002697

MEMORIA DESCRIPTIVA DE ESTRUCTURAS

"MEJORAMIENTO DEL SERVICIO DE EDUCACIÓN EN LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA POLITÉCNICO INDUSTRIAL DEL DISTRITO DE MACUSANI, PROVINCIA DE CARABAYA – PUNO"

MEMORIA DESCRIPTIVA ESTRUCTURAS

1. GENERALIDADES

La presente Memoria corresponde a la descripción estructural general del proyecto: "MEJORAMIENTO DEL SERVICIO DE EDUCACIÓN EN LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA POLITECNICO INDUSTRIAL DEL DISTRITO DE MACUSANI, PROVINCIA DE CARABAYA – PUNO".

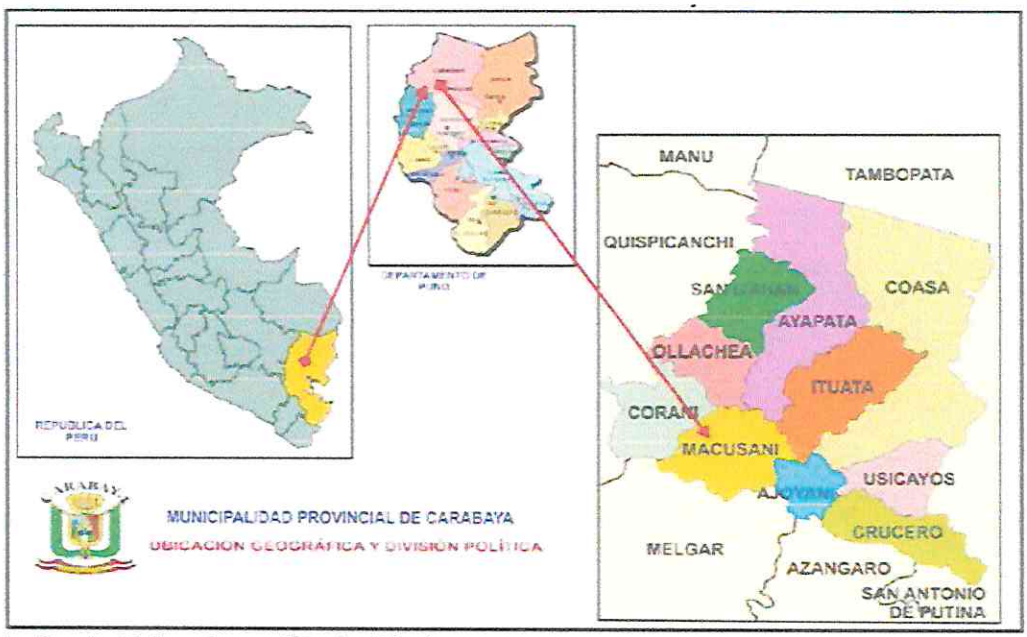
2. OBJETIVO GENERAL DEL PROYECTO

Brindar adecuadas condiciones de los servicios educativos, con el propósito de otorgar un mejor servicio a los estudiantes de la I.E. Politécnico Industrial.

3. UBICACIÓN GEOGRÁFICA

- Distrito : MACUSANI
- Provincia : CARABAYA
- Departamento : PUNO.

Ubicación de la Región de Puno, Provincia de Carabaya, Distrito de Macusani.



Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico.

4. ESTADO SITUACIONAL ACTUAL

La I.E. Politécnico Industrial brinda servicios educativos de nivel secundario a la población entre 11 a 17 años de edad, a su vez cuenta con un campo deportivo.

Wilfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP. 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

El I.E. Politécnico Industrial no cuenta con los espacios adecuados para una enseñanza plena para el estudiante, de la misma manera sus ambientes no tienen el manejo de áreas reglamentarias para el confort del alumno en las aulas, basando en el Reglamento Nacional de Edificaciones. No cuenta con accesos, espacios y zonas para personas discapacitadas, lo cual sería un impedimento para cualquier alumno con discapacidad o algún otro problema.

Los accesos hacia la institución educativa corresponden a la Av. Jorge Chávez, calle Gonzales Prada y el Jr. Chichicapac.

En la actualidad la I.E. Politécnico Industrial cuenta con los siguientes espacios:

CUADRO DE ÁREAS		PERIMETRO	ESTADO CONSERVACIÓN	AÑO DE CONSTRUCCIÓN
AREA DEL TERRENO	4 343.433 m2	268.640 m		
AREA TOTAL TECHADA	1,393.06 m2			
Bloque 01	137.05 m2	62.20 m	Mal estado	2005
Bloque 02	31.80 m2	24.00 m	Pésimo estado	2004
Bloque 03	206.47 m2	64.10 m	Pésimo estado	1999
Bloque 04	124.26 m2	50.10 m	Mal estado	2006
Bloque 05	216.30 m2	65.84 m	Mal estado	2006
Bloque 06	17.820 m2	17.00 m	Mal estado	2007
Bloque A (SSHH)	20.97 m2	18.45 m	Mal estado	2004
Bloque B (LOSA)	630.23 m2	103.27 m	Mal estado	2005
Bloque C (QUIOSCO)	8.16 m2	11.72 m	Regular estado	2007
CERCO PERIMETRICO (Albañileria.)		60.11 m	Mal estado	2005
CERCO PERIMETRICO (Adobe.)		208.53 m	Mal estado	1999
AREA LIBRE	2,950.373 m2			

Wilfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 158671

5. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

INSTITUCION EDUCATIVO POLITECNICO INDUSTRIAL MACUSANI									
PROGRAMA ARQUITECTÓNICO - CENTRO EDUCATIVO SECUNDARIO									
RELACIÓN DE ESPACIOS SEGÚN NORMA									
TIPO	AMBIENTE	JUSTIFICACIÓN	UND.	N° AMBIENTES	I.O. (M2/OCUPANTE)	N° USUARIOS	ÁREA UTIL NORMATIVA (M2)	AREA UTIL PROGRAMADA SUBTOTAL (M2)	AREA UTIL PROGRAMADA TOTAL (M2)
CENTRO EDUCATIVO SECUNDARIO	AULAS PEDAGOGICA 01	AREA DESTINADA PARA 25 ALUMNOS CONSIDERANDO 2 m2/ ALUMNO DE ACUERDO A LA RM N°208-2019-MINEDU.	M2	1	2	25	50,00	50,74	507,40
	AULAS PEDAGOGICA 02	AREA DESTINADA PARA 25 ALUMNOS CONSIDERANDO 2 m2/ ALUMNO DE ACUERDO A LA RM N°208-2019-MINEDU.	M2	1	2	25	50,00	50,74	
	AULAS PEDAGOGICA 03	AREA DESTINADA PARA 25 ALUMNOS CONSIDERANDO 2 m2/ ALUMNO DE ACUERDO A LA RM N°208-2019-MINEDU.	M2	1	2	25	50,00	50,74	
	AULAS PEDAGOGICA 04	AREA DESTINADA PARA 25 ALUMNOS CONSIDERANDO 2 m2/ ALUMNO DE ACUERDO A LA RM N°208-2019-MINEDU.	M2	1	2	25	50,00	50,74	
	AULAS PEDAGOGICA 05	AREA DESTINADA PARA 25 ALUMNOS CONSIDERANDO 2 m2/ ALUMNO DE ACUERDO A LA RM N°208-2019-MINEDU.	M2	1	2	25	50,00	50,74	
	AULAS PEDAGOGICA 06	AREA DESTINADA PARA 25 ALUMNOS CONSIDERANDO 2 m2/ ALUMNO DE ACUERDO A LA RM N°208-2019-MINEDU.	M2	1	2	25	50,00	50,74	
	AULAS PEDAGOGICA 07	AREA DESTINADA PARA 25 ALUMNOS CONSIDERANDO 2 m2/ ALUMNO DE ACUERDO A LA RM N°208-2019-MINEDU.	M2	1	2	25	50,00	50,74	
	AULAS PEDAGOGICA 08	AREA DESTINADA PARA 25 ALUMNOS CONSIDERANDO 2 m2/ ALUMNO DE ACUERDO A LA RM N°208-2019-MINEDU.	M2	1	2	25	50,00	50,74	
	AULAS PEDAGOGICA 09	AREA DESTINADA PARA 25 ALUMNOS CONSIDERANDO 2 m2/ ALUMNO DE ACUERDO A LA RM N°208-2019-MINEDU.	M2	1	2	25	50,00	50,74	
	AULAS PEDAGOGICA 10	AREA DESTINADA PARA 25 ALUMNOS CONSIDERANDO 2 m2/ ALUMNO DE ACUERDO A LA RM N°208-2019-MINEDU.	M2	1	2	25	50,00	50,74	
	LABORATORIO	AREA DESTINA PARA 25 ALUMNOS CONSIDERANDO 3.00 m2/ ALUMNO DE ACUERDO A LA RM N°208-2019-MINEDU, INCLUYE DEPOSITO 15% DENTRO DEL AREA TOTAL	M2	1	3	25	75,00	75,72	86,97
	DEPOSITO DE LABORATORIO	15% DEL AREA DEL LABORATORIO	M2	1	-	-	11,25	11,25	

Wilfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 171471

002683

AULA DE INNOVACION PEDAGOGICA	AREA DESTINA PARA 25 ALUMNOS CONSIDERANDO 3.00 m2/ ALUMNO DE ACUERDO A LA RM N°208-2019-MINEDU, INCLUYE DEPOSITO 15% DENTRO DEL AREA TOTAL.	M2	1	3	25	75,00	75,89	87,14
DEPOSITO DE A.I.P.	15% DEL AREA DE AULA DE INNOVACION PEDAGOGICA.	M2	-	-	-	11,25	11,25	
MODULO DE CONECTIVIDAD	AREA DESTINA PARA LA OPERATIVIDAD DE LAS REDES Y COMUNICACIONES, ASI MISMO GARANTIZA EL RESGUARDO DE ESTE EQUIPAMIETO DESTINADO PARA PERSONAS AUTORIZADAS.	M2	1	-	-	25.60	24,56	24,56
BIBLIOTECA (TIPO I)	AREA DESTINA PARA 25 ALUMNOS CONSIDERANDO 2.50 m2/ ALUMNO DE ACUERDO A LA RM N°208-2019-MINEDU.	M2	1	2,5	25	62,50	76,93	95,69
ALMACEN DE LIBROS	+ 25% DEL AREA TOTAL DE LA BIBLIOTECA	M2		-	-	15,63	18,76	
ALMACEN GENERAL	SEGÚN RM N°208-2019-MINEDU, EL AREA SE ENCUENTRA DENTRO DEL RANGO PERMITIDO.	M2	1	-	-	10,00	15,06	15,06
TÓPICO	SEGÚN RM N°208-2019-MINEDU, EL AREA SE ENCUENTRA DENTRO DEL RANGO PERMITIDO.	M2	1	-	-	7,50	7,52	7,52
SALA DE DOCENTES	AREA DESTINADA PARA LA PREPARACION DEL DICTADO DE CLASES EXCLUSIVA PARA DOCENTES SEGÚN RM N°208-2019-MINEDU.	M2	1	-	-	30,00	33,05	33,05
ARCHIVO	SEGÚN RM N°208-2019-MINEDU, EL AREA SE ENCUENTRA DENTRO DEL RANGO PERMITIDO.	M2	1	-	-	6,00	5,31	5,31
SALA DE ESPERA Y SECRETARIA	SEGÚN RM N°208-2019-MINEDU, EL AREA SE ENCUENTRA DENTRO DEL RANGO PERMITIDO.	M2	1	-	-	12,00	12,40	12,40
DIRECCION	SEGÚN RM N°208-2019-MINEDU, EL AREA SE ENCUENTRA DENTRO DEL RANGO PERMITIDO.	M2	1	-	-	11,00	11,44	11,44
SS.HH PARA DOCENTES Y ADMINISTRATIVOS	SEGÚN RNE A080 (DE 7 A 20 DOCENTES), H (1i, 1l,1u), M (1i, 1l)	M2		-	-	1l, 1L, 1U	12,26	12,26
CUARTO DE LIMPIEZA	SEGÚN RM N°208-2019-MINEDU, EL AREA SE ENCUENTRA DENTRO DEL RANGO PERMITIDO.	M2	1	-	-	6,00	4,59	4,59
SALON DE USOS MULTIPLES	SEGÚN LA NORMA DE LA RM N°208-2019-MINEDU, ESPACIO DESTINADO PARA EVENTOS ACADEMICOS, CIVICOS, CELEBRACIONES, Y OTROS.	M2	1	1	175	175,00	153,85	180,10
DEPOSITO SUM	15% DEL AREA DEL SUM.	M2	1	-	-	26,25	26,25	
COCINA	SEGÚN DE 0022-2013 EQUIPAMIENTO DE COCINAS Y ALMACENES.	M2	1	-	-	15,00	9,88	9,88
DESPENSA	SEGÚN DE 0022-2013 EQUIPAMIENTO DE COCINAS Y ALMACENES.	M2	1	-	-	9,00	6,65	6,65
DEPOSITO DE GAS	SEGÚN DE 0022-2013 EQUIPAMIENTO DE COCINAS Y ALMACENES.	M2	1	-	-	5,00	3,41	3,41

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

Wilfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

SS.HH DAMAS PARA ALUMNOS	SEGÚN EL RNE (A.040) TOMANDO EN CUENTA UNA DEMANDA DE 175 ALUMNOS SE PLANTEA LA EJECUCION DE 3I, 3L.	M2	1	-	-	3I, 3L	21,17	21,17
SS.HH VARONES PARA ALUMNOS	SEGÚN EL RNE (A.040) TOMANDO EN CUENTA UNA DEMANDA DE 153 ALUMNOS SE PLANTEA LA EJECUCION DE 3I, 3U, 3L.	M2	1	-	-	3I, 3U, 3L	23,31	23,31
SS.HH PARA PERSONAS CON DISCAPACIDAD	SEGÚN EL RNE (A.120) SE PLANTEA LA EJECUCION DE 1I, 1U, 1L.	M2	1	-	-	1I, 1L, 1U	4,27	4,27
CUARTO DE VIGILANCIA	ESTE ESPACIO SE ESTA CONSIDERANDO PARA EL CONTROL DEL PERSONAL QUE INGRESA A LA INSTITUCION EDUCATIVA.	M2	1	-	-	3,00	2,17	3,58
SS.HH.	SEGÚN LA NORMATIVA SE PLANTEA LA EJECUCION DE 1I,, 1L.	M2	1	-	-	1I, 1L	1,41	
EPT TALLER DE ARTE	AREA DESTINA PARA 25 ALUMNOS DE ACUERDO RM N°208-2019-MINEDU, ESTOS TALLERES SE ENCUENTRAN EN OPERACIÓN Y FUERON CREADOS MEDIANTE LA **RESOLUCIÓN DIRECTORAL N° 988-2015-UGEL-C** + 15% DE DEPÓSITO INCLUIDOS DEL ÁREA EPT TALLER DE ARTE.	M2	1	3,5	25	87,50	76,45	89,58
DEPOSITO EPT TALLER DE ARTE	15% DEL AREA DEL EPT TALLER DE ARTE	M2	1	-	-	13,13	13,13	
EPT TALLER DE CONFECCION TEXTIL	AREA DESTINA PARA 25 ALUMNOS DE ACUERDO A LA RM N°208-2019-MINEDU, ESTOS TALLERES SE ENCUENTRAN EN OPERACIÓN Y FUERON CREADOS MEDIANTE LA RESOLUCIÓN DIRECTORAL **N° 988-2015-UGEL-C** + 15% DE DEPÓSITO INCLUIDOS DEL ÁREA EPT TALLER DE CONFECCION TEXTIL.	M2	1	3,5	25	87,50	91,49	104,62
DEPOSITO EPT TALLER DE CONFECCION TEXTIL	15% DEL AREA DEL EPT TALLER DE CONFECCION TEXTIL	M2	1	-	-	13,13	13,13	
EPT TALLER DE CARPINTERIA	AREA DESTINA PARA 25 ALUMNOS DE ACUERDO A LA RM N°208-2019-MINEDU, ESTOS TALLERES SE ENCUENTRAN EN OPERACIÓN Y FUERON CREADOS MEDIANTE LA **RESOLUCIÓN DIRECTORAL N° 988-2015-UGEL-C** + 15% DE DEPÓSITO INCLUIDOS DEL ÁREA EPT TALLER DE CARPINTERIA.	M2	1	3,5	25	87,50	86,96	100,09
DEPOSITO EPT TALLER DE CARPINTERIA	15% DEL AREA DEL EPT TALLER DE ARTE	M2	1	-	-	13,13	13,13	
EPT. TALLER DE MECANICA AUTOMOTRIZ	AREA DESTINA PARA 25 ALUMNOS DE ACUERDO A LA RM N°208-2019-MINEDU + 15% DE DEPÓSITO INCLUIDOS DEL ÁREA EPT TALLER DE MECANICA AUTOMOTRIZ.	M2	1	3,5	25	87,50	86,96	100,09

Wilfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teofilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

DEPOSITO EPT TALLER DE MECANICA AUTOMOTRIZ	15% DEL AREA DEL EPT TALLER DE MECANICA AUTOMOTRIZ	M2	1	-	-	13,13	13,13	
CUARTO DE ELECTROGENO	SEGÚN EL RNE (A.130), ASI MISMO TOMANDO ENCUENTA LAS DISTANCIAS MINIMAS DE RECORRIDO.	M2	1	-		-	9,08	9,08
DUCHA Y VERTIDOR VARONES	SEGÚN EL RNE (A.040) TOMANDO EN CUENTA LA DEMANDA SE PLANTEA LA EJECUCION DE 2D, 2V , ASI MISMO TOMANDO ENCUENTA LAS DISTANCIAS MINIMAS DE RECORRIDO.	M2	1	-	-	2D, 2V	12,39	12,39
DUCHA Y VESTIDOR DAMAS	SEGÚN EL RNE (A.040) TOMANDO EN CUENTA LA DEMANDA SE PLANTEA LA EJECUCION DE 2D, 2V , ASI MISMO TOMANDO ENCUENTA LAS DISTANCIAS MINIMAS DE RECORRIDO.	M2	1	-	-	2D, 2V	12,37	12,37
DEPOSITO DE MATERIAL DEPORTIVO	ESPACIO REQUERIDO POR LA INSTITUCION EDUCATIVA PARA EL GUARDADO DE MATERIA DEPORTIVO INCLUIDO OFICINA.	M2	1	-	-	16,00	19,84	19,84
MAESTRANZA	AREA DESTINADA AL MANTENIMIENTO Y REPARACION DE MOBILIARIO DE ACUERDO A LA RM N°208-2019-MINEDU.	M2	1	-	-	40,00	38,10	38,10
RECOLECCION DE RESIDUOS SOLIDOS	DE ACUERDO A LA NORMA A.10 ART. 43 SE CONSIDERA ESTE ESPACIO PARA LA RECAUDACION DE RESIDUOS SOLIDOS.	M2	1	-	-	-	9,08	9,08
ESPACIOS EXTERIORES	LOSA MULTIUSOS + ESPACIO DE SEGURIDAD PERIMETRAL	M2	1	-	-	608,00	687,26	
	ÁREA DE INGRESO	M2	1	-	-	MIN. 50	108,18	
	ESTAR - ATRIO INTERIOR	M2	1	-	-		137,72	
	VEREDAS + RAMPAS	M2	1	-	-	-	1108,69	
	AREAS EXTERIORES	M2	1	-	-	-	240,54	
	DRENAJE PLUVIAL	ML	-	-	-	-	ml	
	ESCALERA EXTERIOR	M2	1	-	-	-	18,37	
	ÁREA VERDE	M2	-	-	-	-	827,67	

Wilfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 151471

		CERCO PERIMETRICO	ML	1	-	-	-	260,13	

ÁREA TOTAL NETA	1.650,98
MUROS + CIRCULACIONES (29,66%)	696,00
CIRCULACIÓN EXTERIOR	1.613,50
ÁREA TOTAL TECHADA	2.346,98
ÁREA LIBRE (62,51%)	2.709,71
ÁREA TERRENO	4.334,41

6. NORMATIVA EMPLEADA

Para el desarrollo del presente proyecto se hizo uso de las normativas y estándares que se especifican en los siguientes documentos:

- NTE E020 Norma Técnica de Edificaciones - Cargas.
- NTE E030 Norma Técnica de Edificaciones - Diseño Sismorresistente.
- NTE E050 Norma Técnica de Edificaciones - Suelos y Cimentaciones.
- NTE E060 Norma Técnica de Edificaciones - Concreto Armado.
- NTE E070 Norma Técnica de Edificaciones - Albañilería.
- NTE E090 Norma Técnica de Edificaciones – Diseño en Acero.
- ACI 318-14 American Concrete Institute. Building Code Requirements for structural Concrete.
- ASCE 7-10 Minimun Design Loads for Buildings and other structures
- AISC 360-10 Specification for Structural Steel Building

7. ESPECIFICACIONES DE LOS MATERIALES EMPLEADOS

- **Concreto**

Peso específico	: 2,400 Kg/m3
Módulo de elasticidad (*Ec*) $1500 \times \sqrt{f'c}$	: 217,000 Kg/cm2
Coeficiente de poisson	: 0.2
Esfuerzo mínimo de compresión (*f'c*)	: 210 Kg/cm2
Deformación unitaria máxima (εcu)	: 0.003
Módulo de rigidez al esfuerzo cortante (*G*)	: *Ec*/2.3

- **Acero de refuerzo, fierro corrugado ASTM A615-Grado 60**

Peso específico	: 7,850 Kg/m3
Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo (fy)	: 4,200 Kg/cm2
Resistencia a la tracción (fu)	: 6,300 Kg/cm2
Módulo de elasticidad (Es)	: 2,000,000 Kg/cm2

- **Albañilería Confinada**

Tipo de ladrillo	: Ladrillo de arcilla King Kong

Wilfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 151478

Peso específico albañilería : 1,800 Kg/m3
Resistencia característica a la compresión (*f'm*) : 65 Kg/cm2
Resistencia característica al corte (*v'm*) : 8.1 Kg/cm2
Módulo de elasticidad (*Em*) : 32,500 Kg/cm2

- **Acero Estructural ASTM A500 Grado A (Sección Cuadrada y Rectangular)**
  Esfuerzo de Fluencia (fy) : 2,700 Kg/cm2
  Resistencia a la tracción (fu) : 3,100 Kg/cm2
  Módulo de elasticidad (Es) : 2, 000,000 Kg/cm2

- **Acero Estructural ASTM A500 Grado B (Sección Cuadrada y Rectangular)**
  Esfuerzo de Fluencia (fy) : 3,150 Kg/cm2
  Resistencia a la tracción (fu) : 4,000 Kg/cm2
  Módulo de elasticidad (Es) : 2, 000,000 Kg/cm2

8. CARACTERÍSTICAS DEL TERRENO

En términos generales en suelo de la zona en estudio se tienen buenas condiciones geotécnicas debido a su resistencia, según el siguiente detalle:

Resultado del estudio de suelo del terreno

DESCRIPCIÓN	CALICATA 1 MUESTRA 2	CALICATA 2 MUESTRA 1	CALICATA 3 MUESTRA 2	CALICATA 4 MUESTRA 2
COORDENADAS ESTE	345632.95	345636.733	345662.9	345676.744
COORDENADAS NORTE	8444800.87	8444835.352	8444820.1	8444796.34
PROFUNDIDAD (m)	3.60	3.50	3.30	3.50
NIVEL FREATICO	NO HALLADO	NO HALLADO	NO HALLADO	NO HALLADO
LÍMITE LÍQUIDO (%)	17.14	28.79	28.07	28.78
LÍMITE PLÁSTICO (%)	NP	15.91	16.71	17.75
INDICE DE PLASTICIDAD (%)	NP	12.88	11.35	11.02
CLASIFICACIÓN SUCS	GP-GM	GW	GP-GC	GP
DENSIDAD NATURAL DE CAMPO (kg/cm3)	**1.67**	**1.66**	**1.75**	**1.76**
ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA(ø)	**21.19°**	**31.81°**	**29.01°**	**31.51°**
PROFUNDIDAD DE CIMENTACIÒN (Df)	**1.50**	**1.50**	**1.50**	**1.50**
CAPACIDAD ADMISIBLE (Qadm)	**0.958**	**3.604**	**2.628**	**3.67**

Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico.

