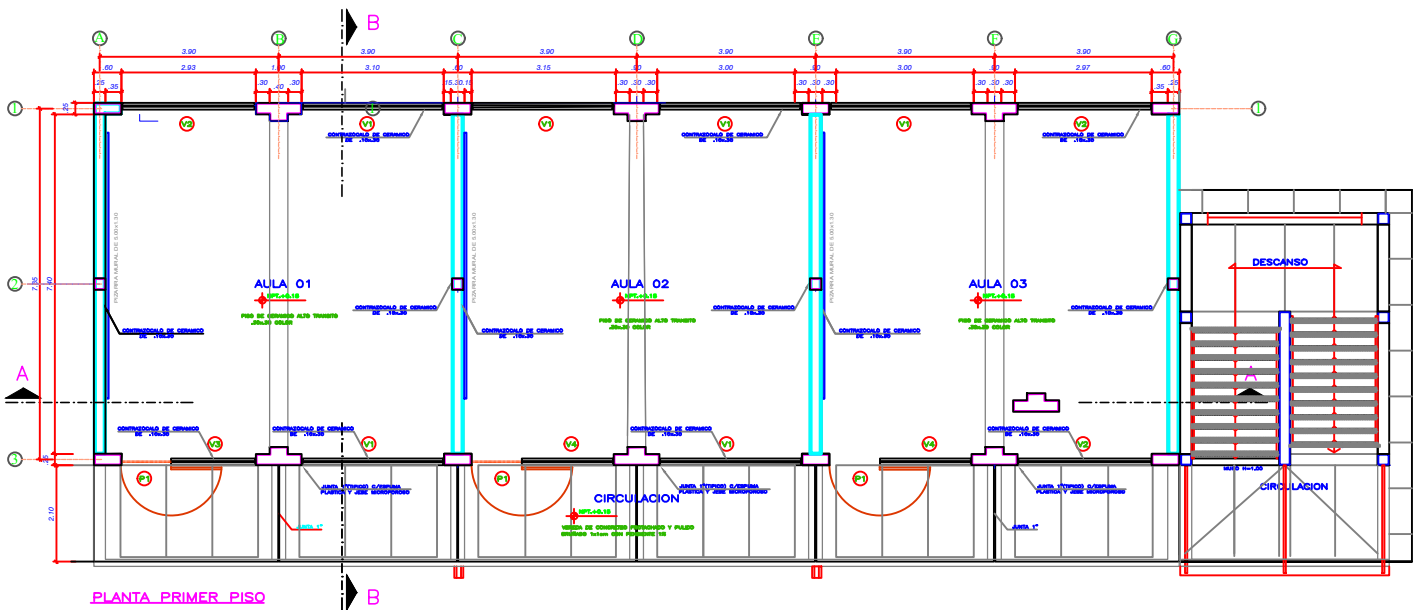
http://www3.vivienda.gob.pe/dgprvu/docs/TITULO_III_EDIFICACIONES/III.1%20ARQUITECTURA/A.040%20EDUCACION.pdf

<http://cecfic.uni.edu.pe/archivos/Clasificacion%20de%20suelos%20-%20MAD.pdf>

[file:///C:/Users/TOSHIBA/AppData/Local/Temp/Rar\\$DIa0.881/M-MMP-1-02-03.pdf](file:///C:/Users/TOSHIBA/AppData/Local/Temp/Rar$DIa0.881/M-MMP-1-02-03.pdf)

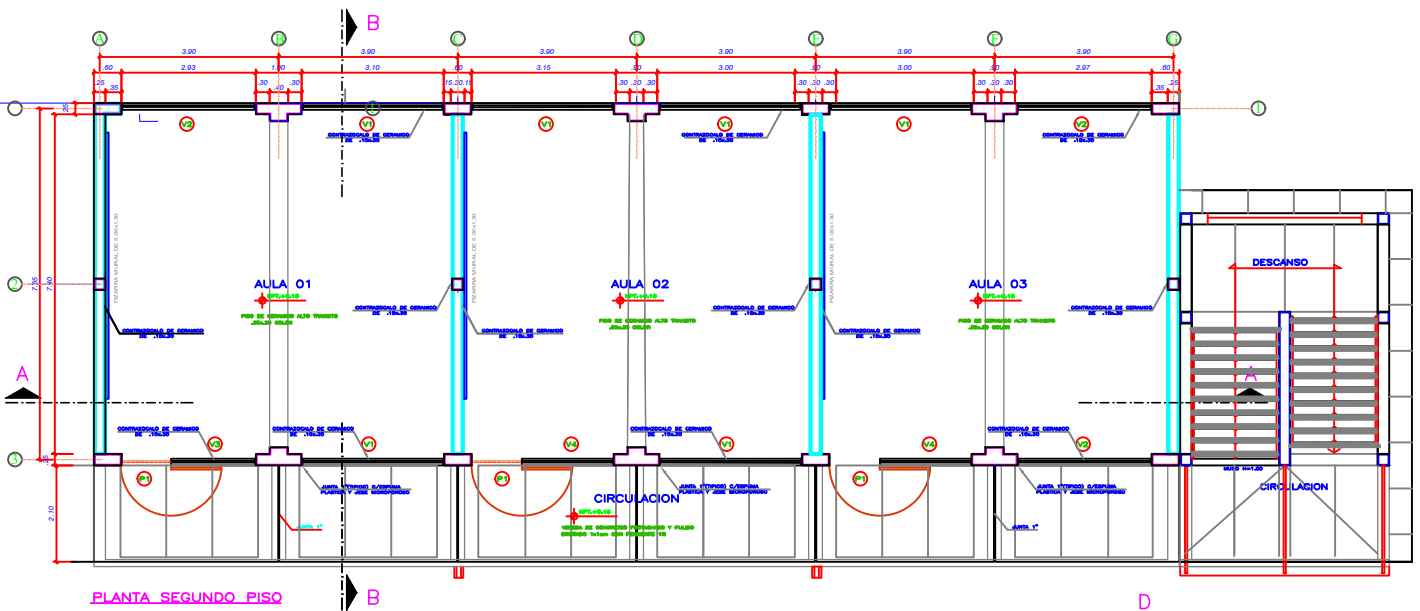
ANEXOS

- **PLANO DE UBICACIÓN**
- **PLANO DE ARQUITECTURA**
- **PLANO DE CIMENTACION**



PLANTA PRIMER PISO

PRIMERA PLANTA



PLANTA SEGUNDO PISO

SEGUNDA PLANTA

CUADRO DE VANOS VENTANAS Y PUERTAS				
ANCHO	ALTURA	ALFEIZAR	TIPO	
V1	3.00	1.50	1.25	VIDRIO
V2	3.00	1.50	1.25	VIDRIO
V3	1.90	1.50	1.25	VIDRIO
V4	1.90	1.50	1.25	VIDRIO
P1	1.10	2.75	---	MADERA
P2	1.10	2.10	---	MADERA

UNIVERSIDAD NACIONAL SAN LUIS GONZAGA DE ICA



PROYECTO
 APLICACION DEL ANALISIS SISMICO ESTADICO Y DINAMICO EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACION DE DOS NIVELES PARA LA CALIDAD EDUCATIVA DE LA I.E.P. N° 220042 RICARDO PALMA DE TATE - ICA

PROPIETARIO
 UICSA
 UICSA
 UICSA
 UICSA

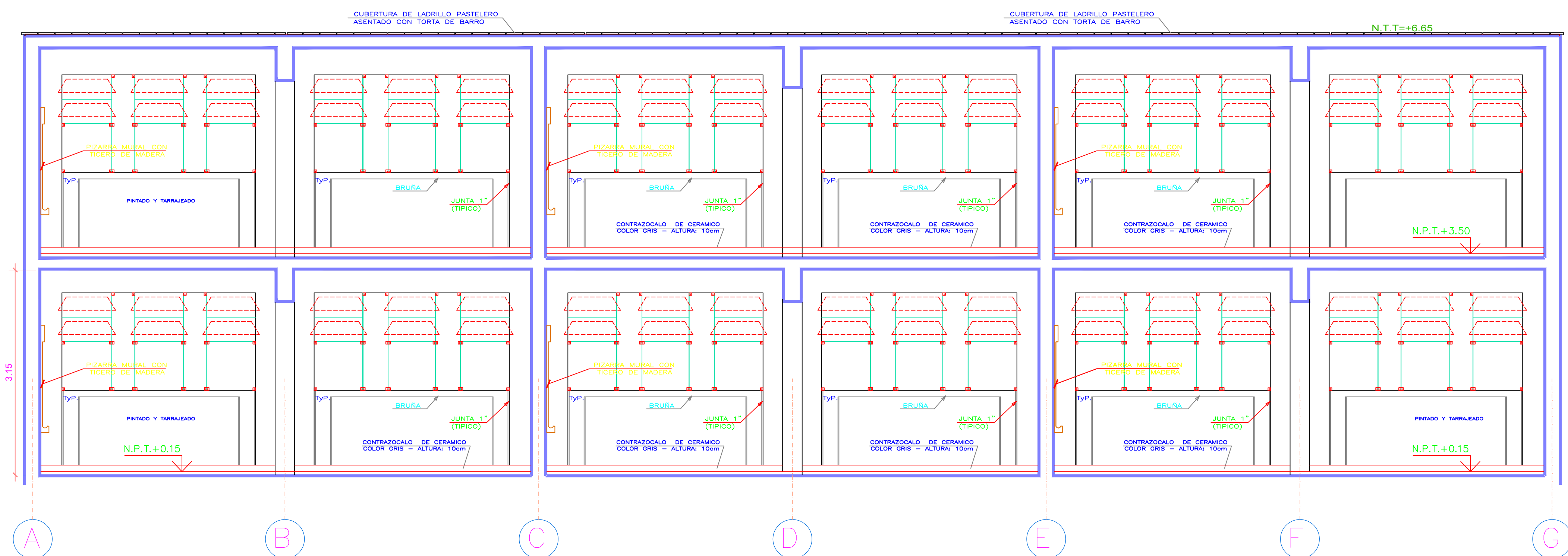
PLANO
PABELLON 03 (AULAS)
PLANTA PRIMER Y SEGUNDO PISO