Las cimentaciones planteadas en el presente proyecto se basan en la capacidad de carga y presión admisible en ambos casos considerando el factor de seguridad frente al corte y otros aspectos como son:

- Profundidad de cimentación
- Dimensión de los elementos de la cimentación.
- Probable modificación de las características físico – mecánicas de los suelos, como consecuencia de los cambios en el contenido de humedad.

Wilfredo Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teofilo Chalcochoque Cruz
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 151471

- Asentamiento tolerable de la estructura.

Para los cálculos siguientes se procederá al uso de una capacidad de carga admisible de suelo de 0.958 Kg/cm2 y 2.628 Kg/cm2, según la ubicación de cada estructura, para obtener un diseño más conservador.

Tener en cuenta las dimensiones y profundidades recomendadas en el informe de mecánicas de suelos.

9. ESTRUCTURACIÓN

SISTEMA ESTRUCTURAL.

El sistema estructural planteado para este proyecto es una Estructura Dual, en el eje X estructura de muros tipo placa y en el eje Y una estructura de Muros Portantes.

CIMENTACIÓN.

Se plantea una cimentación conformada por zapatas conectadas a través de vigas de cimentación, las cuales soportarán el peso de la estructura y transmitirán adecuadamente los esfuerzos, considerando que la capacidad portante del suelo no es tan buena (Según Informe del Estudio de Suelos).

COBERTURA

En esta parte se presenta la estructura del techo de cada bloque, el cual está conformado por losas aligeradas de 0.20 m de altura y tijerales con cubierta de planchas de aluzing (e=0.40mm) con una resistencia de 210 kg/cm2 la cual actuara como un diafragma rígido de la estructura.

SECUENCIAS DE CÁLCULOS

La cimentación se realizó en base a Zapatas Rectangulares de que varía entre 5 – 8 tipos, según cada bloque conectadas por vigas de cimentación. Se optó este Sistema por recomendación del estudio de suelos, en el que la capacidad portante del suelo resulta 1.258 **Kgr/cm2** por tanto la profundidad de desplante a -1.50 metros de profundidad y de 1.70x1.50 de dimensiones. Esto para los bloques educativos de 2 niveles, los cuales son los más críticos.

Previamente al análisis de la estructura propuesta con el software Etabs Vs2016, se realizó el pre dimensionamiento de pórticos estructurales conformado por columnas y vigas. La metodología adoptada para el cálculo estructural estuvo acorde a las normas peruanas de diseño sismo resistente.

Wilfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

PREDIMENSIONAMIENTO – MODELAMIENTO

El pre dimensionamiento de un pórtico estructural conformado Por columna y vigas se utilizó el software Etabs Vs2016 en el cual rigiéndose según normas peruanas de diseño sismo resistente se usó el juego de damero de aplicación de cargas actuantes den los pórticos (Ver memoria de Cálculo).

9.1. CARGAS UNITARIAS

Las cargas unitarias correspondientes a la presente edificación son:

Pesos volumétricos:

- Peso volumétrico del concreto armado : 2.40 Ton/m^3
- Peso volumétrico del concreto armado : 1.80 Ton/m^3
- Peso volumétrico del mortero : 2.00 Ton/m^3

Carga muerta

- Peso propio de la losa aligerado (h=20cm) : 300 kg/m2
- Peso de acabados en cada nivel : 100 kg/m2
- Peso de cielo raso : 50 kg/m2
- Peso de tabiques (h=2.90m) : 780 kg/m2
- Peso de tabiques (h=1.8m) : 480 kg/m2

Carga viva

- Aulas : 250 kg/m2
- Talleres : 350 kg/m2
- Auditorios : 300 kg/m2
- Laboratorios : 300 kg/m2
- Corredores y escaleras : 400 kg/m2
- Otros ambientes (SS.HH.) : 250 kg/m2

9.2. PARÁMETROS SISMORRESISTENTES

Según la Norma E.030

Zona de peligro sísmico del Perú	: 2
Factor de Zona (Z)	: 0.25
Perfil de Suelo	: S_2
Factor de Amplificación de Suelo (S)	: 1.20
Período T_P (S)	: 0.60 seg
Período T_L (S)	: 2.00 seg
Categoría de la Edificación	: A Edificaciones Esenciales
Factor de Uso (U)	: 1.50

Luis Teófilo Cárdenas Comfort
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

Wilfredo Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Dirección de Análisis Eje X

Sistema estructural eje X	: Muros estructurales
Coef. Básico de Reducción Sísmica (R_{OX})	: 6.00
Irregularidad Estructural en Altura	: No presenta
Factor de Irregularidad en Altura (I_{aX})	: 1.00
Irregularidad Estructural en Planta	: No presenta
Factor de Irregularidad en Planta (I_{pX})	: 1.00
Coeficiente de Reducción Sísmica (R_X)	: 6.00

Dirección de Análisis Eje Y

Sistema estructural eje Y	: Albañilería Armada o Confinada
Coef. Básico de Reducción Sísmica (R_{OY})	: 3.00
Irregularidad Estructural en Altura	: No presenta
Factor de Irregularidad en Altura (I_{aY})	: 1.00
Irregularidad Estructural en Planta	: No presenta
Factor de Irregularidad en Planta (I_{pY})	: 1.00
Coeficiente de Reducción Sísmica (R_Y)	: 3.00

10. RELACIÓN DE PLANOS

E-CG-01 Plano general de cimentaciones

BLOQUE A

- E-A-01 Plano cimentaciones, detalles Aligerado
- E-A-02: Plano de detalles de vigas, columnas, albañilería y especificaciones técnicas
- E-A-03: Plano de detalles de vigas y columnas

BLOQUE B

- E-B-01 Plano cimentaciones, detalles Aligerado
- E-B-02: Plano de detalles de vigas, columnas, albañilería y especificaciones técnicas
- E-B-03: Plano de detalles de vigas y columnas

BLOQUE C

- E-C-01 Plano de cimentaciones, detalles de vigas, columnas y albañilería
- E-C-02 Plano aligerado, detalles de vigas y columnas.
- E-C-03 Plano de detalles de vigas, columnas y especificaciones técnicas

BLOQUE D

Wilfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 151471

- E-D-01 Plano de cimentaciones detalles de vigas, columnas y albañilería
- E-D-02 Plano de aligerado, detalle de vigas y columnas.
- E-D-03 Plano detalles de vigas, columnas y especificaciones técnicas.

BLOQUE E

- E-E-01 Plano de cimentaciones.
- E-E-02 Plano de detalle de aligerado.
- E-E-03 Plano de detalles de columnas, vigas y albañilería.
- E-E-04 Plano de detalles de columnas, vigas y esp. Téc.

BLOQUE F

- E-F-01 Plano de cimentaciones detalles de vigas, columnas y albañilería
- E-F-02 Plano de aligerado, detalle de vigas y columnas.
- E-F-03 Plano detalles de vigas, columnas y especificaciones técnicas.

BLOQUE G

- E-G-01 Plano de cimentaciones y detalles de columnas.
- E-G-02 Plano de aligerado, detalles de vigas y columnas.
- E-G-03 Plano de aligerado, detalles de vigas y columnas.
- E-G-04 Plano de detalles de aligerado, vigas, columnas y especificaciones técnicas.

BLOQUE H

- E-H-01 Plano de cimentaciones y detalles de columnas.
- E-H-02 Plano de aligerado, detalles de vigas y columnas.
- E-H-03 Plano de aligerado, detalles de vigas y columnas.
- E-H-04 Plano de detalles de aligerado, vigas, columnas y especificaciones técnicas.

BLOQUE I

- E-I-01 Plano de cimentaciones, detalles de columnas y aligerado.
- E-I-02 Plano de detalles de vigas y columnas.
- E-I-03 Plano de detalles de columnas, vigas, albañilería y esp. Téc.

BLOQUE J

- E-J-01 Plano Plano de cimentaciones, detalles de columnas y especificaciones técnicas
- E-J-02: Plano de aligerado, detalles de vigas y columnas
- E-J-03: Plano de aligerado, detalles de vigas y columnas

Wilfredo J Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

BLOQUE K

- E-K-01 Plano de Cementaciones, Detalle de Columnas y Albañilería
- E-K-02 Plano de Aligerado, Detalle de Vigas y Columnas
- E-K-03 Plano de Aligerado, Detalle de Vigas y Columnas
- E-K-04 Plano de Aligerado, Detalle de Vigas y Especificaciones Técnicas

BLOQUE L

- E-L-01 Plano de cimentaciones, detalles de vigas, columnas, albañilería y especificaciones técnicas.

BLOQUE M

- E-M-01 Plano de cimentaciones, detalle de columnas y especificaciones técnicas.
- E-M-02 Plano de aligerado, detalles de vigas y columnas

BLOQUE Ñ

- E-N-01 Plano de cobertura metálica.
- E-N-02 Plano de cobertura metálica, detalle de apoyos.

BLOQUE ñ

- E-ñ-01 Plano de cimentación, detalle de vigas, columnas y albañilería.
- E-ñ-02 Plano de cerco perimétrico, detalle de vigas y columnas.

BLOQUE ESCALERA A Y B

- E-ESC-01 Plano de cimentaciones, detalle de vigas, columnas y escaleras
- E-ESC-02 Plano de cortes y detalle de vigas, columnas y especificaciones técnicas.

BLOQUE SUB ESTACIÓN

- E-SE-01 Plano de cimentaciones, detalles de vigas, columnas, albañilería y especificaciones técnicas.

BLOQUE TANQUE CISTERNAR – ELEVADO

- E-TC-01 Plano de cimentaciones, detalles de vigas, columnas, tanque elevado y cisterna.

OBRAS EXTERIORES

- E-OE-01 Plano de rampas: cimentaciones, detalle de vigas, columnas y cobertura.
- E-OE-02 Plano de detalles de rampas y escaleras apoyadas.
- E-OE-03 Plano de detalles de escaleras apoyadas, bancas y sardineles.
- E-PMA-01 Plano de detalles de armado y vaciado de plataforma.

Wilfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP- 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 157671

MESAS DE CONCRETO

- E-MC-01 Plano de detalles en mesas y apoyos
- E-MC-02 Plano de detalles en mesas y apoyos

Willcco Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002672

MEMORIA DE CALCULO DE ESTRUCTURAS DE BLOQUE A

"MEJORAMIENTO DEL SERVICIO DE EDUCACIÓN EN LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA POLITÉCNICO INDUSTRIAL DEL DISTRITO DE MACUSANI, PROVINCIA DE CARABAYA – PUNO"

002671

"MEJORAMIENTO DEL SERVICIO DE EDUCACIÓN EN LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA POLITÉCNICO INDUSTRIAL DEL DISTRITO DE MACUSANI, PROVINCIA DE CARABAYA – PUNO"

MUNICIPALIDAD PROVINCIAL DE CARABAYA

MEMORIA DE CALCULO ESCTRUCTURAL BLOQUE A

PROYECTO: IES POLITÉCNICO INDUSTRIAL MACUSANI - Cód. Local: 018929 / Cód. Modular: 1308790

MACUSANI – CARABAYA – PUNO
2020

Wilfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP-141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191671

002670

CONTENIDO

1. GENERALIDADES 3
1.1 Antecedentes 3
1.2 Ubicación 3
1.3 Objetivos 5
1.4 Alcances 5
1.5 Descripción de ambientes 5
1.6 Relación de planos 7
1.7 Descripción de los componentes estructurales 7
2. CONSIDERACIONES GENERALES DE DISEÑO 7
2.1 Marco normativo 7
2.2 Materiales 8
2.3 Condiciones de cimentación 9
2.4 Sobrecargas empleadas 9
2.5 Parámetros Sismorresistentes 10
2.6 Método de diseño 10
3. PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES 12
3.1 Pre dimensionamiento de los techos 12
3.2 Pre dimensionamiento de una viga 12
3.3 Pre dimensionamiento de una columna y/o placa 13
4. ANÁLISIS POR CARGAS DE GRAVEDAD 14
4.1 Modelo estructural 14
4.2 Metrado de cargas de una vigueta 19
4.3 Metrado de cargas de una viga 19
4.4 Metrado de cargas de una columna 20
4.5 Cargas de nieve 21
5. CARGAS DINAMICAS 22
5.1 Cargas de viento 22
5.2 Cargas de Sismo 23
6. ANÁLISIS SÍSMICO 29
6.1 Estimación del Peso (P) (Articulo 26, NTE E 030) 29
6.2 Periodo fundamental de vibración y masas participativas 29
6.3 Fuerza cortante estática en la base 32
a. Verificación de C/R 32
b. Determinación de la fuerza cortante estática en la base 33

Wilfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

6.4 Fuerza dinámica en la base 33

6.5 Fuerza Cortante Mínima, Factor de Escalamiento 34

6.6 Desplazamiento máximo en el último nivel, máximo desplazamiento de entrepiso y deriva máxima. 34

7. DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES 36

7.1 Resultados del análisis por cargas de gravedad y cargas sísmicas..... 36

7.2 Diseño de aligerados 44

7.3 Diseño de Vigas 47

7.4 Diseño de Columnas 55

7.5 Diseño de albañilería 59

7.6 Diseño de la cimentación 63

7.7 Diseño de cimiento corrido 69

8. CONCLUSIONES Y COMENTARIOS. 71

Wilfredo Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002668

1. GENERALIDADES

1.1 Antecedentes

La Institución Educativa "Politécnico Industrial Macusani" comenzó a funcionar el 04 de abril del año 2004 bajo la autorización de las autoridades educativas y municipales en ese entonces representando a la UGEL Carabaya como directora profesora Nancy ROSEL ANCLES. La institución ha sido creada por la comunidad de Jorge Chávez y el barrio del mismo nombre, para lo cual se constituyó un comité de gestión de la institución. Posteriormente , en el año 2006 fue reconocido como una Institución de gestión no estatal (Particular) reuniendo los mínimos requisitos, es por ello se autorizó su funcionamiento oficial con Resolución Director al N° 0060 de fecha 18 de enero de 2006 en donde se formaliza y se reconocen los grados primero y segundo, que funcionó durante el año 2004 y 2005 En el grafico siguiente se aprecia a mayor detalle los antecedentes e hitos relevantes con respecto a la Institución educativa del nivel secundario "Politécnico Industrial":

Figura 1: Render Volumétrico del Nuevo Proyecto.

2020		Se elabora el Proyecto de "MEJORAMIENTO DEL SERVICIO DE EDUCACIÓN EN LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA POLITECNICO INDUSTRIAL DEL DISTRITO DE MACUSANI, PROVINCIA DE CARABAYA – PUNO"

Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

1.2 Ubicación

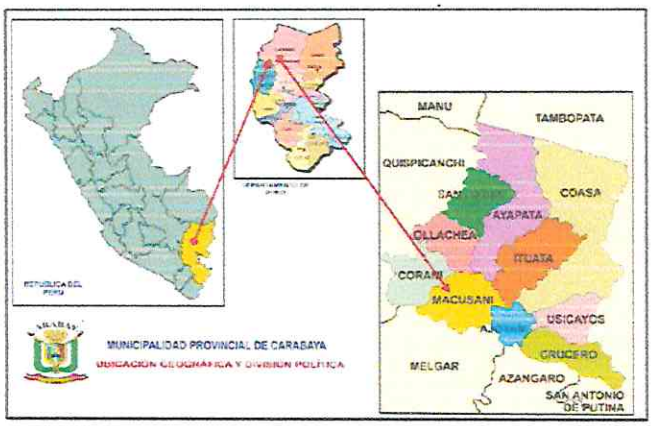
El Proyecto de Inversión Pública: "MEJORAMIENTO DEL SERVICIO DE EDUCACIÓN EN LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA POLITECNICO INDUSTRIAL DEL DISTRITO DE MACUSANI, PROVINCIA DE CARABAYA – PUNO", se encuentra ubicado en:

Región : Puno
Departamento : Puno
Provincia : Carabaya
Distrito : Macusani

Alfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP- 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

Figura 2: Ubicación de la Región de Puno, Provincia de Carabaya, Distrito de Macusani.



Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

El predio para el proyecto posee una extensión de 4,343.433 m² y un perímetro de 268.640 ml; según su inscripción en los Registros Públicos, dentro de los siguientes linderos y colindancias:

- Pon el Norte: Colinda con la Av. Jorge Chávez, con una longitud de 62.92ml.
- Por el Sur: Colinda con la propiedad privada de Flora Quispe Aliaga, con una longitud de 78.9ml.
- Por el Este: Colinda con la calle Gonzales Prada con una longitud de 64.34ml.
- Por el Oeste: Colinda con el Jr. Chichicapac, con una longitud de 60.19ml.

Figura 3: Ubicación de Distrito de Macusani, emplazamiento del Colegio

Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Wilfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 111392

Luis Teófilo Cárdenas Cruzado
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

1.3 Objetivos

El objetivo de este requisito básico consiste en asegurar que la edificación tenga un comportamiento estructural adecuado frente a las acciones e influencias a las que pueda estar sometido durante su construcción y uso previsto. Se deberá comprobar la adecuación de la resistencia y la estabilidad para que no se generen riesgos indebidos frente a las acciones previsibles (sismos, vientos, etc), así como evitar que se produzcan consecuencias desproporcionadas frente a eventos extraordinarios. La aptitud al servicio será conforme con el uso previsto del edificio, de forma que no se produzcan deformaciones excesivas que impidan el normal discurrir de las actividades o una merma el confort general.

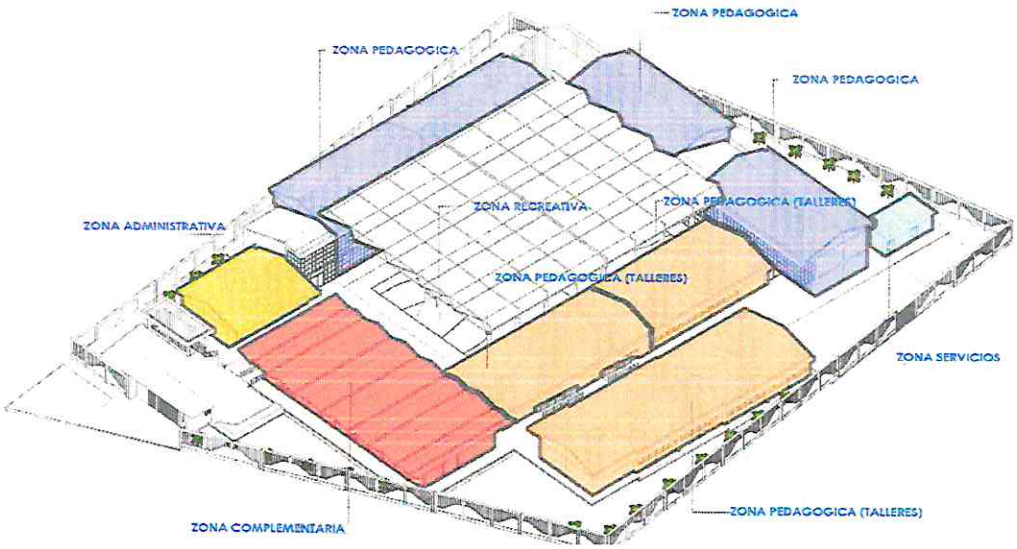
1.4 Alcances

El presente documento establece las directrices a seguir para el análisis estructural y posterior diseño de las estructuras de las Edificaciones que conforman el proyecto para el "MEJORAMIENTO DEL SERVICIO DE EDUCACIÓN EN LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA POLITECNICO INDUSTRIAL DEL DISTRITO DE MACUSANI, PROVINCIA DE CARABAYA – PUNO" de modo de obtener estructuras funcionales y seguras ante solicitaciones de cargas estáticas y dinámicas aplicando procedimientos y desarrollos que estarán reflejados en planos de ingeniería de detalle y memorias de cálculo debidamente sustentadas, en aplicación de prácticas aceptadas de ingeniería y en cumplimiento de las normas y reglamentos vigentes. El presente documento comprende las estructuras correspondientes al componente: POLITÉCNICO INDUSTRIAL.

1.5 Descripción de ambientes

Se describe los ambientes de la edificación, número de pisos y usos del proyecto.

Figura 4: Vista Isométrica de Zonificación y Distribución Espacial



Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Wilfredo Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP: 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002665

Figura 5:Diagrama: Primer nivel, accesos y circulación que contiene el proyecto

Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Figura 6:Diagrama: Primer nivel, accesos y circulación que contiene el proyecto

Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Wilfredo Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP- 141392

Luis Teofilo Cardenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002664

1.6 Relación de planos

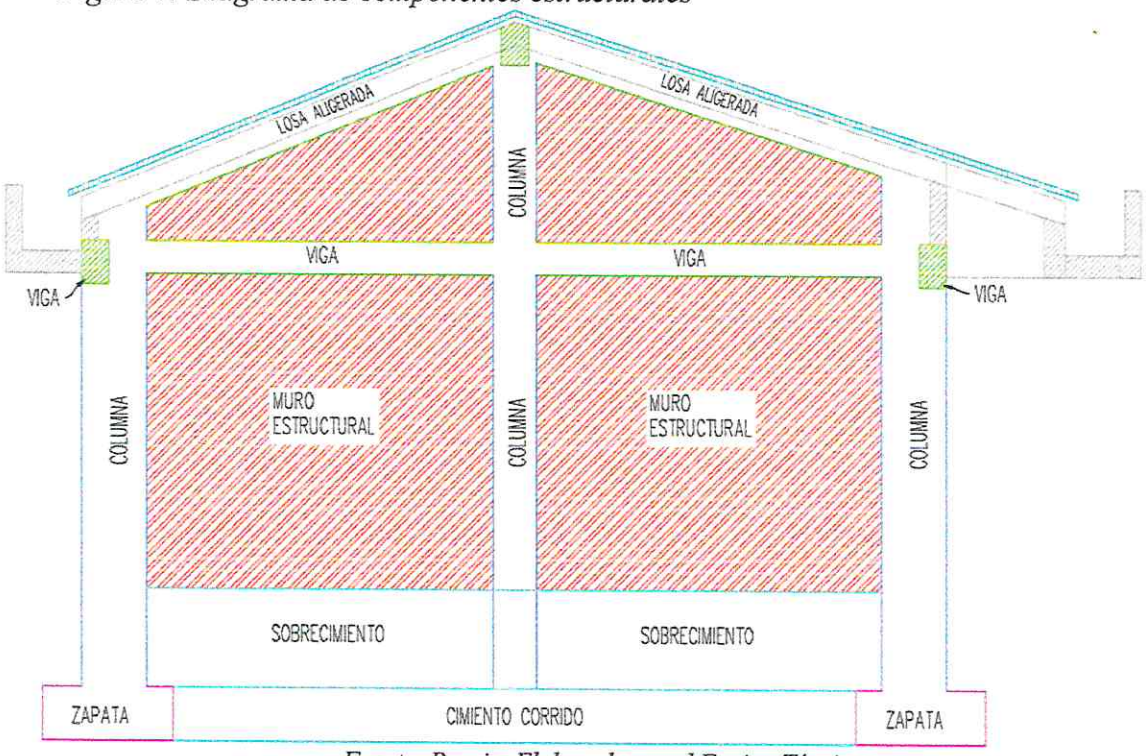
- E-A-01 Plano cimentaciones, detalles Aligerado
- E-A-02: Plano de detalles de vigas, columnas, albañilería y especificaciones técnicas
- E-A-03: Plano de detalles de vigas y columnas

1.7 Descripción de los componentes estructurales

A. Aulas pedagógicas

Se describen los componentes estructurales del Bloque A.