ELABORADO
 Ing. Edgar Ríos

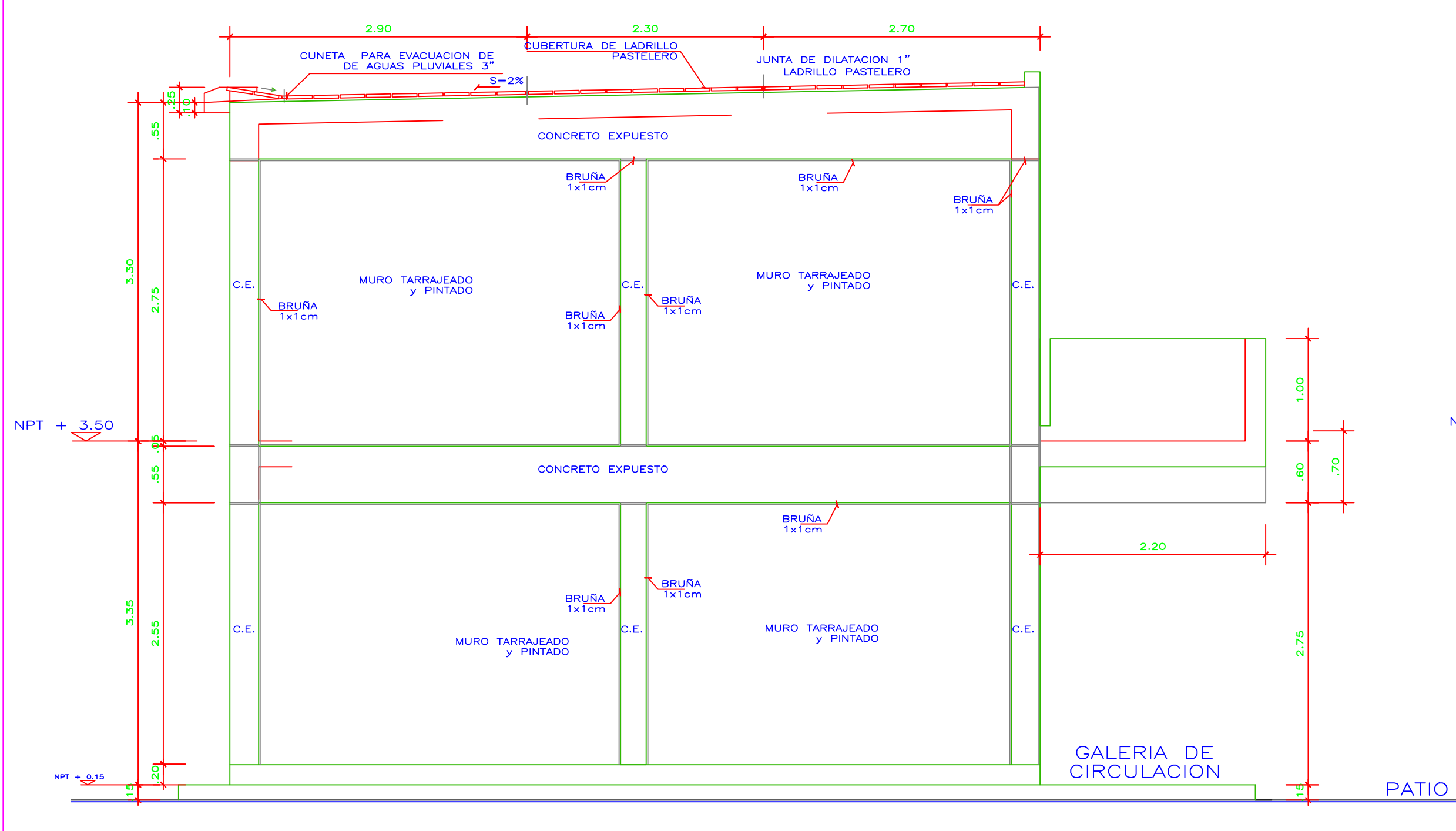
FECHA
 27 noviembre 2018

ESCALA
 1/50

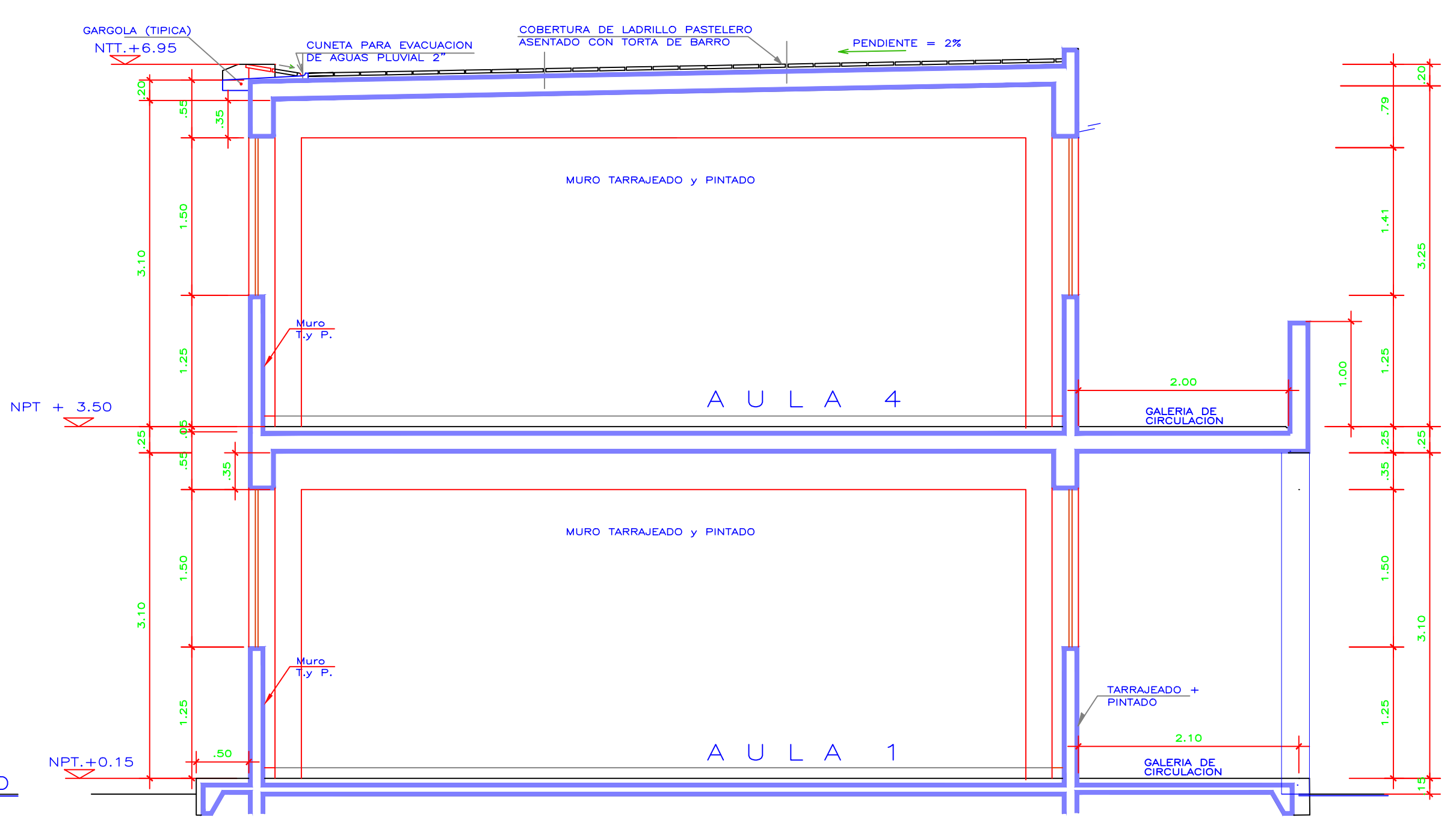
A-01



CORTE B-B
ESCALA : 1/50

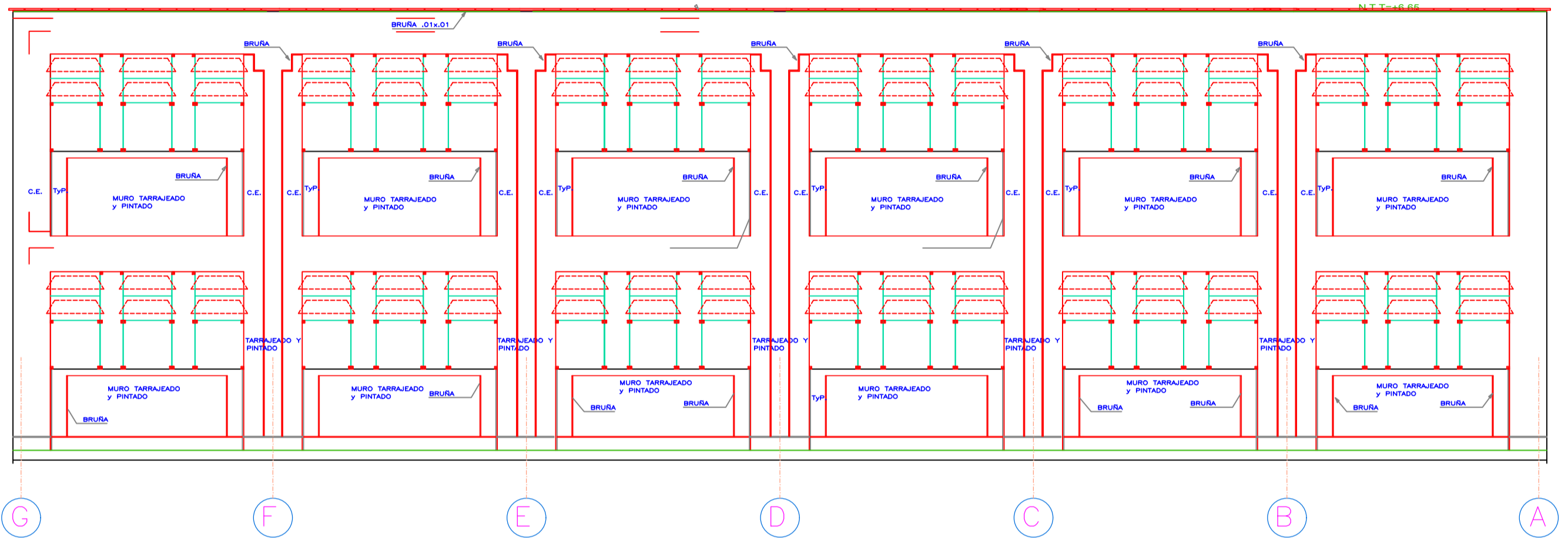


ELEVACION LATERAL
ESCALA : 1/50

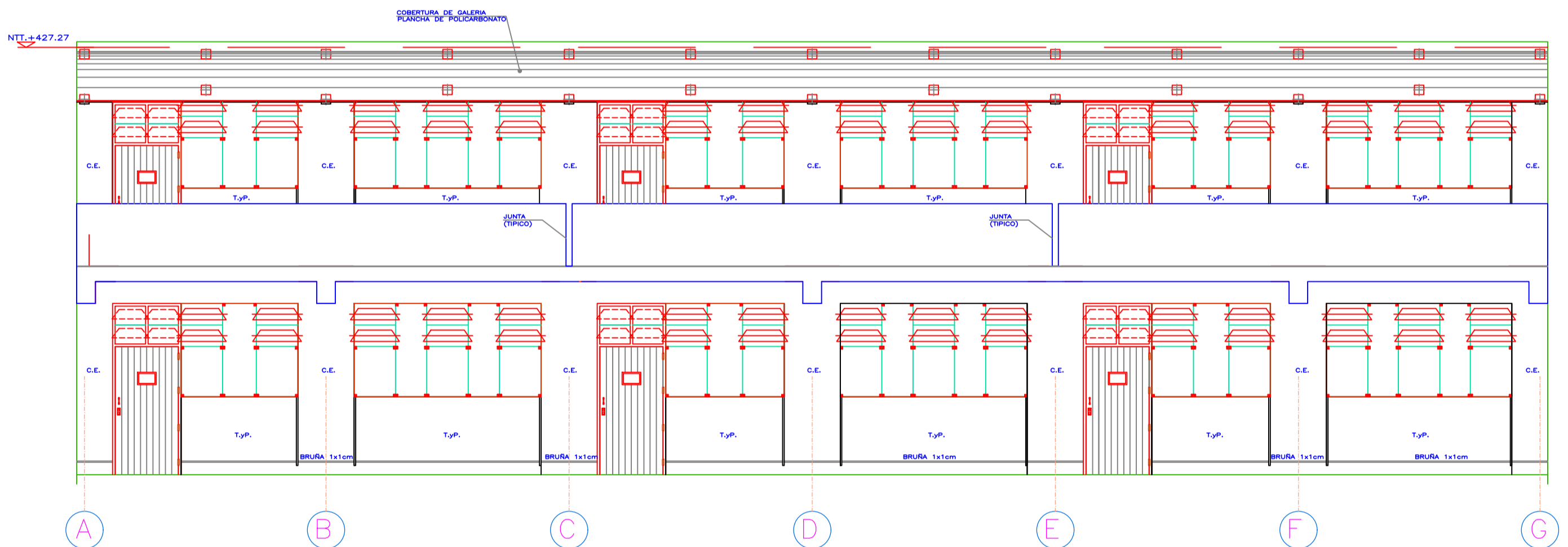


CORTE B-B
ESCALA : 1/50

UNIVERSIDAD NACIONAL SAN LUIS GONZAGA DE ICA		PROPIETARIO:
 "APLICACIÓN DEL ANALISIS BISMICO ESTATICO Y DINAMICO EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACION DE DOS NIVELES PARA LA CALIDAD EDUCATIVA DE LA I.E.P. N° 220042 RICARDO PALMA DE TATE - ICA"		REGION : ICA
		PROVINCIA : ICA
		DISTRITO : TATE
		ANEXO : CC.PP Capilla
PLANO DE ELEVACIONES		
RESPONSABLE: Bachiller: Esteban Román Quijón	FECHA: 27 noviembre 2019	ESCALA: 1/50
		A-02



ELEVACION POSTERIOR
ESCALA : 1/50



ELEVACION PRINCIPAL
ESCALA : 1/50

UNIVERSIDAD NACIONAL SAN LUIS GONZAGA DE ICA



PROYECTO:
"APLICACIÓN DEL ANÁLISIS SISMICO ESTÁTICO Y DINÁMICO
EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACIÓN DE DOS
NIVELES PARA LA CALIDAD EDUCATIVA DE LA I.E.P. N° 220042
RICARDO PALMA DE TATE - ICA"

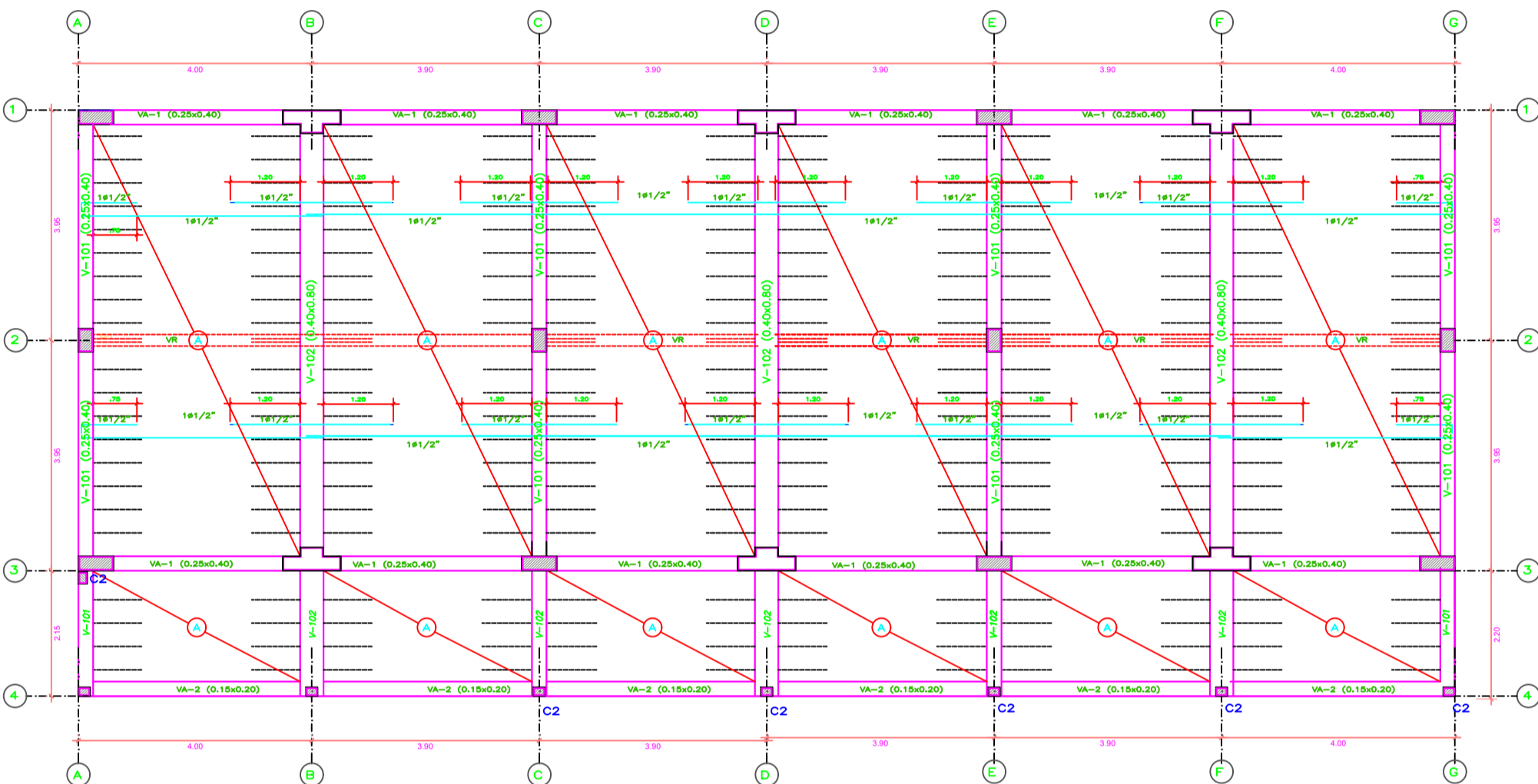
PLANO: **PLANO DE ELEVACIONES**

RESPONSABLE: bachiller: Echaccaya Romaní Quevín FECHA: 27 noviembre 2019 ESCALA: 1/50

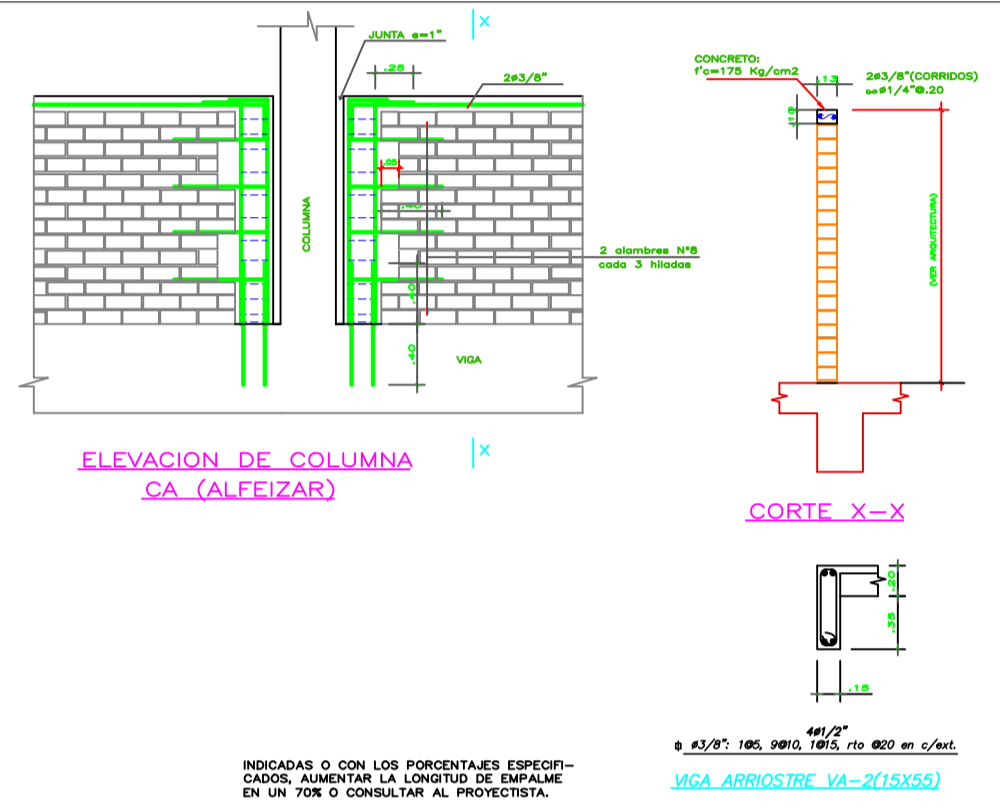
PROPIETARIO:
REGION: ICA
PROVINCIA: ICA
DISTRITO: TATE
ANEXO: CC.PP Capilla