Figura 7: Diagrama de componentes estructurales



Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

2. CONSIDERACIONES GENERALES DE DISEÑO

2.1 Marco normativo

Para el desarrollo del presente proyecto se hizo uso de las normativas y estándares que se especifican en los siguientes documentos:

- NTE E020 Norma Técnica de Edificaciones - Cargas.

Wilfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002663

- NTE E030 Norma Técnica de Edificaciones - Diseño Sismorresistente.
- NTE E050 Norma Técnica de Edificaciones - Suelos y Cimentaciones.
- NTE E060 Norma Técnica de Edificaciones - Concreto Armado.
- NTE E070 Norma Técnica de Edificaciones - Albañilería.
- NTE E090 Norma Técnica de Edificaciones – Diseño en Acero.
- ACI 318-14 American Concrete Institute. Building Code Requirements for structural Concrete.
- ASCE 7-10 Minimun Design Loads for Buildings and other structures
- AISC 360-10 Specification for Structural Steel Building

2.2 Materiales

- **Concreto**

Peso específico	: 2,400 Kg/m3
Módulo de elasticidad (Ec) $1500 \times \sqrt{f'c}$	: 217,000 Kg/cm2
Coeficiente de poisson	: 0.2
Esfuerzo mínimo de compresión ($f'c$)	: 210 Kg/cm2
Deformación unitaria máxima (εcu)	: 0.003
Módulo de rigidez al esfuerzo cortante (G)	: $Ec/2.3$

- **Acero de refuerzo, fierro corrugado ASTM A615-Grado 60**

Peso específico	: 7,850 Kg/m3
Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo (fy)	: 4,200 Kg/cm2
Resistencia a la tracción (fu)	: 6,300 Kg/cm2
Módulo de elasticidad (Es)	: 2,000,000 Kg/cm2

- **Albañilería Confinada**

Tipo de ladrillo	: Ladrillo de arcilla King Kong
Peso específico albañilería	: 1,800 Kg/m3
Resistencia característica a la compresión ($f'm$)	: 65 Kg/cm2
Resistencia característica al corte ($v'm$)	: 8.1 Kg/cm2
Módulo de elasticidad (Em)	: 32,500 Kg/cm2

- **Acero Estructural ASTM A500 Grado A (Sección Cuadrada y Rectangular)**

Esfuerzo de Fluencia (fy)	: 2,700 Kg/cm2
Resistencia a la tracción (fu)	: 3,100 Kg/cm2
Módulo de elasticidad (Es)	: 2, 000,000 Kg/cm2

- **Acero Estructural ASTM A500 Grado B (Sección Cuadrada y Rectangular)**

Esfuerzo de Fluencia (fy)	: 3,150 Kg/cm2
Resistencia a la tracción (fu)	: 4,000 Kg/cm2
Módulo de elasticidad (Es)	: 2, 000,000 Kg/cm2

Wilfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teofilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002662

2.3 Condiciones de cimentación

El estudio de suelos realizado por el Laboratorio de Mecánica de Suelos y Asfaltos de la Universidad Andina Néstor Cáceres Velázquez.

El terreno 1 donde se proyectan todos los componentes se tienen buenas condiciones geotécnicas debido a su resistencia, según el estudio de suelos.

Tabla 1
Resultado del estudio de suelo del terreno

DESCRIPCIÓN	CALICATA 1 MUESTRA 2	CALICATA 2 MUESTRA 1	CALICATA 3 MUESTRA 2	CALICATA 4 MUESTRA 2
COORDENADAS ESTE	345632.95	345636.733	345662.9	345676.744
COORDENADAS NORTE	8444800.87	8444835.352	8444820.1	8444796.34
PROFUNDIDAD (m)	3.60	3.50	3.30	3.50
NIVEL FREATICO	NO HALLADO	NO HALLADO	NO HALLADO	NO HALLADO
LÍMITE LÍQUIDO (%)	17.14	28.79	28.07	28.78
LÍMITE PLÁSTICO (%)	NP	15.91	16.71	17.75
INDICE DE PLASTICIDAD (%)	NP	12.88	11.35	11.02
CLASIFICACIÓN SUCS	GP-GM	GW	GP-GC	GP
DENSIDAD NATURAL DE CAMPO (kg/cm3)	1.67	1.66	1.75	1.76
ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA(ø)	21.19°	31.81°	29.01°	31.51°
PROFUNDIDAD DE CIMENTACIÓN (Df)	1.50	1.50	1.50	1.50
CAPACIDAD ADMISIBLE (Qadm)	0.958	3.604	2.628	3.67

Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico.

Para los cálculos siguientes se procederá al uso de una capacidad de carga admisible de suelo de 0.958 Kg/cm2 y 2.628 Kg/cm2, según la ubicación de cada estructura, para obtener un diseño más conservador.

2.4 Sobrecargas empleadas

Centro de Educación

- Aulas : 250 kg/m^2
- Talleres : 350 kg/m^2
- Auditorios : 300 kg/m^2
- Laboratorios : 300 kg/m^2
- Corredores y escaleras : 400 kg/m^2
- Otros ambientes (SS.HH.) : 250 kg/m^2

Wilfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

Según el Artículo 26 de la NTE E 030 "Diseño Sismorresistente", el peso (P) se calcula adicionando a la carga permanente y total de la edificación un porcentaje de la sobre carga, en este caso se toma el 50% de la sobre carga por ser una edificación de la categoría A.

2.5 Parámetros Sismorresistentes

Según la Norma E.030	
Zona de peligro sísmico del Perú	: 2
Factor de Zona (*Z*)	: 0.25
Perfil de Suelo	: S_2
Factor de Amplificación de Suelo (S)	: 1.20
Período T_P (S)	: 0.60 seg
Período T_L (S)	: 2.00 seg
Categoría de la Edificación	: A Edificaciones Esenciales
Factor de Uso (U)	: 1.50
Dirección de Análisis Eje X	
Sistema estructural eje X	: Muros Estructurales
Coef. Básico de Reducción Sísmica (R_{OX})	: 6.00
Irregularidad Estructural en Altura	: No presenta
Factor de Irregularidad en Altura (I_{aX})	: 1.00
Irregularidad Estructural en Planta	: No presenta
Factor de Irregularidad en Planta (I_{pX})	: 1.00
Coeficiente de Reducción Sísmica (R_X)	: 6.00
Dirección de Análisis Eje Y	
Sistema estructural eje Y	: Albañilería Armada o Confinada
Coef. Básico de Reducción Sísmica (R_{OY})	: 3.00
Irregularidad Estructural en Altura	: No presenta
Factor de Irregularidad en Altura (I_{aY})	: 1.00
Irregularidad Estructural en Planta	: No presenta
Factor de Irregularidad en Planta (I_{pY})	: 1.00
Coeficiente de Reducción Sísmica (R_Y)	: 3.00

2.6 Método de diseño

Se indica el diseño por cada tipo de material:

a. Concreto Armado

Para el diseño de estructuras de concreto armado de utilizará el Diseño por Resistencia, debiendo proporcionarse a todas las acciones de los elementos estructures Resistencia de Diseño (ϕRn). Se comprobará que la respuesta de los elementos estructurales en condiciones de servicio (deflexiones, fatiga, etc), queden limitadas a valores tales que el funcionamiento sea satisfactorio. (NTE E.060)

Winfredo Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP- 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

b. Albañilería

Los muros serán diseñados por resistencia de elementos sometidos a flexión y carga axial. (NT E.060)

c. Estructuras metálicas

Las estructuras metálicas serán Diseñados por Condiciones de Resistencia el método LRFD la resistencia de diseño de cada sistema o componente estructural deberá ser igual o mayor a la resistencia requerida por las cargas factorizadas.

d. Cargas y combinaciones

Cargas:

- ✓ D = Carga muerta
- ✓ L = Carga viva
- ✓ Lr = Carga viva de techo (se considera el más crítico)
- ✓ S = Carga de nieve (se considera el más crítico)
- ✓ W = Carga de viento
- ✓ E = Carga de Sismo

Combinaciones de Carga para estructuras de Albañilería y Concreto Armado

Combinaciones de cargas a servicio: (NT E-020)

- ✓ D
- ✓ D + L
- ✓ D ± 0.70E
- ✓ 0.75 (D + L ± 0.70E)

Combinaciones de cargas a rotura: (NT E-060)

- ✓ 1.40D+1.70L
- ✓ 1.25(D+L)±E
- ✓ 0.90D±E

Combinaciones de Carga para estructuras de Acero

- ✓ 1.25D + 1.25L ± 1.0E
- ✓ 0.9D ± 1.0E
- ✓ 1.25D + 1.25L ± 1.0W
- ✓ 0.9D ± 1.25W
- ✓ 0.9D ± 1.0E

La resistencia requerida de la estructura y sus elementos debe ser determinada para la adecuada combinación crítica de cargas de este numeral. El efecto crítico

Wilfredo Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teofilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

puede ocurrir cuando una o más cargas no estén actuando. Para la aplicación del método LRFD, las siguientes combinaciones deben ser investigadas:

- ✓ 1.4D
- ✓ 1.2D+1.6L+0.5(Lr or S)
- ✓ 1.2D+1.6(Lr or S)+(0.5L ó ±0.8W)
- ✓ 1.2D+0.5L+0.5(Lr or S)±1.3W
- ✓ 1.2D+0.5L±1E+0.2S
- ✓ 0.9D±(1.3W ó 1.0E)

Peso de la edificación
D: 100%
L: 50%
Lr: 25%

3. PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

3.1 Pre dimensionamiento de los techos

El peralte de las losas aligeradas se dimensionando considerando los siguientes criterios para sobrecargas menores a 500Kg/m2

h=17 cm Luces menores a 4 mts
h=20 cm Luces comprendidas entre 4 y 4.5 mts.
h=25 cm Luces comprendidas entre 5 y 6.5 mts
h=30 cm Luces comprendidas entre 6 y 7.5 mts

Cuando existen tabiques de ladrillo paralelos a la dirección de viguetas se coloca una viga chata con la intención de reforzar el techo para la carga aplicada.

3.2 Pre dimensionamiento de una viga

Las vigas se dimensionan generalmente considerando un peralte (h) del orden de 1/10 para cargas mayores a 300 kg/m^2 y 1/12 para cargas menores a 300 kg/m^2, con respecto a la luz libre del elemento, siendo el ancho de viga (b), h/2.

El ancho es menos importante que el peralte, pudiendo variar entre 0.3 a 0.5 de la altura. La NTE E060 Concreto Armado nos indica que las vigas deben tener un ancho mínimo de 25cm., para el caso de que estén formen parte de pórticos o elementos sismo-resistentes de estructuras de concreto armado.

Las vigas denominadas "secundarias" porque no cargan la losa de pisos o techos, pueden tener menos peralte si se admite que ellas solo reciben esfuerzos debidos al sismo, sin embargo, si se toma en cuenta las fuerzas del sismo son muchas veces más importantes que las cargas por gravedad, no debe reducirse mucho su peralte por que se perdería rigidez lateral en esa dirección.

A continuación, se indican dimensiones usuales de vigas, en cm:

L <= 4.50m 25x40, 30x40

Wilfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cáceres Cuadros
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 151471

L <= 5.50m	25x50, 30x50
L <= 6.50m	25x60, 30x60, 40x60
L <= 7.50m	25x70, 30x70, 40x70, 50x70
L <= 8.50m	30x75, 40x75, 30x80, 40x80
L <= 9.50m	30x85, 30x90, 40x85, 40x90

3.3 Pre dimensionamiento de una columna y/o placa

Las columnas al ser sometidos a carga axial y momento flector, tienen que ser dimensionadas considerando los dos efectos simultáneamente, tratando de evaluar cuál de los dos es el que gobierna en forma más influyente el dimensionamiento.

Tabla 2
Pre-dimensionamiento de columnas - método practico

Columna Tipo	Descripción	b
1	Centradas	$b = \frac{Pservicio}{0.45 * f'c}$
2	Excéntricas y esquinadas	$b = \frac{Pservicio}{0.35 * f'c}$

Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico.

Tabla 3
Pre-dimensionamiento de Columnas Módulo

Columna				
	Centrada	Esquina		Excéntrica	
Area tributaria Mayor		9.22	m2	17.50	m2
Pisos		2		2	
P (Edificio Categoria A)		1500	kg/m2	1500	kg/m2
P servicio		19486	kg	30132	kg
f'c		210	kg/cm2	210	kg/cm2
Area de columna		265.116	cm2	409.959	cm2
Lado de la Columna		**16.28**	**cm**	**20.25**	**cm**
Altura de Columna		3.4	m	3.4	m
Tipo		H/9		H/8	
Lado de la Columna		**0.38**	**m**	**0.425**	**m**
80% peralte Viga Principal	**0.425 m**				

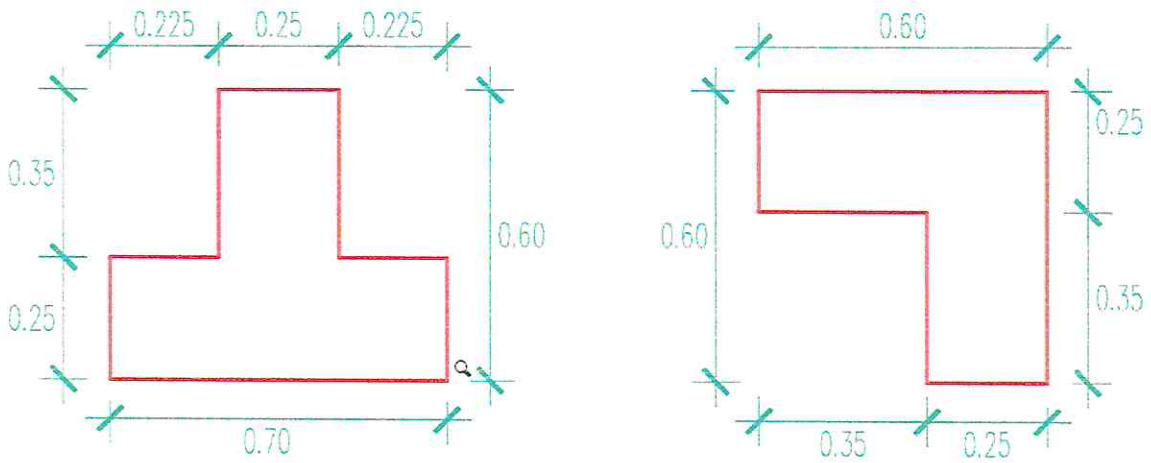
Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico.

Wilfredo Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP- 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 171471

Asumimos Columnas en T y L con las áreas necesaria para soportar estáticamente la estructura, los que en el análisis dinámico serán redimensionados.

Figura 8: Columnas utilizadas en el Bloque A



Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

4. ANÁLISIS POR CARGAS DE GRAVEDAD

4.1 Modelo estructural

Para el análisis estructural se realizó una idealización matemática con la ayuda del Programa ETABS 15.2.0 (Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems) aplicando todas las solicitaciones de acuerdo con la normativa pertinente. A continuación, se muestra el modelo en planta, elevación y vista tridimensional del análisis estructural.

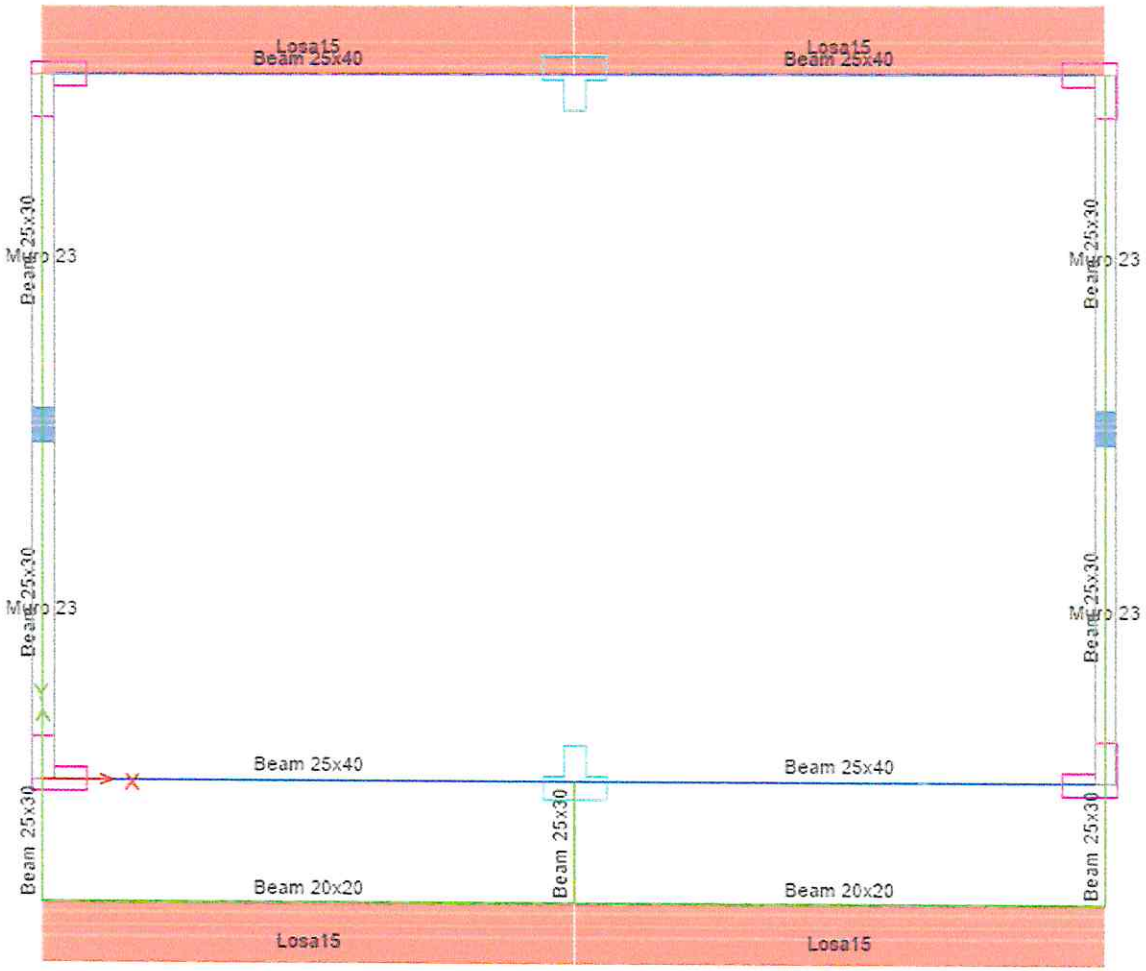
Modelo estructural de la edificación **Bloque A**

Figura 9: Planta primer piso - Bloque A, modelado en el programa ETABS

Wilfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condorf
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002656



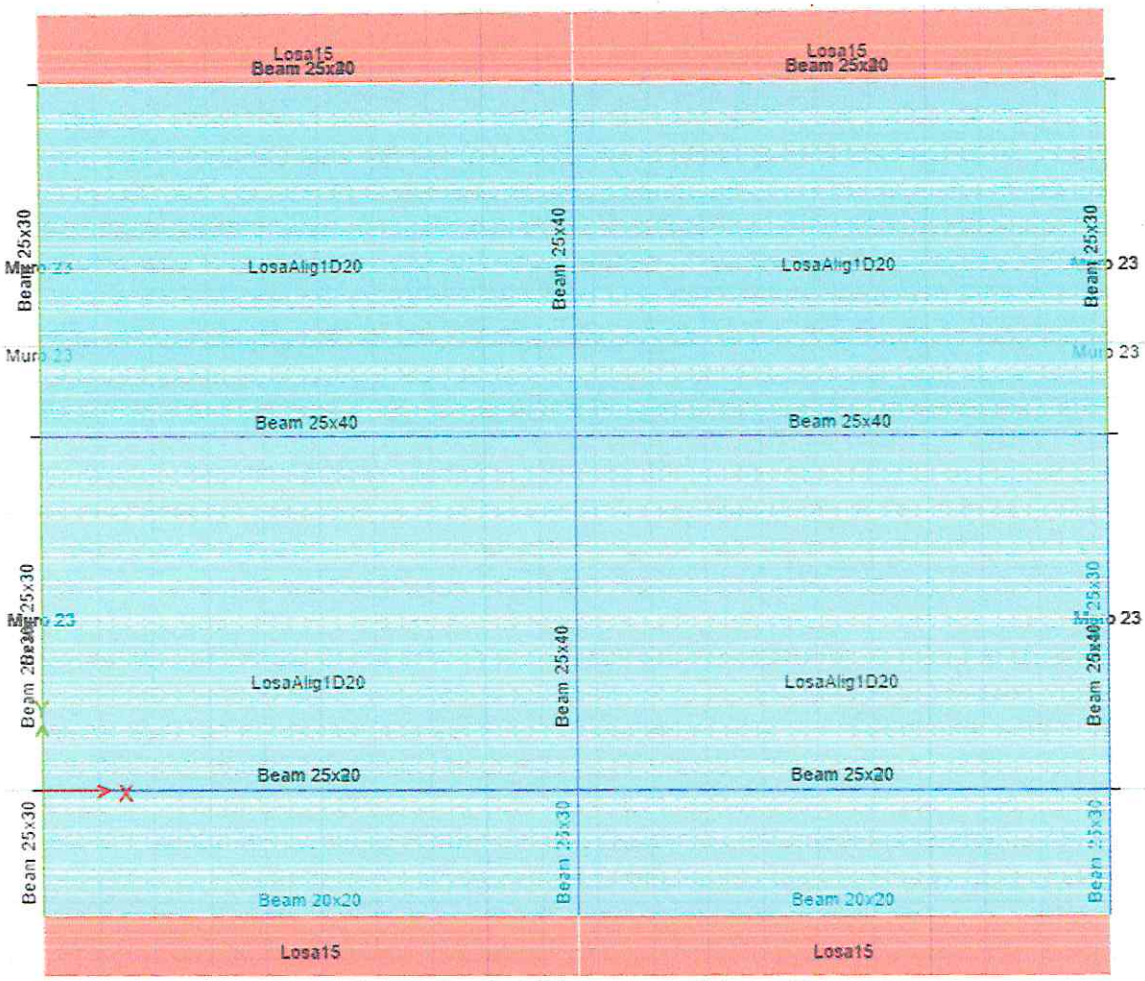
Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Figura 10: Planta techo - Bloque A, modelado en el programa ETABS

Wilfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002655



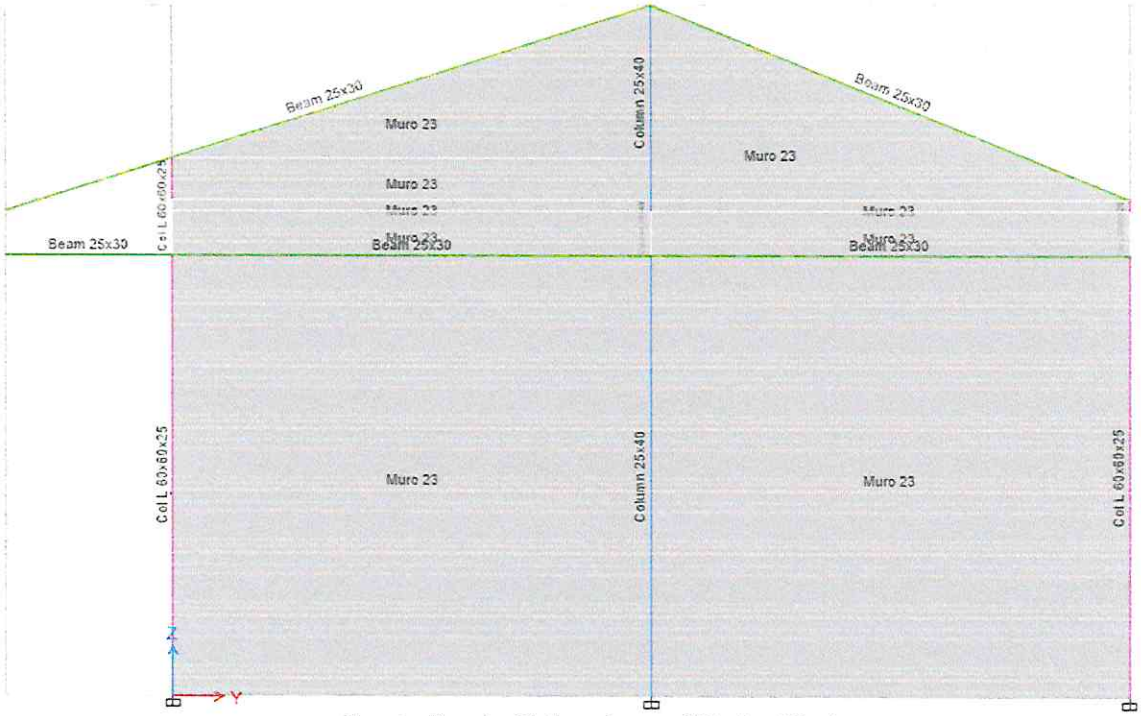
Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Figura 11: Elevación eje 10 y 16 - Bloque A en modelado en el programa ETABS

Wilfredo Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP- 141392

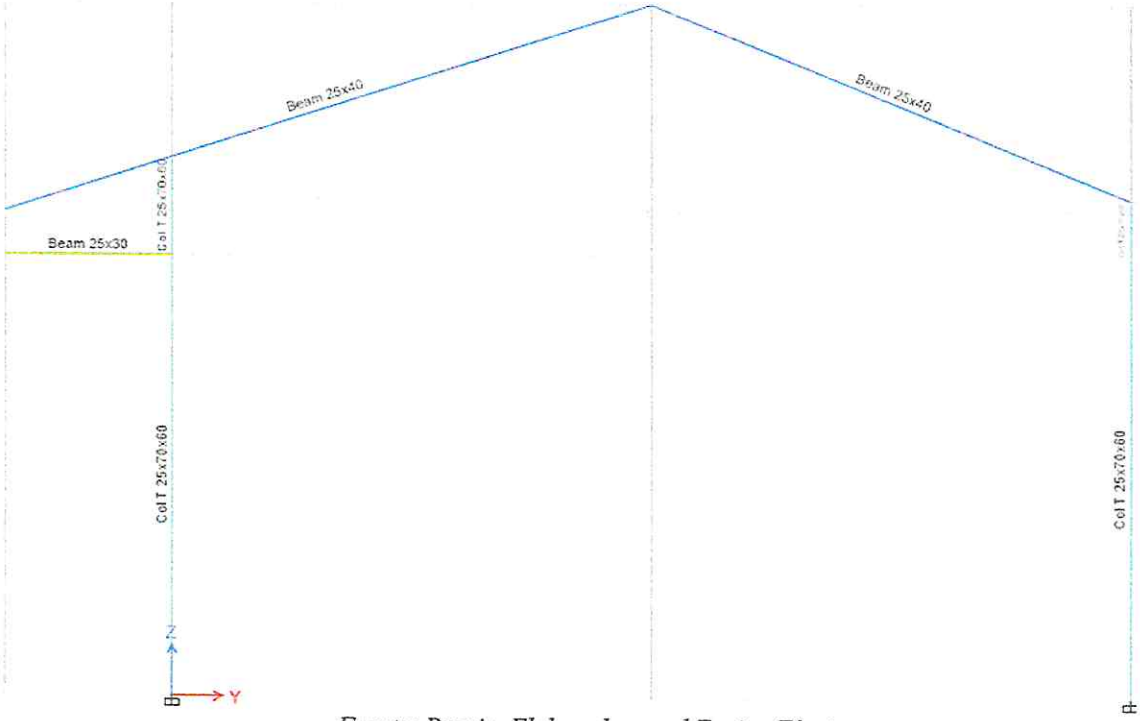
Luis Teofilo Cardenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002654



Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Figura 12: Elevación eje 13 - Bloque A en modelado en el programa ETABS

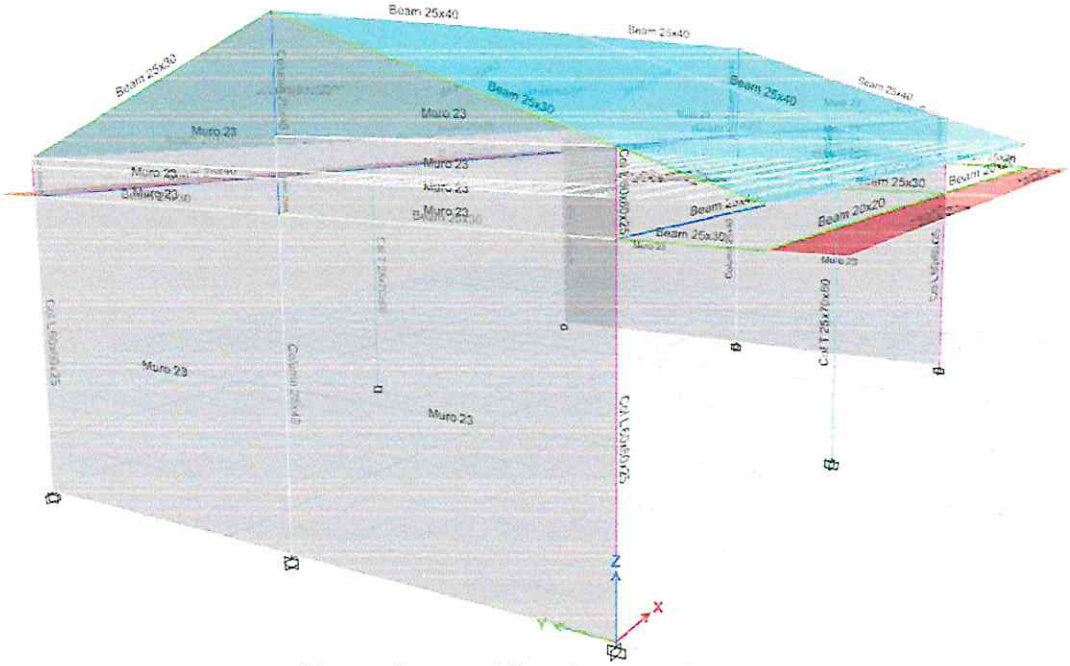


Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Figura 13: Vista 3D - Bloque A en modelado en el programa ETABS

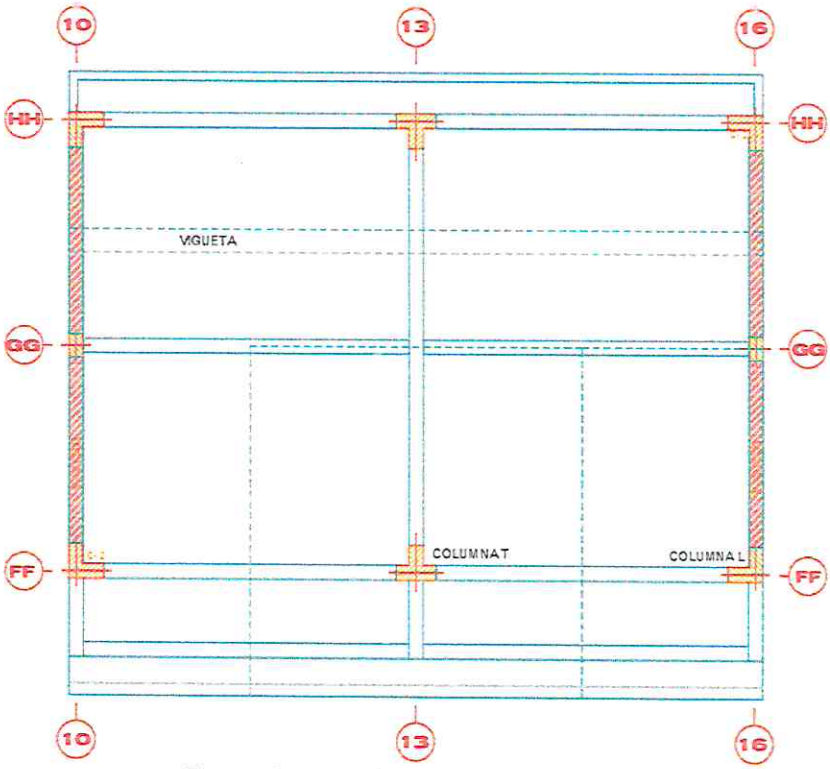
Winfred J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP- 141392

Luis Teófilo Cardenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471



Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Figura 14: Elementos metrados - Bloque A



Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Wilfredo Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141398

Cristo Teófilo Chalco Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002652

4.2 Metrado de cargas de una vigueta

En este ítem se considera el tramo de vigueta más crítica, considerando toda las cargas muertas y vivas requeridas para el modelamiento y diseño.

Carga Muerta: Se considera el peso propio de la estructura de acuerdo a los pesos unitarios de los materiales, al que se incluye una carga muerta por techos:

Acabado	100 kg/m^2	x	0.4 m	=	40	kg/m
Cielo raso	50 kg/m^2	x	0.4 m	=	8	kg/m
Aligerado	300 kg/m^2	x	0.4 m	=	120	kg/m
			Total	**=**	**168**	**kg/m**

Carga Viva: Se considera la carga viva de techo mencionada anteriormente multiplicada por el área tributaria.

S/c (techo)= 100 kg/m^2 x 0.4 m = **40 kg/m**

Siento 0.4 el ancho tributario de la vigueta.

Carga última: En la suma de las cargas muertas y cargas vivas, amplificadas respectivamente.

Wu = 1.4 WD + 1.7 WL
Wu = 303.20 kg/m (taller)

4.3 Metrado de cargas de una viga

En este ítem se considera el tramo de viga más crítica, considerando solo las cargas que no incluyen en el modelamiento, como carga muerta de tabiquería, que solo van en ciertos tramos de vigas.

a. Viga principal

En el bloque A, según la distribución arquitectónica, no existen muros de tabiquería en el sentido de las vigas principales, solo existen muros estructurales que están considerados en el modelamiento general. Por lo tanto, no hay metrado de cargas para vigas principales.

b. Viga secundaria

En el bloque A, según la distribución arquitectónica, no existen muros de tabiquería en el sentido de las vigas secundariass, solo existen muros estructurales que están considerados en el modelamiento general. Por lo tanto, no hay metrado de cargas para vigas principales.

Winfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

4.4 Metrado de cargas de una columna

En este ítem se considera la columna excéntrica y columna de esquina más crítica, donde se encuentran la mayor cantidad de cargas y tenga de área tributaria más extensa, considerando toda las cargas muertas y vivas requeridas para el pre dimensionamiento preliminar, modelamiento y diseño.

a. Columna T

Carga Muerta: Se considera el peso propio de la estructura y peso de otros elementos de acuerdo a los pesos unitarios de los materiales:

Carga	Peso unitario		Cant.	Área trib.	Ancho	Largo	Altura	Peso parcial	
Columna	2400	kg/m3	1		Área=	0.2625	4.62	3927	kg
Viga principal	2400	kg/m3	1		0.25	4.2	0.4	1008.00	kg
Viga principal Var.	2400	kg/m3	1		0.25	Area=	0.82	492.00	kg
Viga secundaria	2400	kg/m3	1		0.25	5.75	0.4	1380.00	kg
Canaleta	2400	kg/m3	1		5.75	Area=	0.38	5244	kg
Parapeto	2400	kg/m3	1		5.75	Area=	0.085	1173	kg
Losa aligerada	300	kg/m2	1	34.47				10341.00	kg
Acabados	100	kg/m2	1	34.47				3447.00	kg
Cielo raso	20	kg/m2	1	34.47				689.40	kg
							PD=	**26685.00**	**kg**

Carga Viva: Se considera la carga viva de techo mencionada anteriormente multiplicada por el área tributaria.

Carga	Peso unitario		Área Tributaria	Peso parcial	
Sobrecarga azotea	100	kg/m3	34.47	3447.00	kg
			PL=	**3447.00**	**kg**

Carga última: En la suma de las cargas muertas y cargas vivas, amplificadas respectivamente.

$$Pu = 1.4\,PD + 1.7\,PL$$

$$\mathbf{Pu = 43218.9\ kg}$$

Wilfredo Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teofilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002650

b. Columna L

Carga Muerta: Se considera el peso propio de la estructura y peso de otros elementos de acuerdo a los pesos unitarios de los materiales:

Carga	Peso unitario		Cant.	Área Trib.	Ancho	Largo	Altura	Peso parcial	
Columna	2400	kg/m3	1		Area=	0.2375	4.62	2633.40	kg
Viga principal	2400	kg/m3	1		0.25	4.2	0.3	756	kg
Viga principal Var.	2400	kg/m3	1		0.25	Area=	0.82	492.00	kg
Viga secundaria	2400	kg/m3	1		0.25	3.12	0.4	748.80	kg
Parapeto	2400	kg/m3	1		3.12	Area=	0.38	2845.44	kg
Parapeto	2400	kg/m3	1		3.12	Area=	0.085	636.48	kg
Tabiquería e=0.25m	1800	kg/m3	1		0.25	Area=	3.62	1629.00	kg
Losa aligerada	300	kg/m2	1	18.74				5622.00	kg
Acabados	100	kg/m2	1	18.74				1874.00	kg
Cielo raso	20	kg/m2	1	18.74				374.80	kg
							PD=	**17611.92**	**kg**

Carga Viva: Se considera la carga viva de techo mencionada anteriormente multiplicada por el área tributaria.

Carga	Peso unitario		Área Tributaria	Peso parcial	
Sobrecarga azotea	100	kg/m3	18.74	1874.00	kg
			PL=	**1874.00**	**kg**

Carga última: En la suma de las cargas muertas y cargas vivas, amplificadas respectivamente.

Pu = 1.4 PD + 1.7 PL

Pu = 27842.49 kg

4.5 Cargas de nieve

La estructura y todos los elementos de techo que estén expuestos a la acción de carga de nieve serán diseñados para resistir las cargas producidas por la posible acumulación de la nieve en el techo. La sobrecarga de nieve en una superficie cubierta es el peso de la nieve que, en las condiciones climatológicas más desfavorables, puede acumularse sobre ella. La carga de nieve debe considerarse como carga viva. No será necesario incluir en el diseño el efecto simultáneo de viento y carga de nieve.

Sobre carga de Nieve = 30 Kg/m2

Wilfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002649

5. CARGAS DINAMICAS

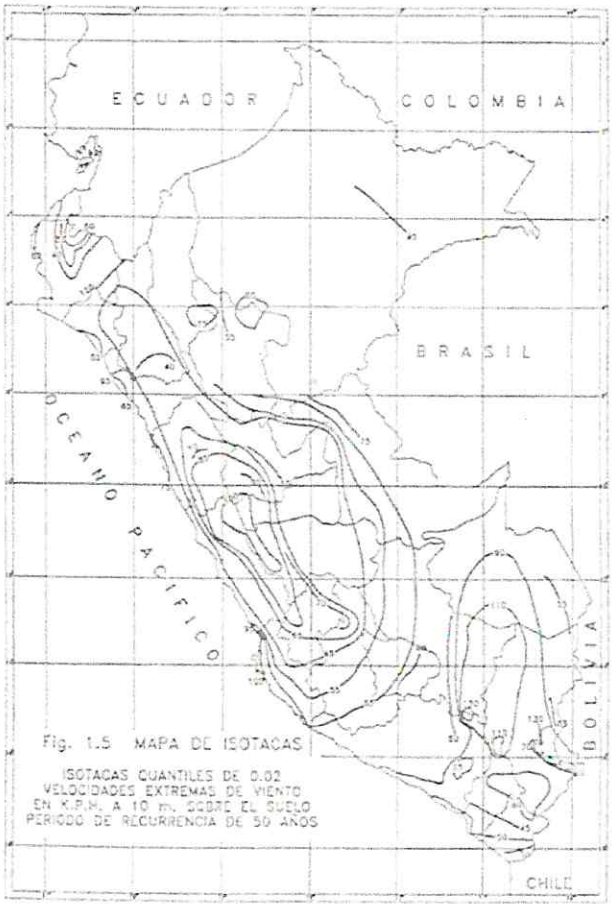
5.1 Cargas de viento

Existen algunos procedimientos básicos para el cálculo de probabilidades de ocurrencia de vientos extremos. La naturaleza de las variables para que funcione un modelo apropiado de viento extremo es proporcionada por las distribuciones probabilísticas de los valores altos.

La selección de un intervalo medio de recurrencia (IMR) con la cual hay asociada una cierta velocidad básica del viento, depende de la función del edificio y las consecuencias de su falla.

En el presente estudio se utilizó un IMR de 50 años y se tomó en cuenta el mapa eólico que se muestra en la figura donde se muestran las isostáticas que permiten establecer las velocidades máximas esperadas en diversos puntos del territorio peruano en un periodo de 50 años.

Figura 15: Mapa Eólico del Perú



Fuente: N. T. E. E 030

Wilfredo J Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Ocampo
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002648

5.2 Cargas de Sismo

Como para el análisis se considera un Análisis dinámico modal espectral, se considera una aceleración espectral de acuerdo lo indica la norma E.030, para cada una de las direcciones horizontales analizadas se utilizó un espectro inelástico de pseudo aceleraciones definido por:

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

Z :	Factor de zonificación sísmica
U :	Factor de uso e importancia
C :	Coeficiente de amplificación sísmica
S :	Factor de suelo
Tp:	Periodo corto del terreno
TL:	Periodo largo del terreno
R :	Coeficiente de reducción sísmica
Ia:	Irregularidad en altura
Ip:	Irregularidad en planta.

Z =	**0.25**	Zona 2
U =	**1.50**	Edificaciones Tipo A (A2)
S =	**1.20**	Suelo Intermedio Tipo S2
Tp=	**0.60**	Periodo corto del terreno
TL=	**2.00**	Periodo largo del terreno
Ro (x)=	**6.00**	Muros estructurales según E.030
Ro (y)=	**3.00**	Albañilería Confinada o Armada según E.030
Ia =	**1**	Tabla N°8 del E. 030
Ip =	**1**	Tabla N°9 del E. 030
Rx =	**6.000**	$R = R_o I_p I_a$
Ry =	**3.000**	

Wilredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 181671

Figura 16: Zonas sísmicas

Fuente: N. T. E. E 030

a. Factor de Zona

Tabla 4

Factores de Zona "Z"

FACTORES DE ZONA	
ZONA	**Z**
04	0.45
03	0.35
02	0.25
01	0.10

Fuente: NTE E 030.

Wilfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP- 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 151671

002646

b. Parámetros de Suelo y Periodos T_P y T_L

Tabla 5

Factor de Suelo "S"

FACTOR DE SUELO						
SUELO / ZONA	S_0	S_1	S_2	S_3	TIPO	DESCRIPCIÓN
Z4	0.80	1.00	1.05	1.10	S0	Roca Dura
Z3	0.80	1.00	1.15	1.20	S1	Roca o suelo muy rígido
Z2	0.80	1.00	1.20	1.40	S2	Suelo intermedio
Z1	0.80	1.00	1.60	2.00	S3	Suelos blandos

Fuente: NTE E 030.

Tabla 6

Periodos "T_P" y "T_L"

PERIODOS T_P y T_L				
	Perfil de Suelo			
	S_0	S_1	S_2	S_3
T_P(S)	0.3	0.4	0.6	1
T_L(S)	3	2.5	2	1.6

Fuente: NTE E 030.

c. Categoría de las Edificaciones y Factor de Uso "U"

Tabla 7

Categoría de las Edificaciones y Factor de Uso "U"

CATEGORIA DE LAS EDIFICACIONES		
CATEGORIAS	DETALLE	U
A	Edificaciones Esenciales	1.50
B	Edificaciones importantes	1.30
C	Edificaciones comunes	1.00
D	Edificaciones menores	*

(*) En estas edificaciones deberá proveerse resistencia y rigidez adecuadas para acciones laterales, a criterio del proyectista.

Wilfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

d. Sistemas Estructurales y Coeficiente Básico de Reducción de las Fuerzas Sísmicas "R_0"

Tabla 8

Sistemas Estructurales

COEFICIENTE DE REDUCCION PARA ESTRUCTURAS	
SISTEMA ESTRUCTURAL	**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	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de Ductilidad limitada	4
Albañilería armada o confinada	3
Madera (Por esfuerzos admisibles).	7

Fuente: NTE E 030.

e. Factores de Irregularidad (I_a, I_p)

Tabla 9

Factores de Irregularidad (Ia, Ip)

		X	Y
Irregularidad en altura	I_a=	1	1
Irregularidad en planta	I_p=	1	1
	R=	6.00	3.00

$$R = R_o I_p I_a$$

Fuente: NTE E 030.

f. Factor de Amplificación Sísmica C

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

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

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

Wilfredo Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Cristóbal Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

g. Calculo de Espectro Pseudo - Aceleración

Tabla 10

Espectro Pseudo - Aceleración

			Sismo X	Sismo Y
T (seg)	C	T (seg)	Sa/g (X)	Sa/g (Y)
0.00	2.5000	0.00	0.1875	0.3750
0.02	2.5000	0.02	0.1875	0.3750
0.04	2.5000	0.04	0.1875	0.3750
0.06	2.5000	0.06	0.1875	0.3750
0.08	2.5000	0.08	0.1875	0.3750
0.10	2.5000	0.10	0.1875	0.3750
0.12	2.5000	0.12	0.1875	0.3750
0.14	2.5000	0.14	0.1875	0.3750
0.16	2.5000	0.16	0.1875	0.3750
0.18	2.5000	0.18	0.1875	0.3750
0.20	2.5000	0.20	0.1875	0.3750
0.25	2.5000	0.25	0.1875	0.3750
0.30	2.5000	0.30	0.1875	0.3750
0.35	2.5000	0.35	0.1875	0.3750
0.40	2.5000	0.40	0.1875	0.3750
0.45	2.5000	0.45	0.1875	0.3750
0.50	2.5000	0.50	0.1875	0.3750
0.55	2.5000	0.55	0.1875	0.3750
0.60	2.5000	0.60	0.1875	0.3750
0.65	2.3077	0.65	0.1731	0.3462
0.70	2.1429	0.70	0.1607	0.3214
0.75	2.0000	0.75	0.1500	0.3000
0.80	1.8750	0.80	0.1406	0.2813
0.85	1.7647	0.85	0.1324	0.2647
0.90	1.6667	0.90	0.1250	0.2500
0.95	1.5789	0.95	0.1184	0.2368
1.00	1.5000	1.00	0.1125	0.2250
1.60	0.9375	1.60	0.0703	0.1406
2.00	0.7500	2.00	0.0563	0.1125
2.50	0.4800	2.50	0.0360	0.0720
3.00	0.3333	3.00	0.0250	0.0500

Wilfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

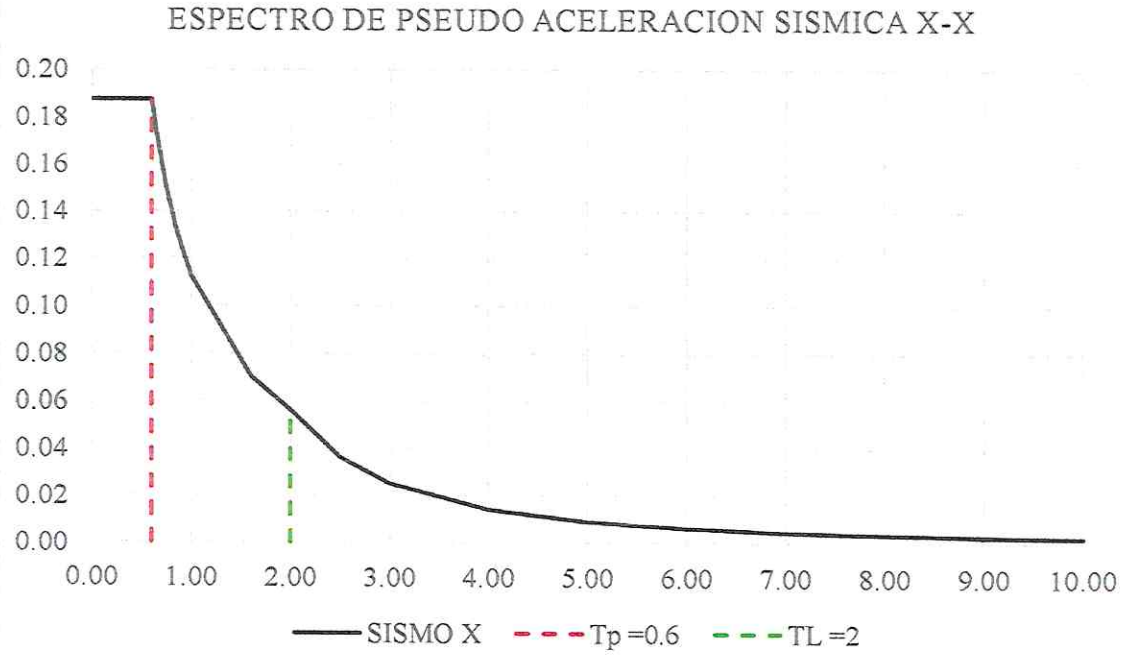
Luis Teófilo Cárdenas Gradini
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002643

4.00	0.1875	4.00	0.0141	0.0281
5.00	0.1200	5.00	0.0090	0.0180
6.00	0.0833	6.00	0.0063	0.0125
7.00	0.0612	7.00	0.0046	0.0092
8.00	0.0469	8.00	0.0035	0.0070
9.00	0.0370	9.00	0.0028	0.0056
10.00	0.0300	10.00	0.0023	0.0045

Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Figura 17: Espectro de Pseudo Aceleración Sísmica X-X

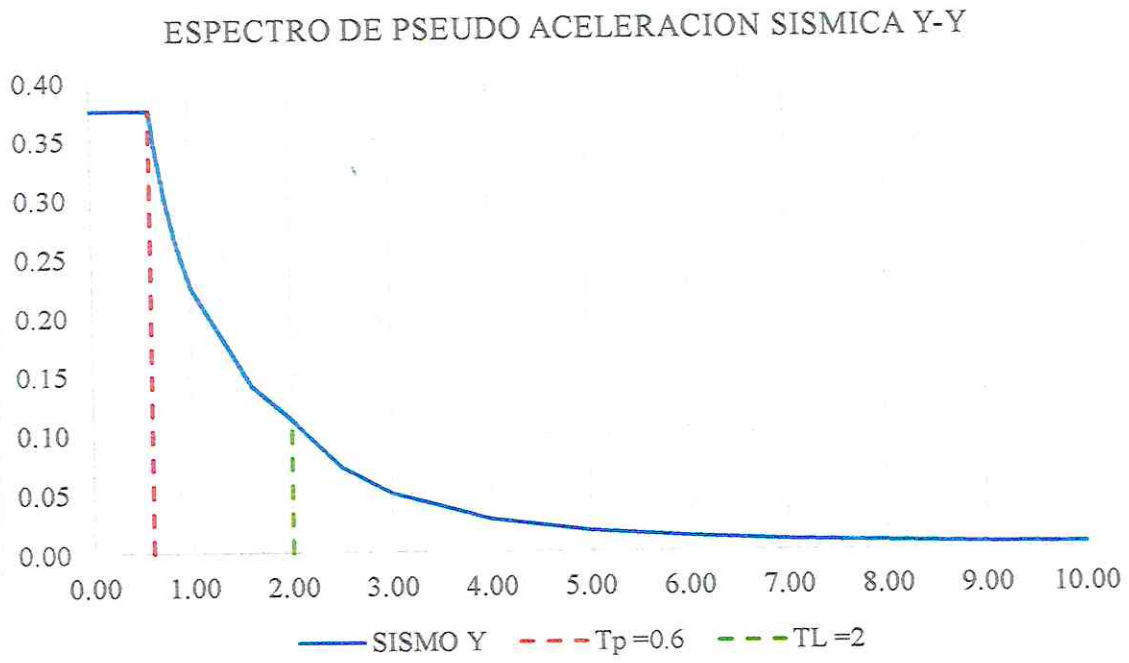


Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Wilfredo Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

Figura 18: Espectro de Pseudo Aceleración Sísmica X-X



Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

6. ANÁLISIS SÍSMICO

6.1 Estimación del Peso (P) (Articulo 26, NTE E 030)

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

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

6.2 Periodo fundamental de vibración y masas participativas

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

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

Wilfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

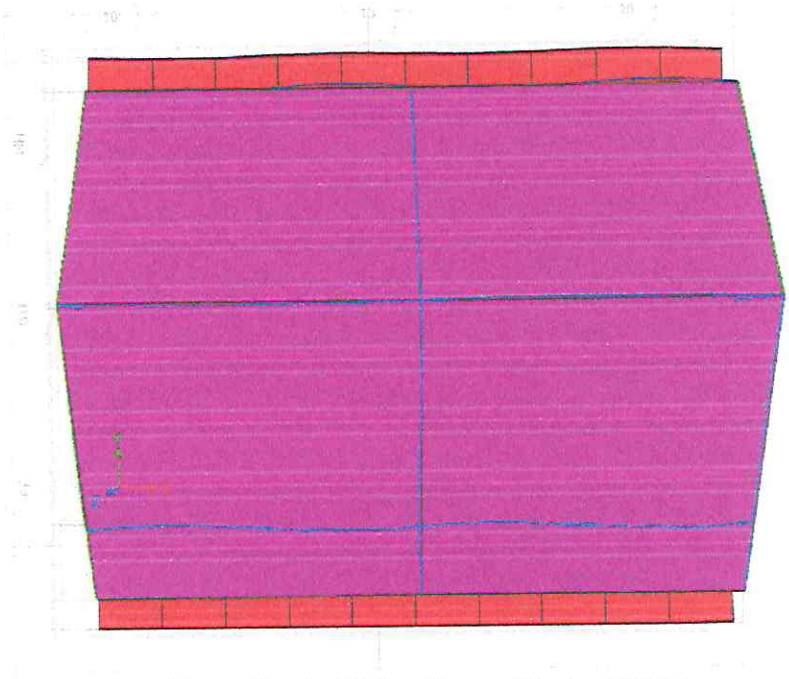
Tabla 11
Periodo fundamental y Masa participativa (supera 90% en el modo 15)

N° de Modos	Periodo T (S)	Masa Participativa		Masa Participativa Acumulada	
		Masas X (%)	Masas Y (%)	Masas X (%)	Masas Y (%)
1	0.222	0.98770000	0.00000000	0.98770000	0.00000000
2	0.168	0.00000059	0.00000000	0.98770000	0.00000000
3	0.153	0.00000000	0.00010000	0.98770000	0.00010000
4	0.108	0.00000000	0.01410000	0.98770000	0.01410000
5	0.094	0.00010000	0.00000000	0.98770000	0.01410000
6	0.092	0.00000000	0.00120000	0.98770000	0.01530000
7	0.081	0.00450000	0.00000000	0.99230000	0.01530000
8	0.078	0.00070000	0.00000000	0.99300000	0.01530000
9	0.078	0.00000000	0.00010000	0.99300000	0.01540000
10	0.077	0.00000000	0.00010000	0.99300000	0.01560000
11	0.066	0.00001015	0.00000000	0.99300000	0.01560000
12	0.066	0.00000000	0.22610000	0.99300000	0.24170000
13	0.063	0.00000000	0.56180000	0.99300000	0.80350000
14	0.061	0.00000000	0.06920000	0.99300000	0.87260000
15	0.059	0.00000000	0.09080000	0.99300000	0.96340000
16	0.059	0.00000158	0.00000000	0.99300000	0.96340000
17	0.055	0.00010000	0.00000000	0.99310000	0.96340000
18	0.038	0.00000000	0.00000000	0.99310000	0.96340000
19	0.035	0.00000000	0.00010000	0.99310000	0.96350000
20	0.034	0.00320000	0.00000000	0.99630000	0.96350000
21	0.032	0.00020000	0.00000000	0.99650000	0.96350000
22	0.032	0.00000932	0.00000000	0.99650000	0.96350000
23	0.03	0.00000000	0.00700000	0.99650000	0.97050000
24	0.029	0.00000000	0.00010000	0.99650000	0.97060000
25	0.028	0.00000000	0.00030000	0.99650000	0.97090000
26	0.028	0.00020000	0.00000000	0.99680000	0.97090000
27	0.026	0.00000000	0.00090000	0.99680000	0.97170000
28	0.025	0.00002790	0.00000000	0.99680000	0.97170000
29	0.023	0.00000000	0.01280000	0.99680000	0.98450000
30	0.023	0.00010000	0.00000000	0.99690000	0.98450000

Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

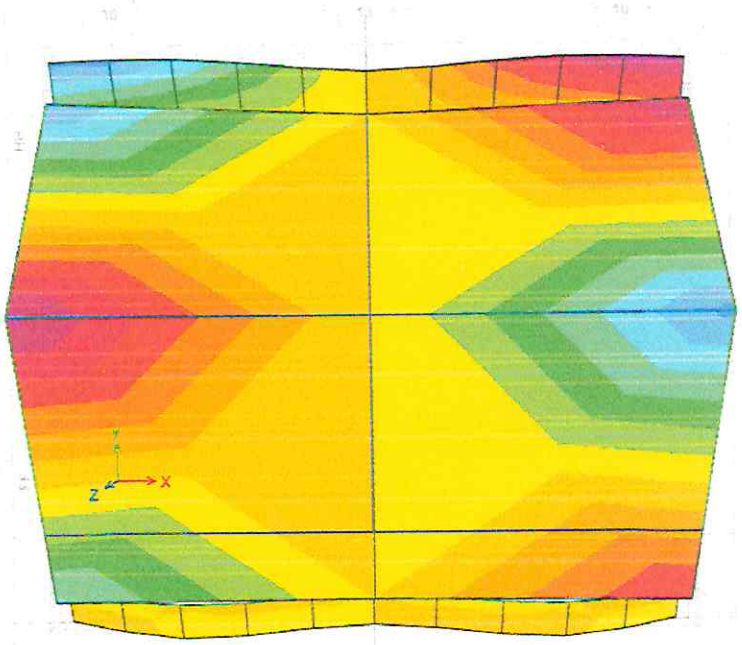
Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

Figura 19: Primer modo de vibración - traslación en X



Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Figura 20: Segundo modo de vibración - traslación en Y



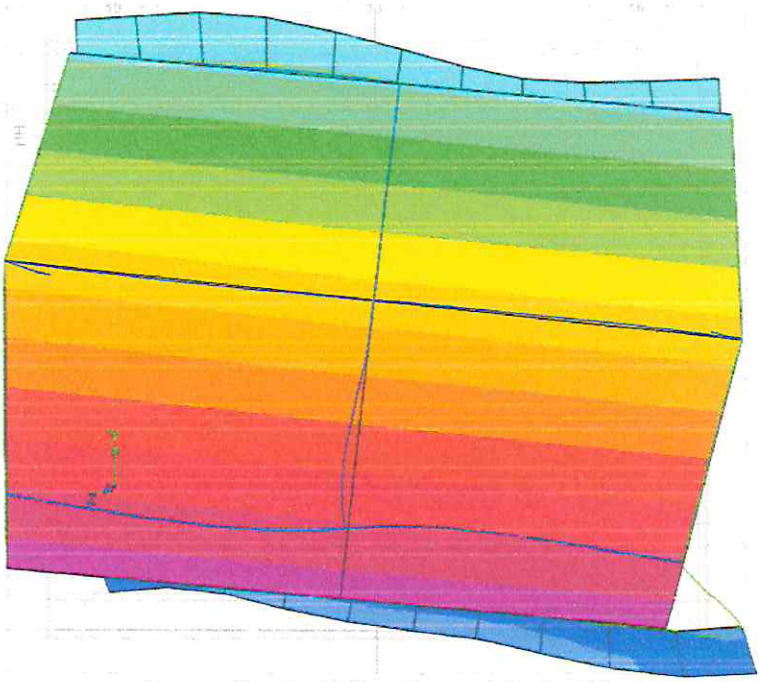
Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Wilfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP. 141392

Luis Teofilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002639

Figura 21: Tercer modo de vibración - Rotación XY



Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

6.3 Fuerza cortante estática en la base

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

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

El valor de C/R no se considera menor que:

$$\boxed{\frac{C}{R} \geq 0.11}$$

a. Verificación de C/R

$$\boxed{\begin{array}{ll} T < T_p & C = 2.5 \\ T_p < T < T_L & C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_p}{T}\right) \\ T > T_L & C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2}\right) \end{array}}$$

$$\frac{C}{R} = \frac{2.5}{6} = 0.4167 \geq 0.11, CUMPLE$$

Wilfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

$$\frac{C}{R} = \frac{2.5}{3} = 0.8333 \geq 0.11, CUMPLE$$

b. Determinación de la fuerza cortante estática en la base

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

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

Tabla 12
Cortante estática en la base

	Dirección X - X	Dirección Y - Y
Z=	0.25	0.25
U=	1.50	1.50
S=	1.20	1.20
Tp=	0.60	0.60
TL=	2.00	2.00
Ro=	6.00	3.00
Ia=	1	1
Ip=	1	1
R=	6.00	3.00
C=	2.5	2.5
P=	110.4493 tnf	110.4493 tnf
V=	**20.7092 tnf**	**41.4185 tnf**

Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

6.4 Fuerza dinámica en la base

Tabla 13
Cortante dinámica en la base

Load Case/Combo	VX tonf	VY tonf	MX tonf-m	MY tonf-m
Comb 1.25(D+L)±EX	20.449	1.236	535.982	-1004.379
Comb 1.25(D+L)±EY	1.85E-06	36.594	695.29	-954.191
Comb 0.90D±EX	20.449	1.236	388.57	-748.146
Comb 0.90D±EY	1.85E-06	36.594	547.878	-697.959

Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Willardo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP- 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002637

6.5 Fuerza Cortante Mínima, Factor de Escalamiento

Para cada una de las direcciones consideradas en el análisis, la fuerza cortante en el primer entrepiso del edificio no puede ser menor que el 80% del valor calculado según el artículo 25 (Norma E.030) para estructuras regulares, ni menor que el 90% para estructuras irregulares.

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

Tabla 14
Cortante dinámica en la base

Cortante	Estático tonf	80 % Estático tonf	Dinámico tonf	Factor de escalamiento
Cortante X	20.7092	16.5674	20.449	0.8102
Cortante Y	41.4185	33.1348	36.594	0.9055

Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

6.6 Desplazamiento máximo en el último nivel, máximo desplazamiento de entrepiso y deriva máxima.

Para estructuras regulares, los desplazamientos laterales se calculan multiplicando por 0,75 R los resultados obtenidos del análisis lineal y elástico con las solicitaciones sísmicas reducidas. Para estructuras irregulares, los desplazamientos laterales se calculan multiplicando por 0,85 R los resultados obtenidos del análisis lineal elástico.

Para el cálculo de los desplazamientos laterales no se consideran los valores mínimos de C/R indicados en el numeral 28.2 (Norma E.030) ni el cortante mínimo en la base especificada en el numeral 29.4 (Norma E.030).

El máximo desplazamiento relativo de entrepiso, calculado, no excede la fracción de la altura de entrepiso (distorsión) que se indica en la siguiente tabla.

Tabla 15
Límites para la distorsión del entrepiso

LÍMITES PARA LA DISTORSIÓN DEL ENTREPISO	
Material Predominante	(Δi / hei)
Concreto Armado	0.007
Acero	0.010
Albañilería	0.005
Madera	0.010
Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0.005

Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

JAIME JUAN RAMOS HO
INGENIERO CIVIL
CIP- 141392

Luis Teófilo Cardenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

Tabla 16
Sismo dinámico en la dirección X – Desplazamientos y derivas

Pisos	Desplazamiento X m	Altura H m	Derivas X	Cumple
Techo	0.002614	1.57	0.000391	SI
1''	0.002499	0.09	0.000681	SI
1'	0.002636	0.36	0.001135	SI
1	0.002255	3.55	0.000614	SI

Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Tabla 17
Sismo dinámico en la dirección Y – Desplazamientos y derivas

Pisos	Desplazamiento Y m	Altura H m	Derivas	Cumple
Techo	0.00883	1.57	0.000322	SI
1''	0.000645	0.09	0.000184	SI
1'	0.001077	0.36	0.002225	SI
1	0.000588	3.55	0.000166	SI

Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

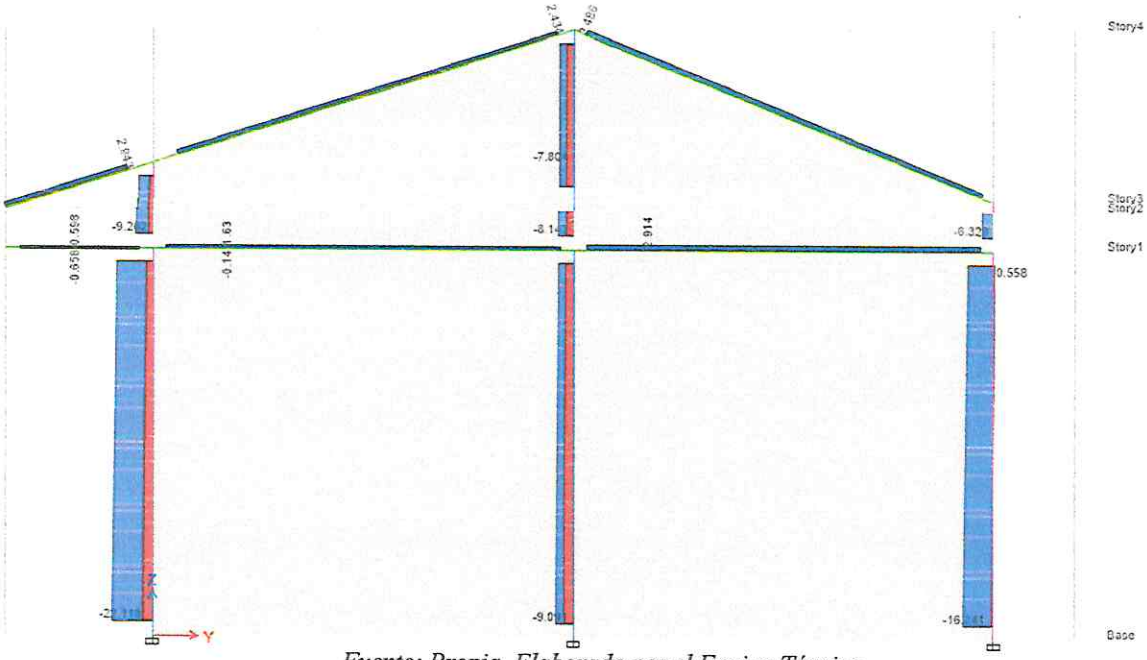
Wilfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP- 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

7. DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

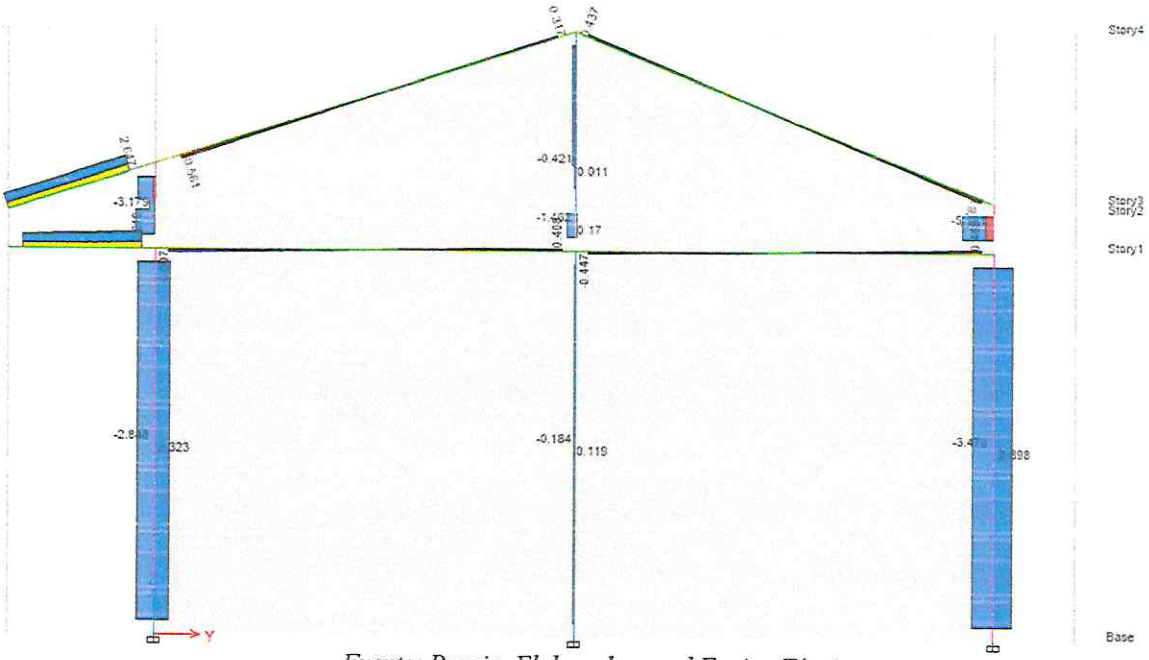
7.1 Resultados del análisis por cargas de gravedad y cargas sísmicas