LAMINA

A-03



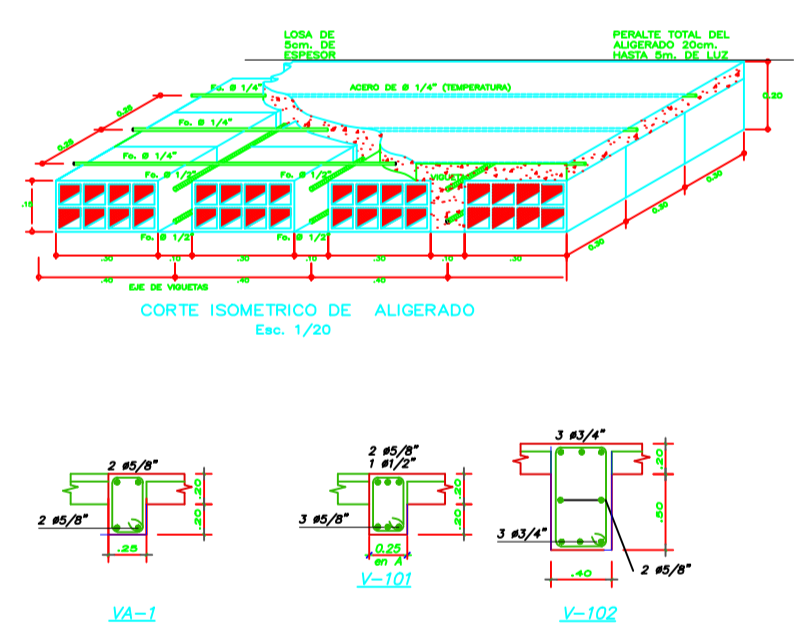
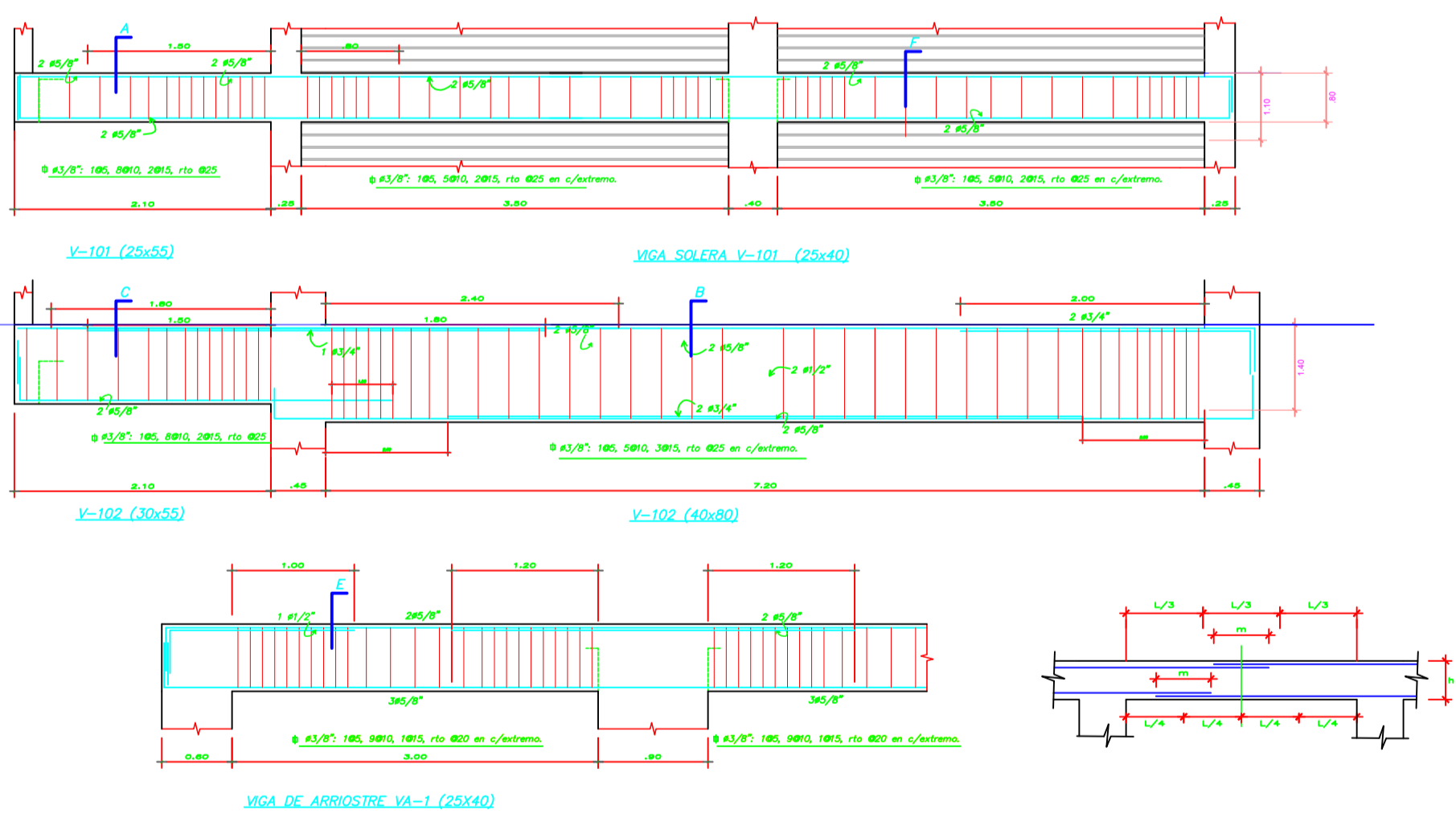
LOSA ALIGERADA 1° PISO S/C 250Kg/m²
3 AULAS
ESCALA : 1/50



ELEVACION DE COLUMNA CA (ALFEIZAR)
CORTE X-X
CONCRETO: f'c=175 Kg/cm²
2 alambres Nº8 cada 3 hileras con espaciamiento
#1/2\"/>

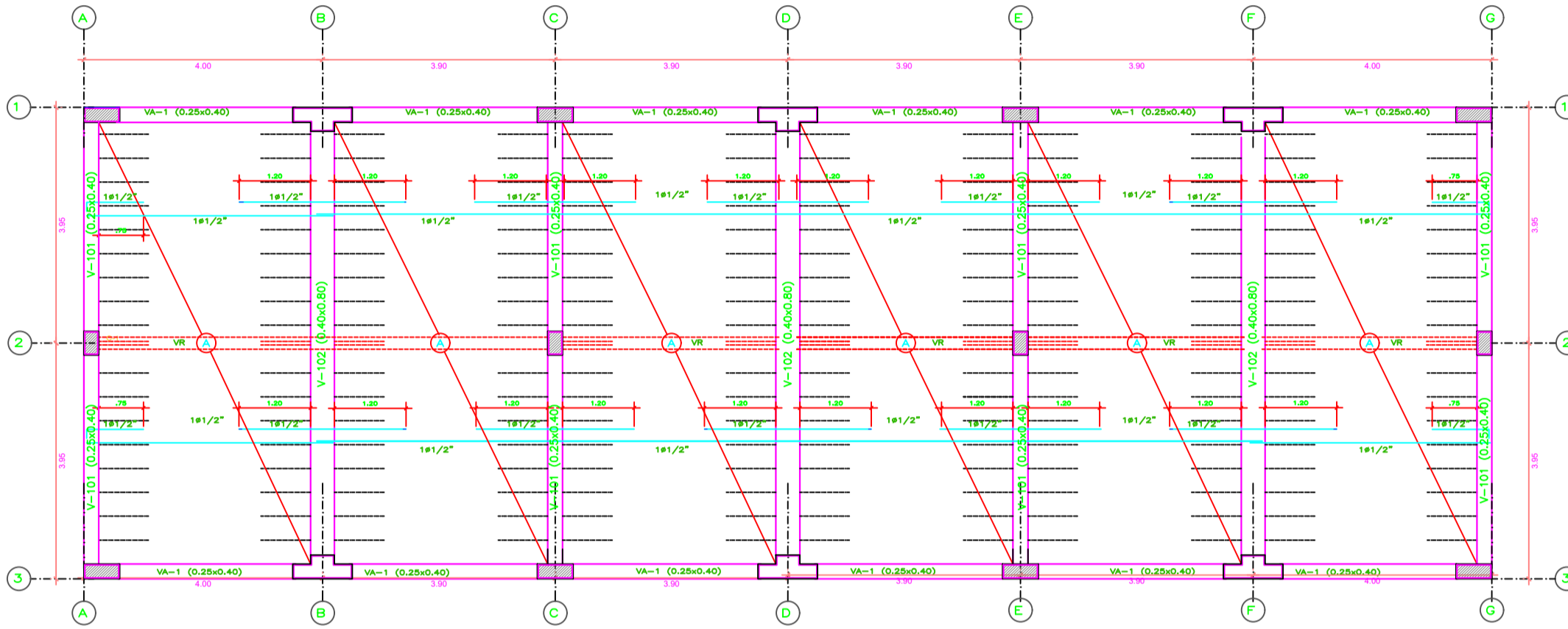
INDICADAS O CON PORCENTAJES ESPECIFICADOS, AUMENTAR LA LONGITUD DE EMPALME EN UN 70% O CONSULTAR AL PROYECTISTA.

NOTA: LAS VIGAS VR. LLEVAN ARMADURA DE DOS VIGUETAS

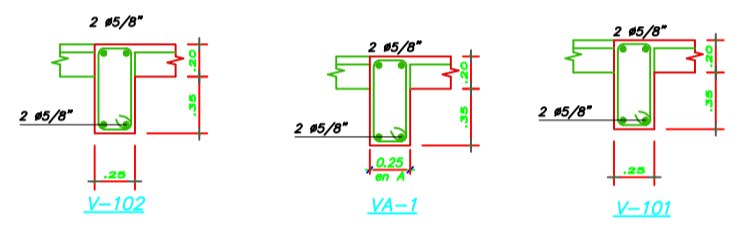
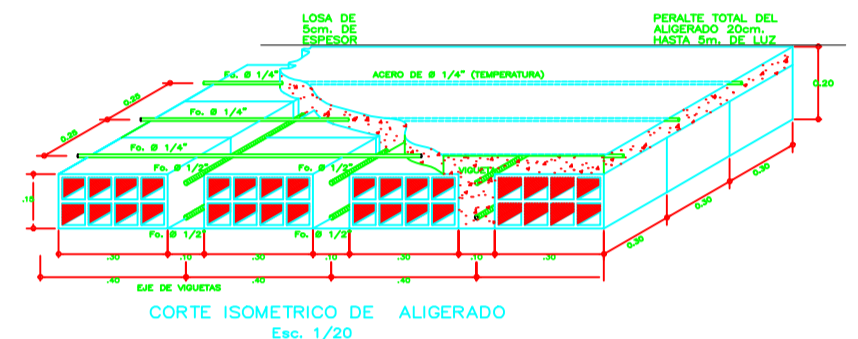
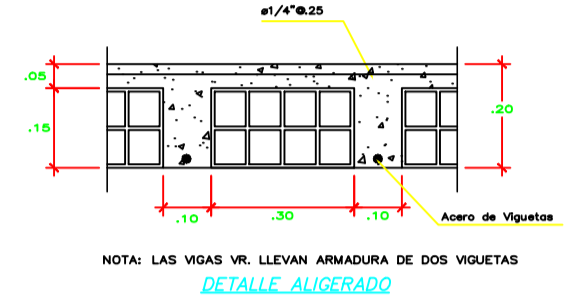


SECCIONES
VIGA DE ARRIOSTRE VA-1 (25x40)
CORTE ISOMETRICO DE ALIGERADO Esc. 1/20
VIGA SOLERA V-101 (25x55)
VIGA SOLERA V-102 (30x55)
VIGA SOLERA V-102 (40x80)
VIGA-1
V-101
V-102