Figura 22: Diagrama de Fuerza Axial Pórtico 10 - 10



Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Figura 23: Diagrama de Fuerza Cortante 2-2 Pórtico 10 - 10



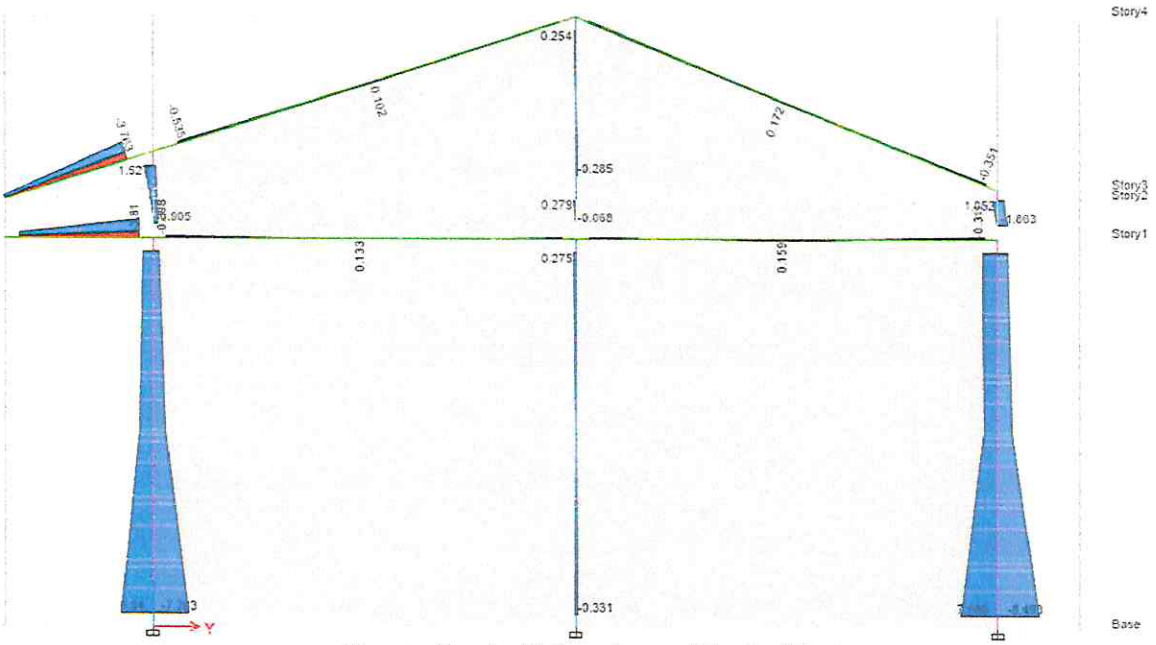
Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Wilfredo Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

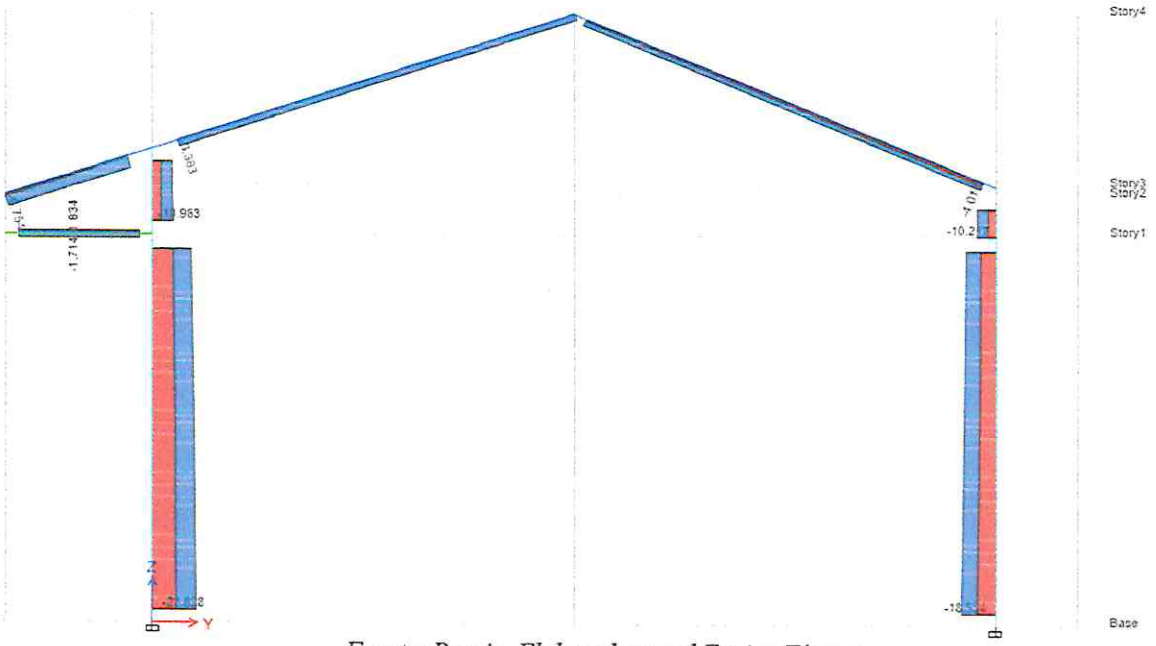
002634

Figura 24: Diagrama de Momento Flector 3-3 Pórtico 10 - 10



Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Figura 25: Diagrama de Fuerza Axial Pórtico 13 - 13

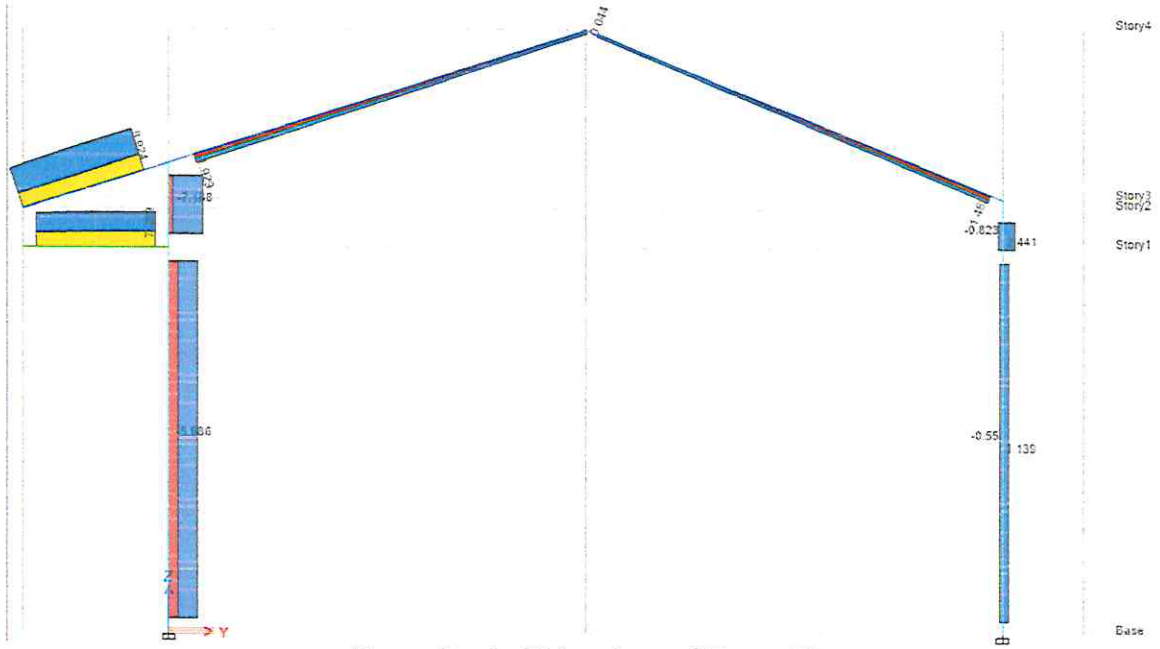


Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Wilfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

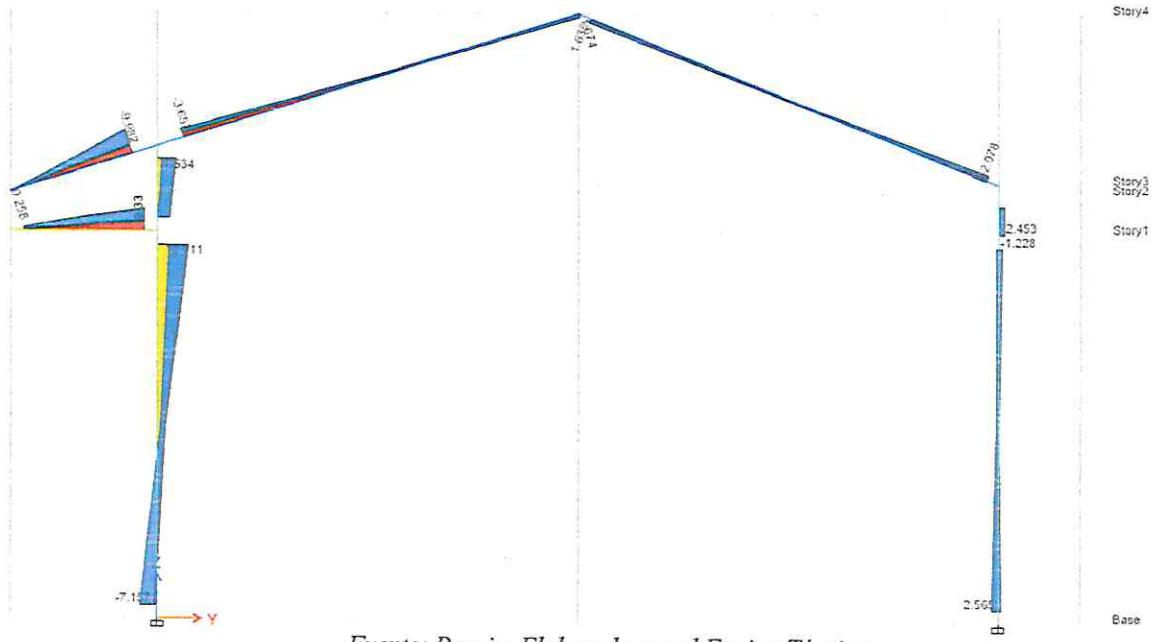
Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

Figura 26: Diagrama de Fuerza Cortante 2-2 Pórtico 13 - 13



Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Figura 27: Diagrama de Momento Flector 3-3 Pórtico 13 - 13

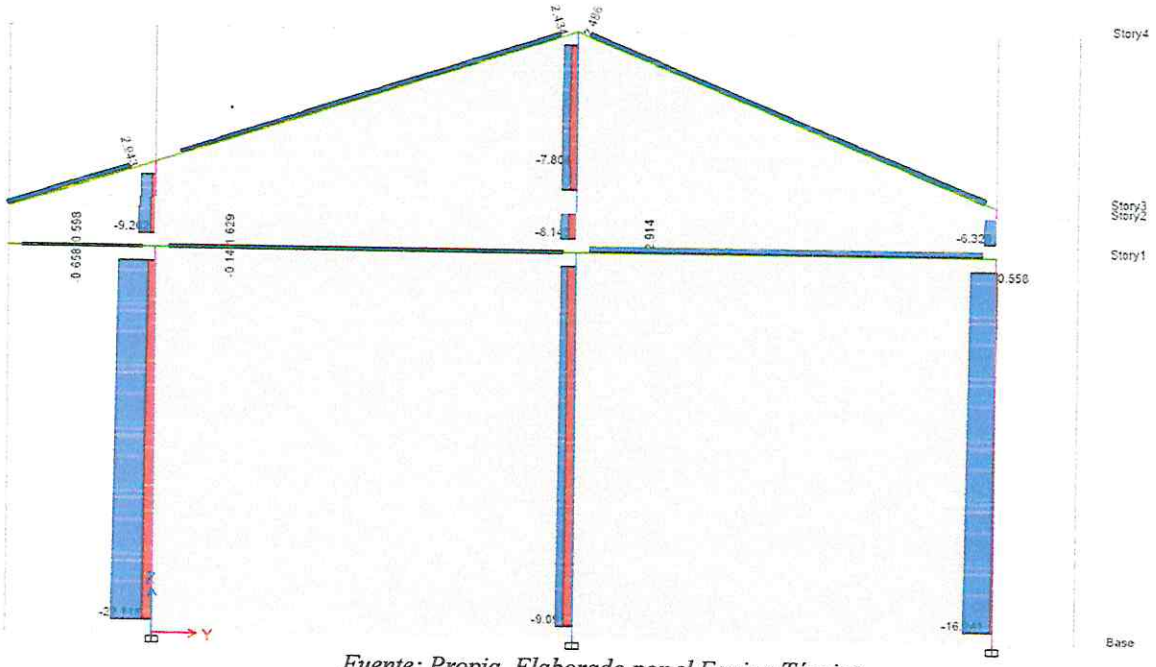


Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Wilfred J Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

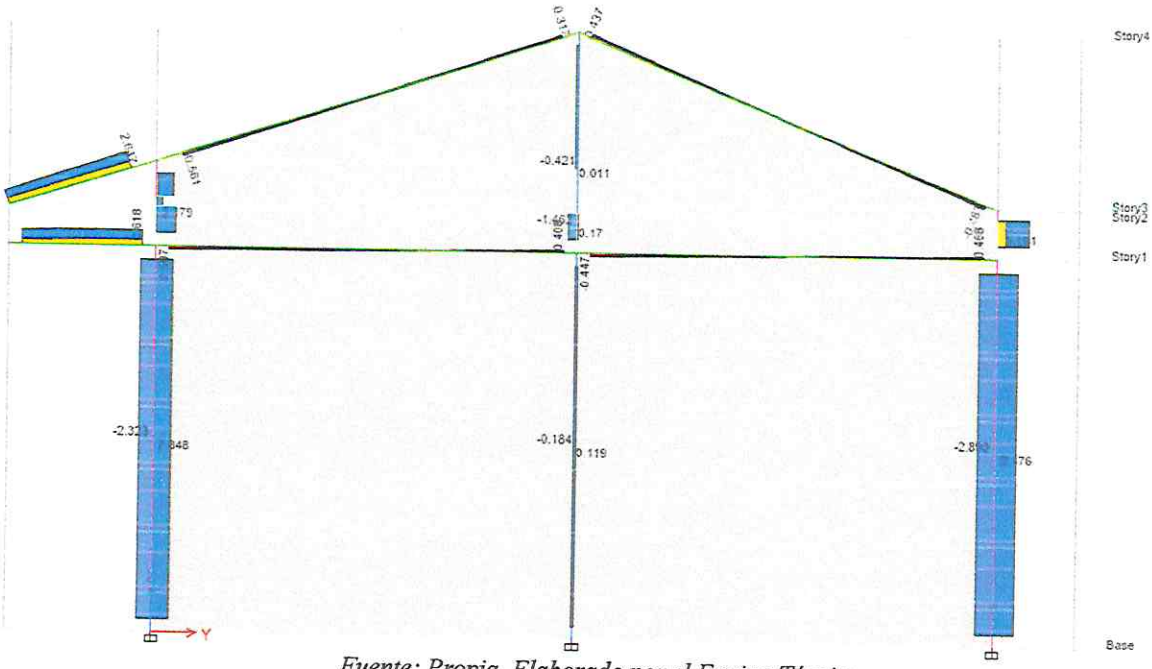
Luis Teofilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

Figura 28: Diagrama de Fuerza Axial Pórtico 16 - 16



Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Figura 29: Diagrama de Fuerza Cortante 2-2 Pórtico 16 - 16

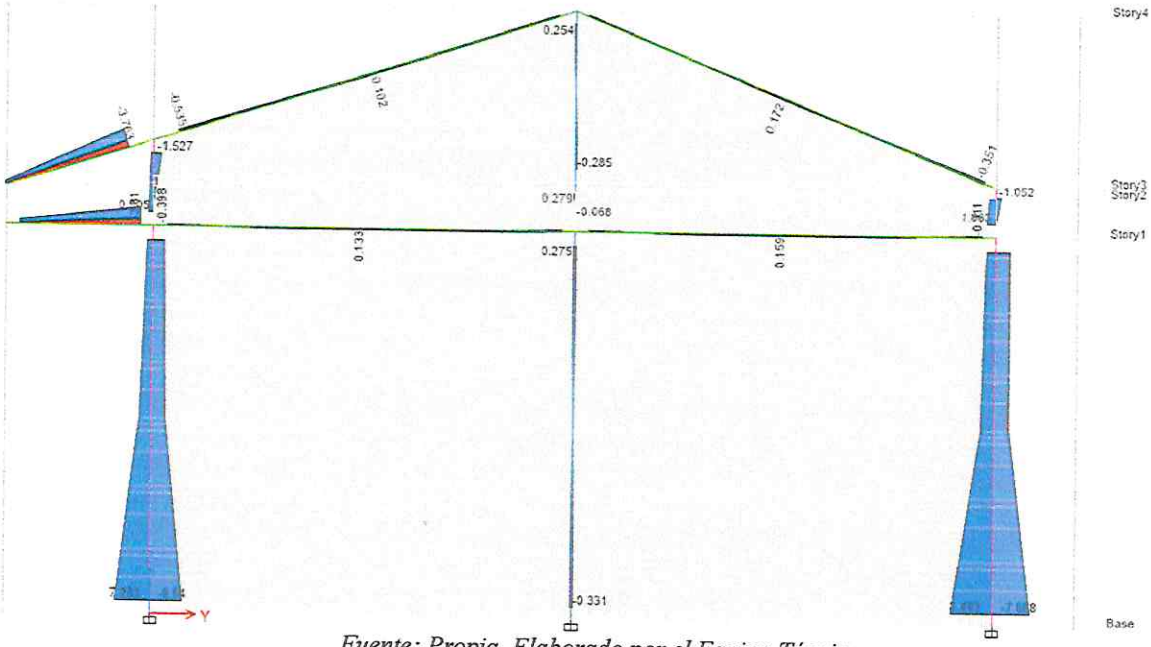


Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Wilfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

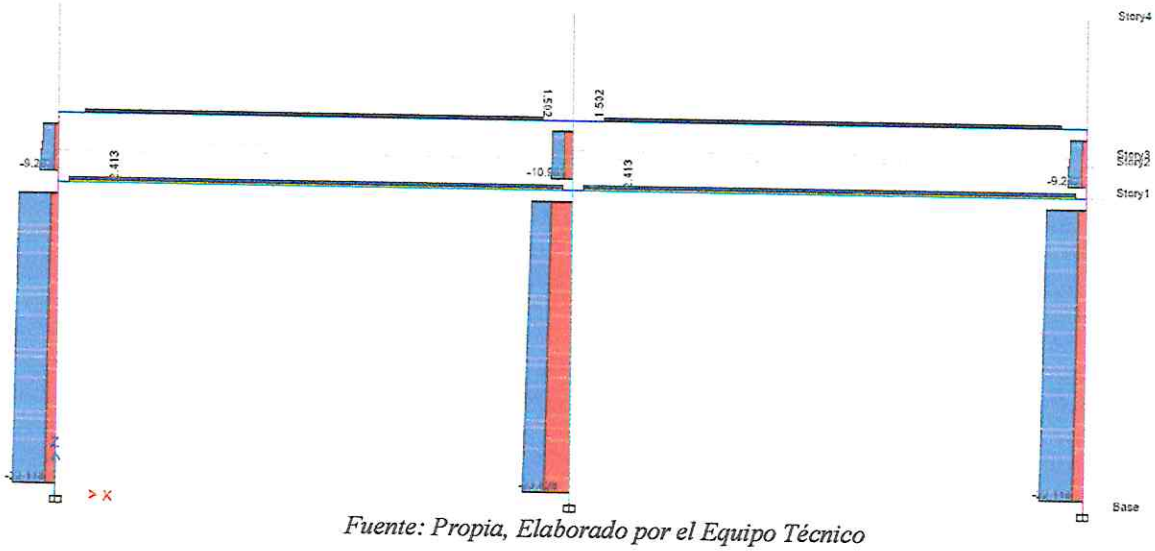
Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

Figura 30: Diagrama de Momento Flector 3-3 Pórtico 16 - 16



Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Figura 31: Diagrama de Fuerza Axial Pórtico FF – FF



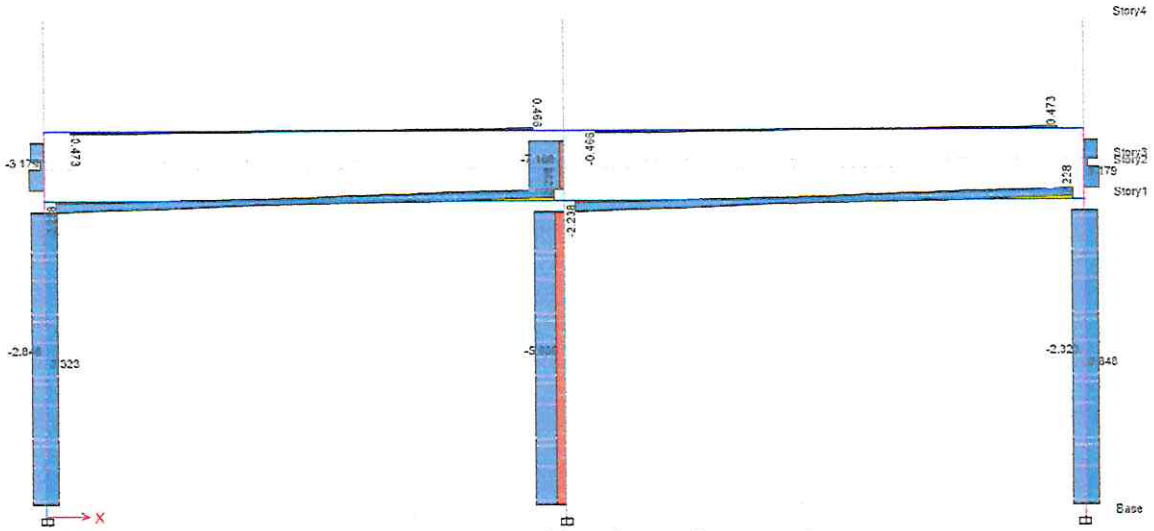
Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Wilfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP- 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

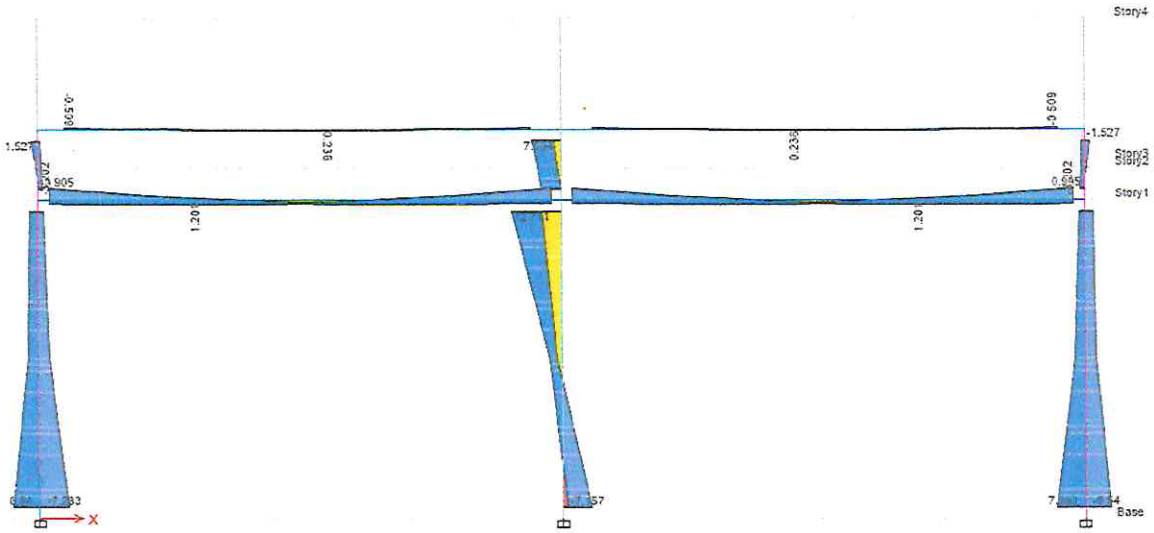
002630

Figura 32: Diagrama de Fuerza Cortante 2-2 Pórtico FF - FF



Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Figura 33: Diagrama de Momento Flector 3-3 Pórtico FF - FF



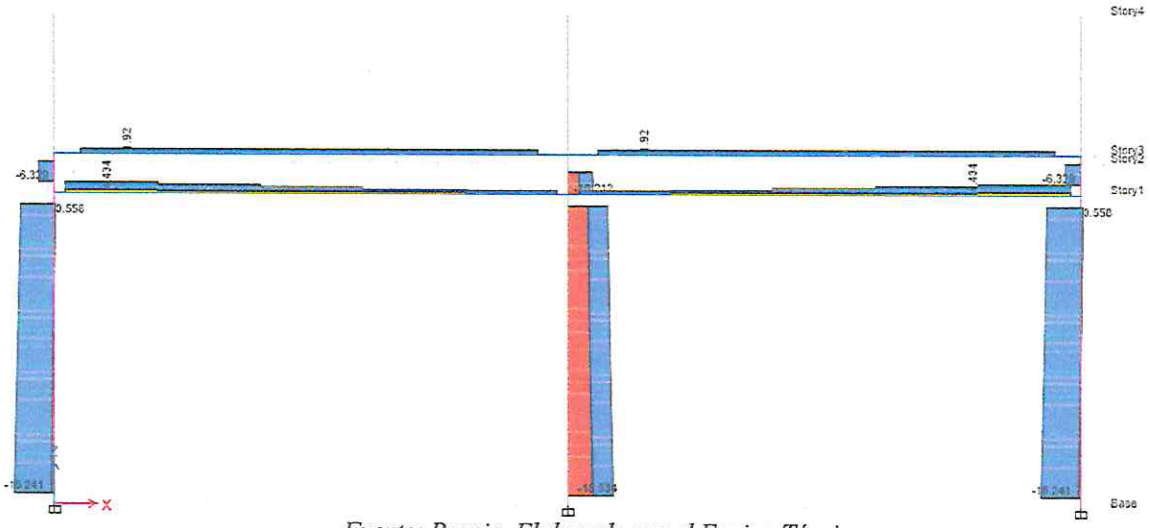
Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Wilfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002629

Figura 34: Diagrama de Fuerza Axial Pórtico HH - HH



Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Figura 35: Diagrama de Fuerza Cortante 2-2 Pórtico HH - HH

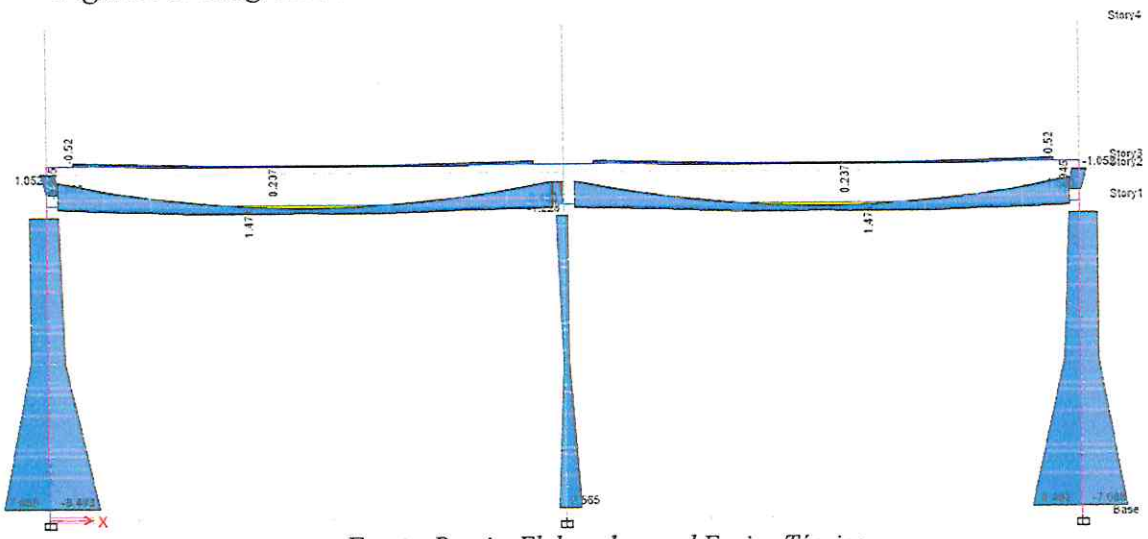
Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Guillermo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

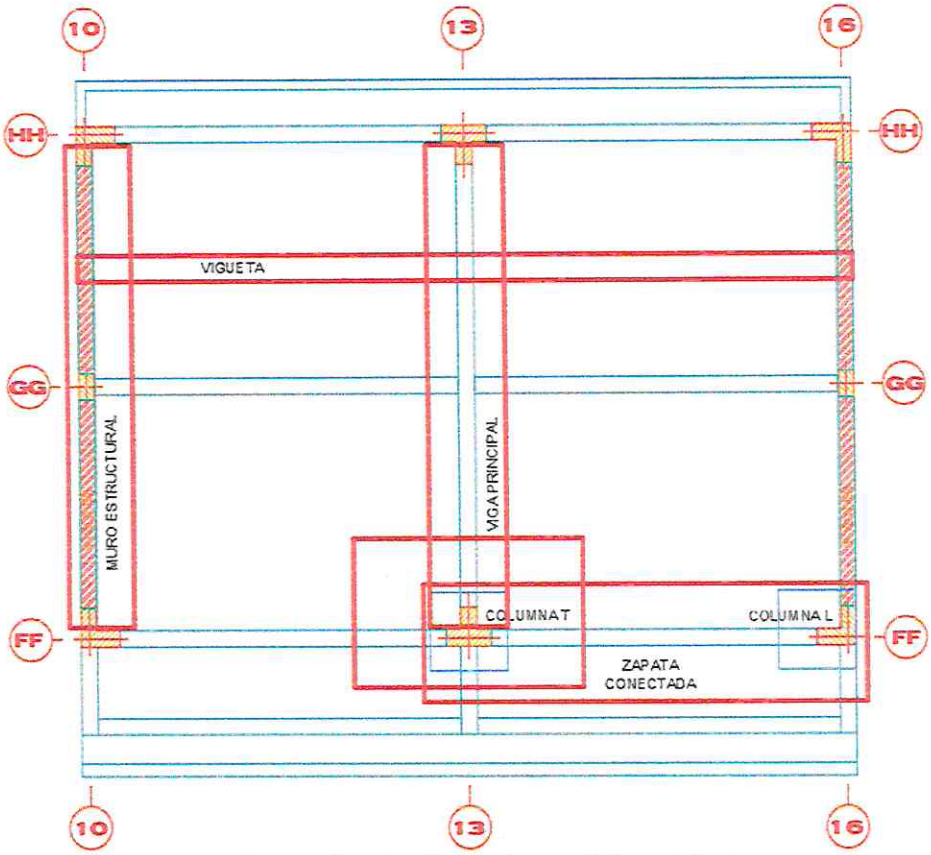
002628

Figura 36: Diagrama de Momento Flector 3-3 Pórtico HH – HH



Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Figura 37: Elementos estructurales diseñados - representativos y/o el más esforzado

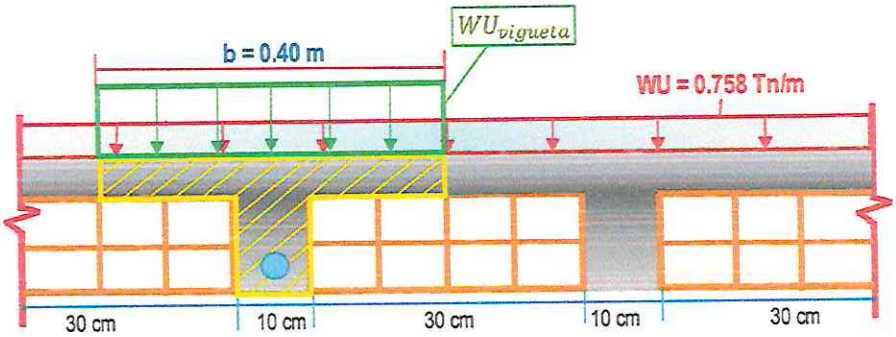


Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Wilfredo J Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

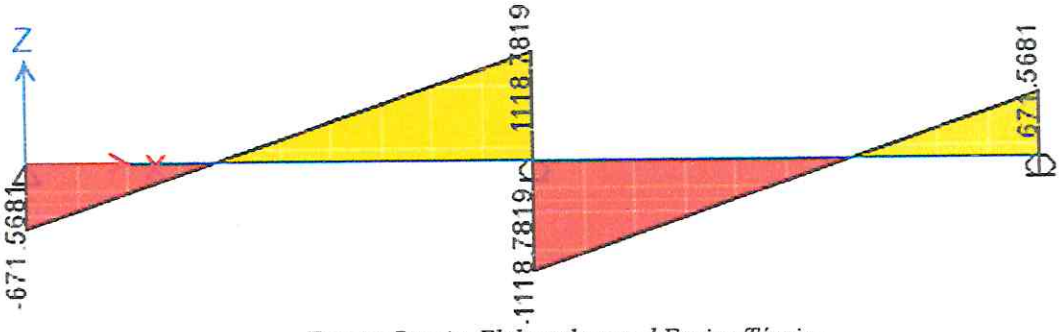
Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

7.2 Diseño de aligerados



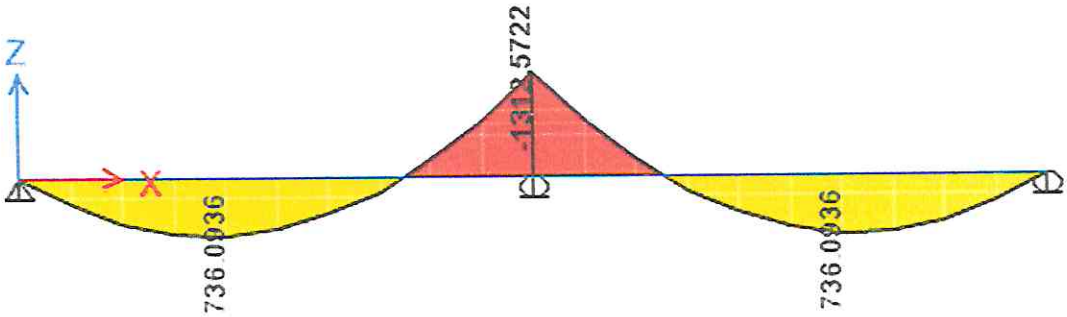
$WU_{vigueta} = WU * b$ 758 Kg/m2 * 0.40 m = 303.2 Kg/m **WUvigueta = 0.303 Tn/m**

Figura 38: Diagrama de Fuerza Cortante 2-2 Losa Aligerada



Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Figura 39: Diagrama de Momento Flector 3-3 Losa Aligerada



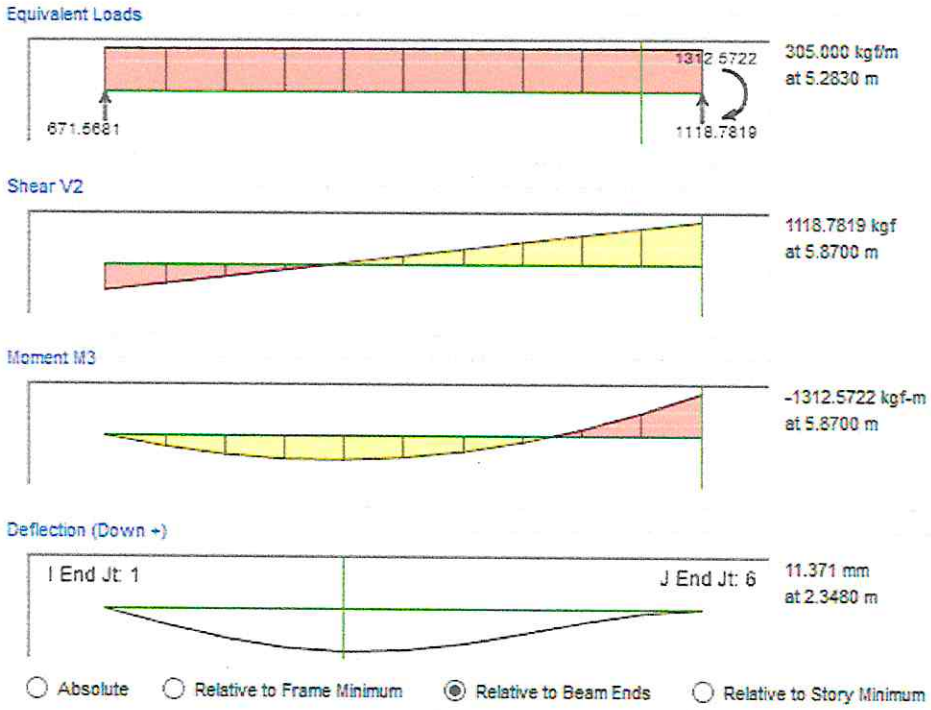
Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

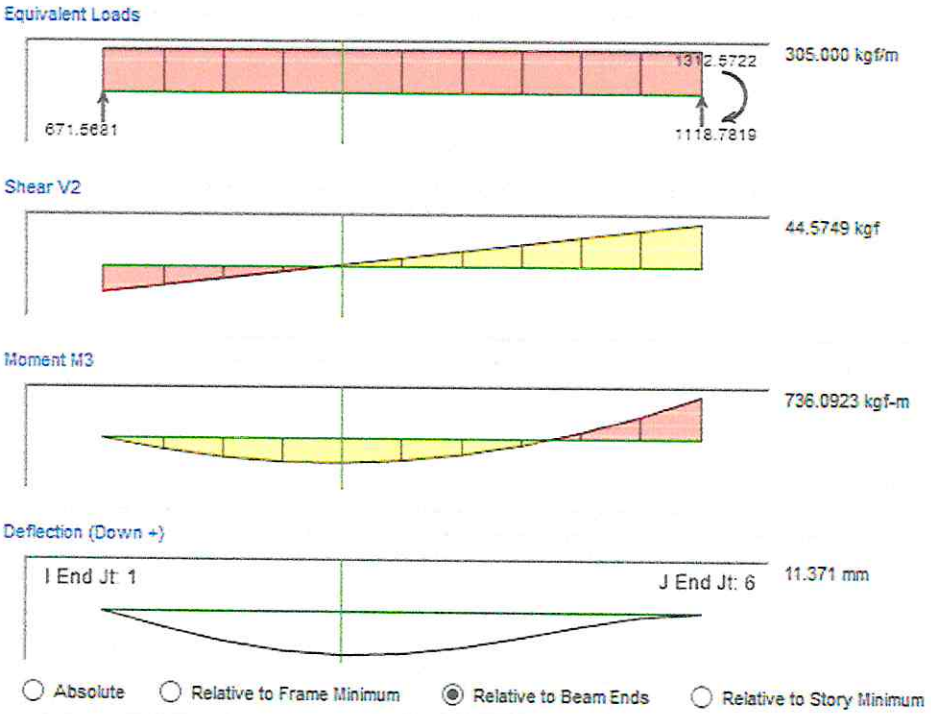
Wilfredo Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002626

a. Diseño por flexión

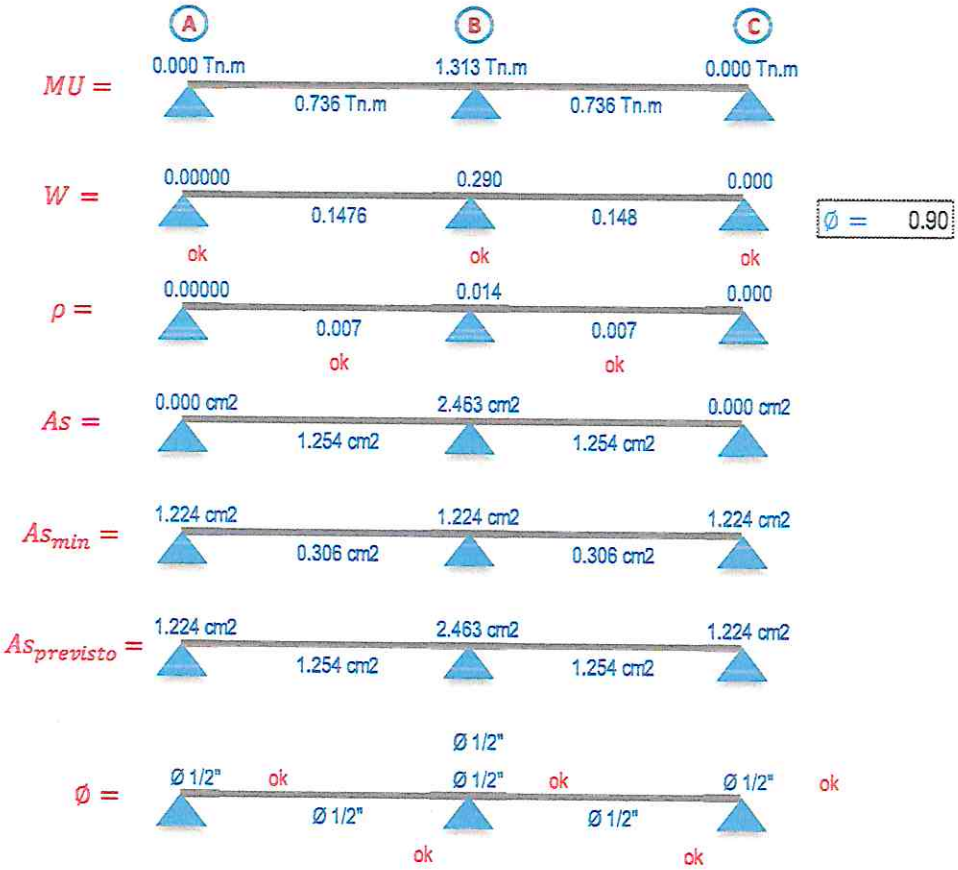




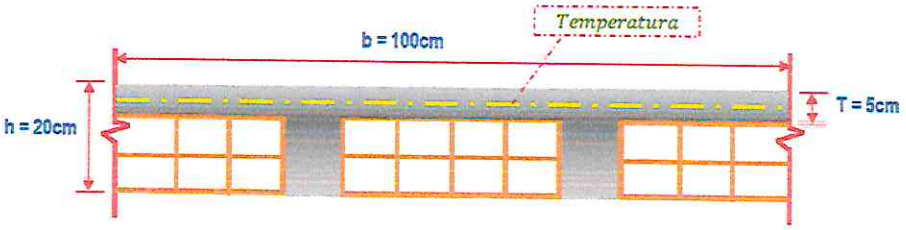
Wilfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002625



b. Refuerzo por temperatura



$As_{min} = 0.0018 * b * T$ 0.0018 * 100 * 5 = 0.90cm2

*Considerando siempre Ø 1/4"

$\#Barras = \frac{As_{min}}{As_b}$ $\frac{0.90cm2}{0.32cm2}$ = 3 Ø1/4

$S_{max} = S * T$ 5 * 5 = 25 cm

$S_{\phi} = \frac{b}{\#Barras}$ $\frac{100\ cm}{3}$ = 33 cm

→ usaremos: Ø 1/4" @ 25cm

Wilfredo Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

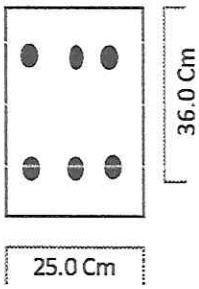
Luis Teofilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

-002624

7.3 Diseño de Vigas

a. Diseño por flexión

ANALISIS Y DISEÑO EN FLEXIÓN DE VIGAS



F_y =	4,200 Kg/cm^2	ϕ flexión = 0.9	
F_c =	210 Kg/cm^2	1.2*Mcr =	231862 kg-cm
b =	25 cm		
h =	40 cm		
r =	4 cm		
fr =	29 Kg/cm2		
Ig =	133,333 cm^4		
Yt =	20 cm		
Mcr =	193,218 kg-cm		
Mcr	2 Ton-m		

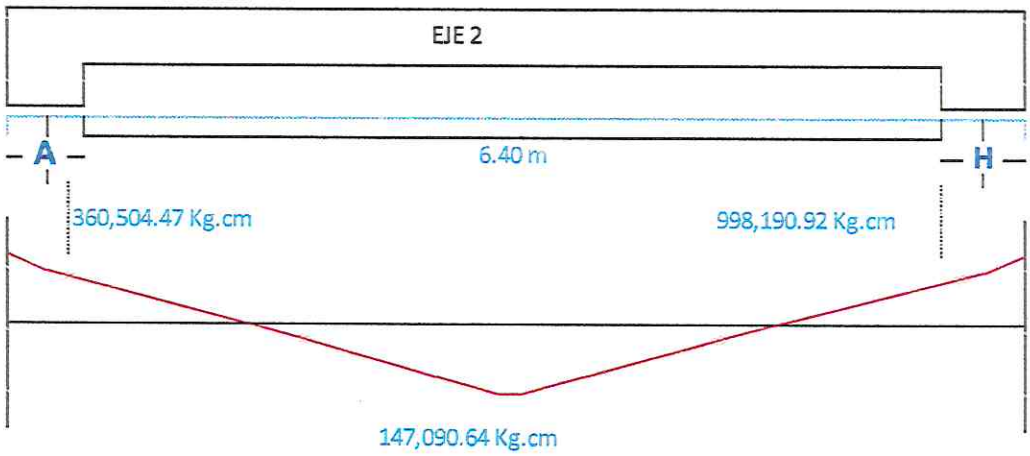
10.5 REFUERZO MÍNIMO EN ELEMENTOS SOMETIDOS A FLEXIÓN