UNIVERSIDAD NACIONAL SAN LUIS GONZAGA DE ICA		PROPIETARIO
	RESPONSABLE: Ing. Edgardo Román Quispe	REGION: ICA PROVINCIA: ICA DISTRITO: TATE INICIO: 02/11/2019 FIN:
	FECHA: 27 noviembre 2019 ESCALA: 1/50	E-02

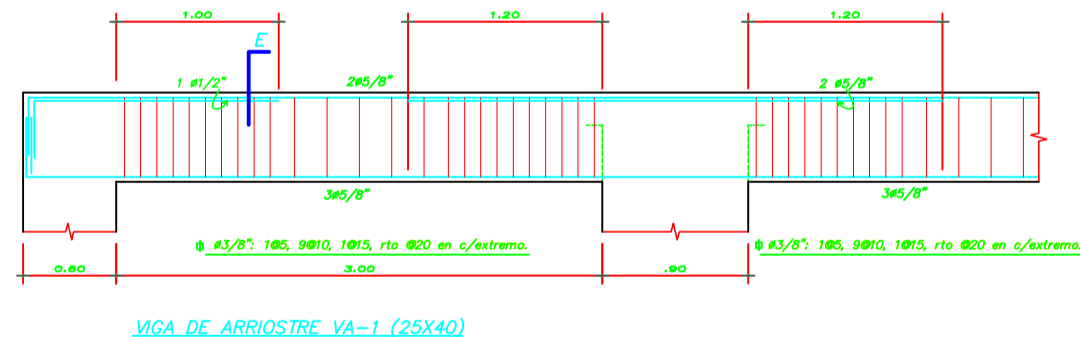
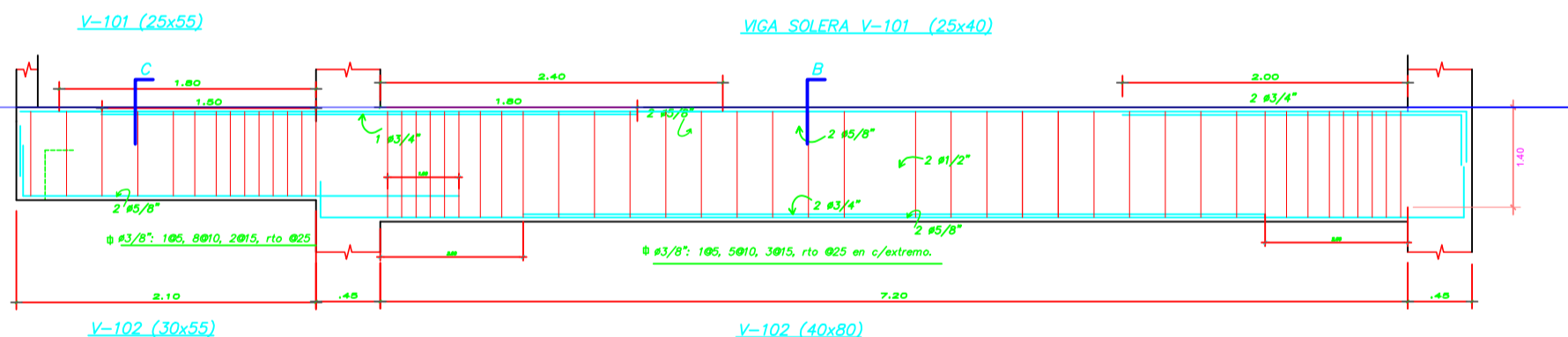
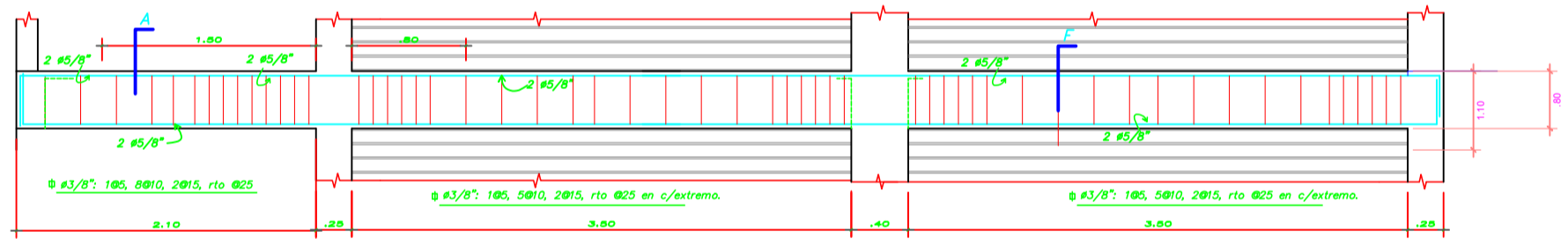
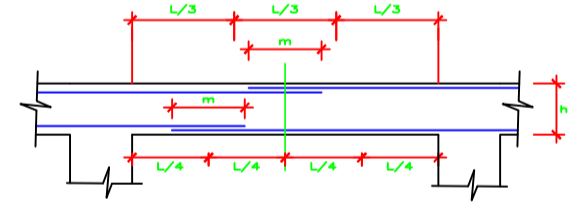


LOSA ALIGERADA 2° PISO S/C 250Kg/m²
3 AULAS
 ESCALA : 1/50



VALORES DE m			
Ø	RELUZADO SUPERIOR	Ø	RELUZADO SUPERIOR
3/8"	.30	.30	.45
1/2"	.45	.45	.60
5/8"	.55	.55	.75
3/4"	.65	.65	.90

NOTA:
 1 NO EMPALMAR MAS DEL 50% DEL AREA TOTAL EN UNA SECCION
 2 EN CASO DE NO EMPALMARSE EN LAS ZONAS



VIGA DE ARRIOSIRE VA-1 (25x40)

UNIVERSIDAD NACIONAL SAN LUIS GONZAGA DE ICA

PROFESORADO: INGENIERIA CIVIL
 MATERIA: ESTRUCTURAS DE ACERO
 TÍTULO: DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO

RESPONSABLE: BOCHINS EDOARDO RAMÓN QUEVÉN
 FECHA: 27 noviembre 2019
 ESCALA: 1/50

E-03