10.5.1 En cualquier sección de un elemento estructural - excepto en zapatas y losas macizas - sometido a flexión, donde por el análisis se requiera refuerzo de acero en tracción, el área de acero que se proporcione será la necesaria para que la resistencia de diseño de la sección sea por lo menos 1,2 veces el momento de agrietamiento de la sección bruta Mcr ($\phi Mn \geq 1{,}2\ Mcr$), donde:

$$Mcr = \frac{fr\ Ig}{Yt} \qquad fr = 0.62\sqrt{f'c}$$

10.5.2 El área mínima de refuerzo por tracción de las secciones rectangulares y de las secciones T con el ala en compresión, no será menor de:

$$As\min = \frac{0.22\sqrt{f'c}}{fy}\ bw\ d \qquad (10\text{-}3)$$



As= $\rho * b * d$

$$\rho = W * \frac{f'C}{fy} \qquad W = \frac{\emptyset - \sqrt{\emptyset^2 - 4 * 0.59 * \emptyset * K_u}}{2 * 0.59 * \emptyset}$$

Asmin= $\rho min * b * d$

$$\rho_{min} = 0.7 * \frac{\sqrt{f'C}}{fy} \qquad K_u = \frac{M_U}{f'c * b * d^2}$$

Wilfredo J Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP- 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002623

ANALISIS DE ACERO EN VIGA

M_U	360,504.47	257,624.48	998,190.92
b	25.00	25.00	25.00
d	36.00	36.00	36.00
ϕ	0.90	0.90	0.90
K_U	0.05298	0.03786	0.14671
W	0.06107	0.04317	0.18270
ρ	0.00305	0.00216	0.00914
ρ_{min}	0.00242	0.00242	0.00242
A_s	2.75	1.94	8.22
$A_{s\,min}$	2.17	2.17	2.17
$A_{s\,sel.}$	2.75	2.17	8.22

Alternativa 1: $A_{S\ 5/8} = 1.98\ cm^2$

Ø	1.39	1.10	4.15
5/8"	2 Barillas	2 Barillas	4 Barillas

: $A_{S\ 1/2} = 1.27\ cm^2$

Ø	-0.96	-1.41	0.24
1/2"	1 Barillas	1 Barillas	1 Barillas

Acero asumido en los planos

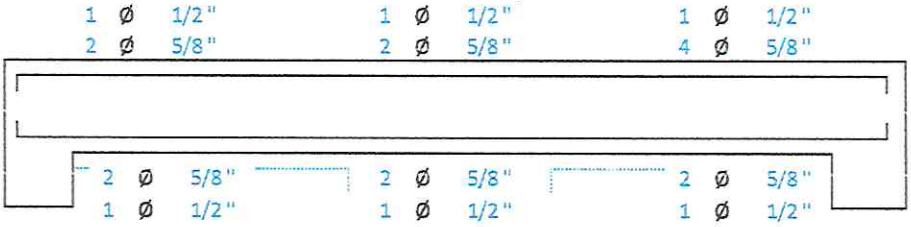
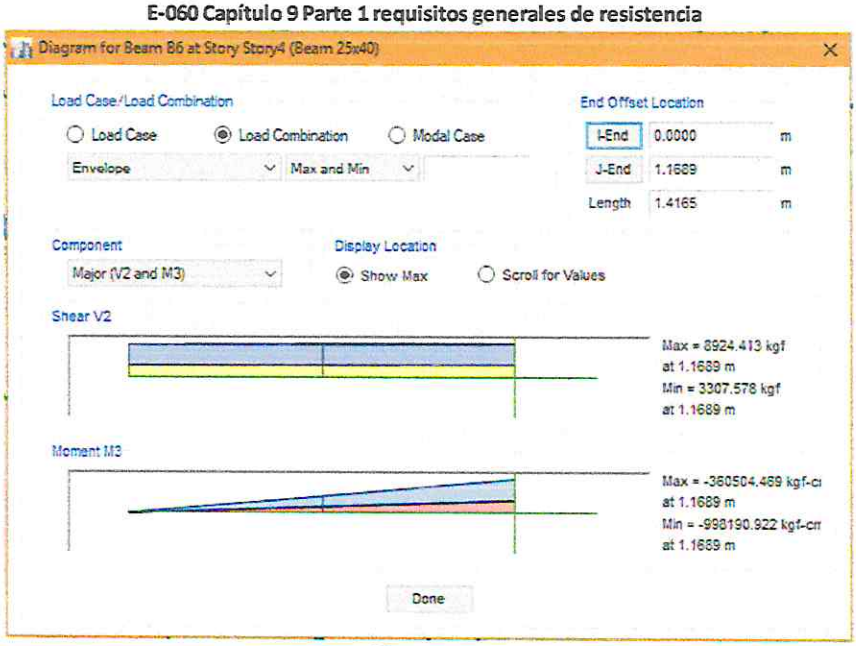


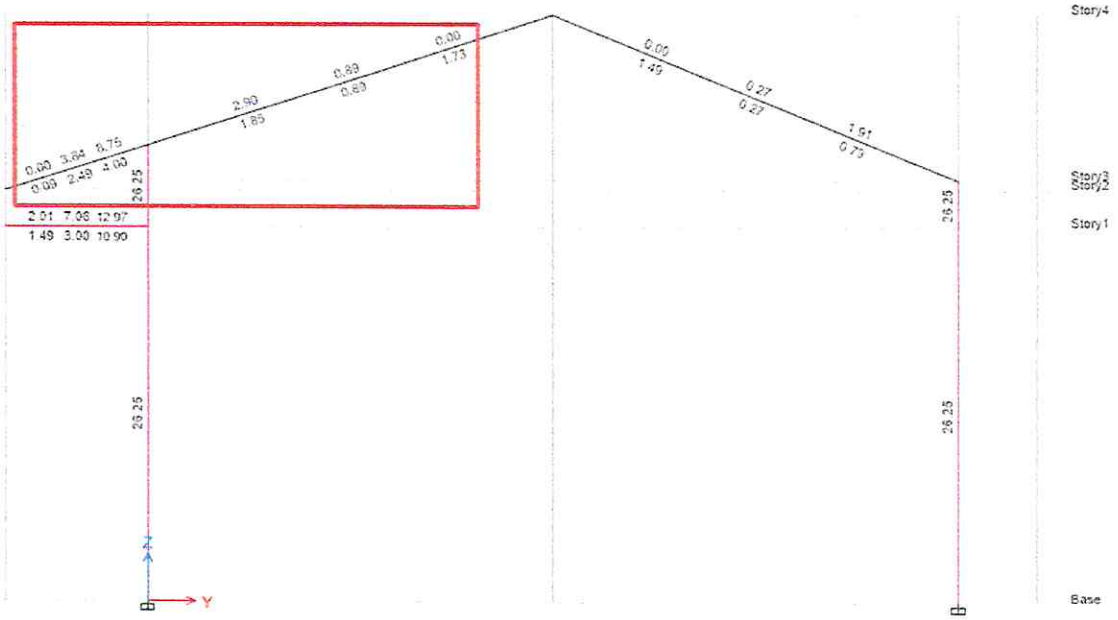
Diagrama de Esfuerzos (Momentos),Fue Obtenido Con la Combinacion de Carga de E-060 Capítulo 9 Parte 1 requisitos generales de resistencia



Wilfredo Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002622



comparacion de resulatados:

Comparacion de Resulatados Obtenidos del Programa Etabs y del Diseño en esta Hoja:

	Acero (-) cm2	Acero (+) cm2	Acero (-) cm2
Hoja	2.75	2.17	8.22
Etabs	3.84	2.49	8.75
Plano	5.23	5.23	9.18

Se concluye que los resultados son similares por lo que por eficiencia se tomara en cuenta los resultados obtenidos en el programa Etabs, manteniendonos dentro del marco normativo.

Para el Dibujo de Planos se Considero lo siguiente y la tabla de la hoja "Grafica y datos"; ademas se trato de uniformizar para una mejor, facil y rapido proceso constructivo

7.11 REFUERZO TRANSVERSAL PARA ELEMENTOS A FLEXIÓN

7.11.1 El refuerzo en compresión en vigas debe confinarse con estribos que cumplan las limitaciones de tamaño y espaciamiento de 7.10.5 o bien con un refuerzo electrosoldado de alambre de un área equivalente. Los estribos deben colocarse a lo largo de toda la distancia donde se requiera refuerzo en compresión.

7.11.2 El refuerzo transversal para elementos de pórticos sometidos a esfuerzos de torsión o a esfuerzos reversibles de flexión en los apoyos debe consistir en estribos cerrados o espirales colocados alrededor del refuerzo de flexión.

7.11.3 Los estribos cerrados se deben formar de una sola pieza con sus ganchos extremos colocados superpuestos abrazando la misma barra longitudinal, o se deben formar de una o dos piezas unidas mediante un empalme por traslape Clase B (longitud de traslape de 1,3 ℓd) o anclándolas de acuerdo con 12.13.

Wilfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

7.10.5.3 Los estribos deben disponerse de tal forma que cada barra longitudinal de esquina y cada barra alterna tenga apoyo lateral proporcionado por la esquina de un estribo con un ángulo interior no mayor de 135° y ninguna barra longitudinal esté separada a más de 150 mm libres de una barra apoyada lateralmente. Cuando las barras longitudinales estén localizadas alrededor del perímetro de un circulo, se permite el uso de un estribo circular completo.

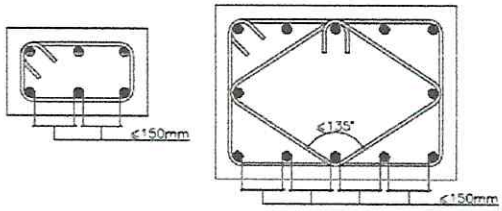
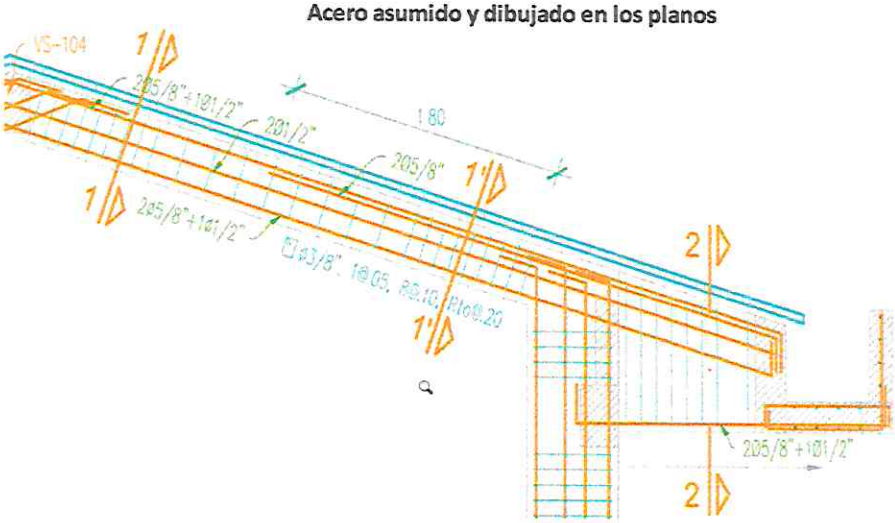
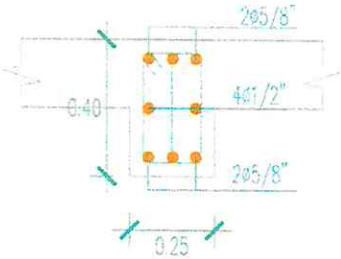


Fig. 7.10.5.3 Separación máxima de barras sin apoyo lateral.

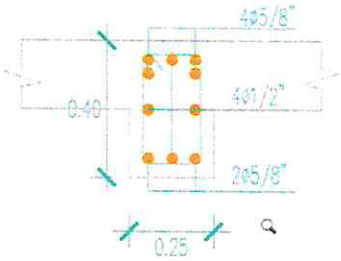
Acero asumido y dibujado en los planos





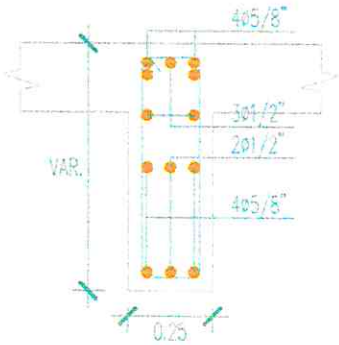
CORTE 1 - 1

□ø 3/8": 1@ 0.05, 8@0.10, R@0.20



CORTE 1' - 1'

□ø 3/8": 1@ 0.05, 8@0.10, R@0.20



CORTE 2 - 2

□ø 3/8": 1@ 0.05, 8@0.10, R@0.20

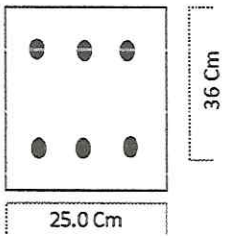
Vulfrano Quintanilla Ito
INGENIERO CIVIL
CIP. 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

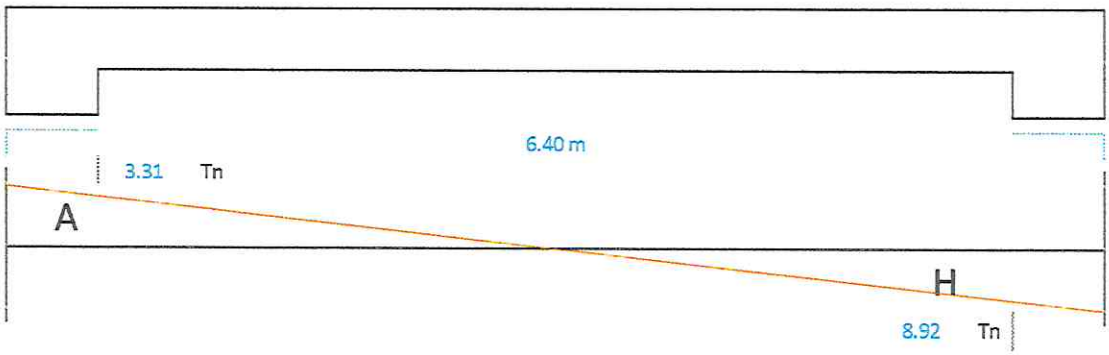
002620

b. Diseño por cortante

ANALISIS DE CORTE EN VIGAS



F_y = 4,200 Kg/cm²
F_c = 210 Kg/cm²
b = 25 cm
h = 40 cm
r = 4 cm



Cortante actuante = 3.31 Tn.
Cortante nominal = 3.89 Tn.
V_n = 3,894.12 Kg

$$V_n = \frac{V_a}{0.85} = \frac{3.31}{0.85} = 3.89$$

Cortante actuante = 8.92 Tn.
Cortante nominal = 10.49 Tn.
V_n = 10,494.12 Kg

$$V_n = \frac{V_a}{0.85} = \frac{8.92}{0.85} = 10.49$$

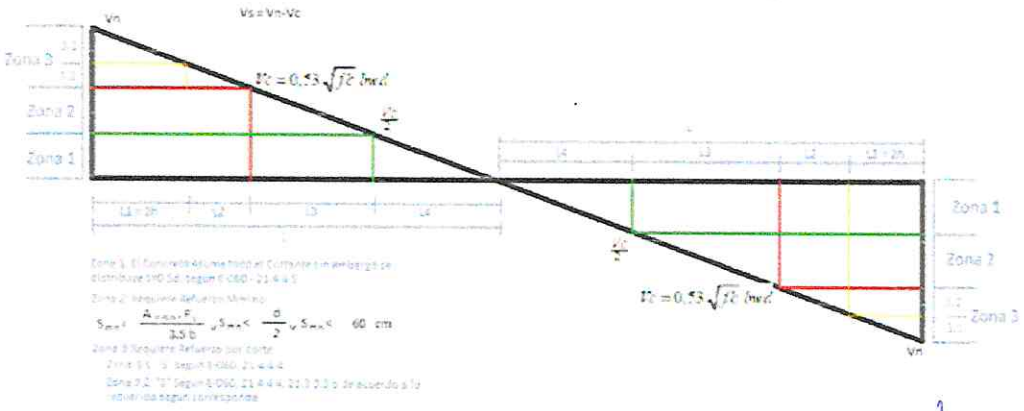
Resistencia del concreto al corte

V_c = 6,912.39 Kg. = 6.91 Tn.

$V_c = 0.53\,(f'c)^{1/2}.b.d =$ 0.53 (210)$^{1/2}$ (25) (36) = 6,912.39

Cortante asumido por el estribo (V_s)
$V_s = V_n - V_c =$ -3.02 Tn.

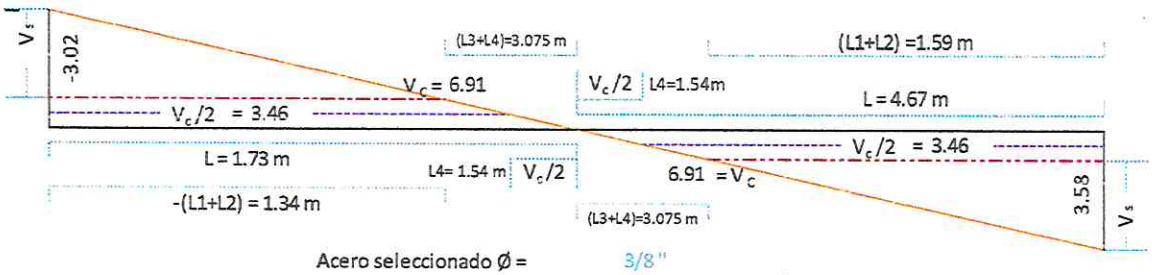
Cortante asumido por el estribo (V_s)
$V_s = V_n - V_c =$ 3.58 Tn.



Wilfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002619



Acero seleccionado Ø = 3/8"

Area de acero del estribo (A_V) = 0.71 cm^2

Area de acero minimo ($A_{V\,min}$) = 1.43 cm^2

1) Zona 1 si $V_n \leq V_c/2$

En la zona 1 no se requiere estribos. Pero por E-060-21.4.4.5

@: 18

N°: 17.1

2) Zona 2

Si $V_c \geq V_n \geq V_c/2$

$$S_{min} = \frac{A_{V\,min} \cdot F_y}{3.5\,b} \quad \wedge \quad S_{min} < \frac{d}{2} \quad \wedge \quad S_{min} < 60 \text{ cm}$$

68.41 cm ^ 18.0 cm ^ 60.0 cm

2*L3= 1.725 @: 18.0

N°: 10 no existe zona 2

3) Zona 3

3.1) Zona 3.1 L1 = 2h= 0.80 m

si $1.06\,(f'c)^{1/2}\,b\,.d \geq V_S > 0$

$$S = \frac{A_V \cdot F_V \cdot d}{V_S} \quad \wedge \quad S = \frac{d}{4} \quad \wedge \quad S = 30\text{ cm}$$

13.82 Tn. ≥ -3.02 Tn. > 0.00 Tn.

no existe zona 3.1

S_1 =	5.0	≈	5.0	cm ;	ΣS =	0.05	m ;	V_{S1} =	-3.13	S_1 =	5.0	≈	5.0	cm ;	ΣS =	0.05	m ; V_{S1} = 3.47
S_2 =	15.0 cm	≈	10.0	cm ;	ΣS =	0.15	m ;	V_{S2} =	-3.36	S_2 =	15.0 cm	≈	10.0	cm ;	ΣS =	0.15	m ; V_{S2} = 3.24
S_3 =	15.0 cm	≈	10.0	cm ;	ΣS =	0.25	m ;	V_{S3} =	-3.58	S_3 =	15.0 cm	≈	10.0	cm ;	ΣS =	0.25	m ; V_{S3} = 3.02
S_4 =	15.0 cm	≈	10.0	cm ;	ΣS =	0.35	m ;	V_{S4} =	-3.81	S_4 =	15.0 cm	≈	10.0	cm ;	ΣS =	0.35	m ; V_{S4} = 2.79
S_5 =	15.0 cm	≈	10.0	cm ;	ΣS =	0.45	m ;	V_{S5} =	-4.03	S_5 =	15.0 cm	≈	10.0	cm ;	ΣS =	0.45	m ; V_{S5} = 2.57
S_6 =	15.0 cm	≈	10.0	cm ;	ΣS =	0.55	m ;	V_{S6} =	-4.25	S_6 =	15.0 cm	≈	10.0	cm ;	ΣS =	0.55	m ; V_{S6} = 2.35
S_7 =	15.0 cm	≈	10.0	cm ;	ΣS =	0.65	m ;	V_{S7} =	-4.48	S_7 =	15.0 cm	≈	10.0	cm ;	ΣS =	0.65	m ; V_{S7} = 2.12
S_8 =	15.0 cm	≈	10.0	cm ;	ΣS =	0.75	m ;	V_{S8} =	-4.70	S_8 =	15.0 cm	≈	10.0	cm ;	ΣS =	0.75	m ; V_{S8} = 1.90
S_9 =	15.0 cm	≈	10.0	cm ;	ΣS =	Z-3.2	m ;	V_{S9} =	Z-3.2	S_9 =	15.0 cm	≈	10.0	cm ;	ΣS =	0.85	m ; V_{S9} = Z-3.2
S_{10} =	Z-3.2	≈	10.0	cm ;	ΣS =	#####	m ;	V_{S10} =	#####	S_{10} =	Z-3.2	≈	10.0	cm ;	ΣS =	0.95	m ; V_{S10} = Z-3.2
S_{11} =	########	≈	10.0	cm ;	ΣS =	#####	m ;	V_{S11} =	#####	S_{11} =	Z-3.2	≈	10.0	cm ;	ΣS =	1.05	m ; V_{S11} = Z-3.2
S_{12} =	########	≈	10.0	cm ;	ΣS =	#####	m ;	V_{S12} =	#####	S_{12} =	Z-3.2	≈	10.0	cm ;	ΣS =	1.15	m ; V_{S12} = Z-3.2
S_{13} =	########	≈	10.0	cm ;	ΣS =	#####	m ;	V_{S13} =	#####	S_{13} =	Z-3.2	≈	10.0	cm ;	ΣS =	1.25	m ; V_{S13} = Z-3.2

13.82 Tn. ≥ 3.58 Tn. > 0.00 Tn.

existe zona 3.1

Wilfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP- 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

3.2) Zona 3.2

Asume: NO-LA ZONA 3.1 ASUME TODA LA ZONA 3

3.2) Zona 3.2.1

$$\text{Si } 2.12\,(f'c)^{1/2}\,b\,.d \geq V_s > 1.06\,(f'c)^{1/2}\,b\,.d$$

$$S = \frac{A_V\,.\,F_Y\,.d}{V_s} \quad \wedge \quad S = \frac{d}{4} \quad \wedge \quad S = 30\text{ cm}$$

27.6495 Tn. ≥ -3.02 Tn. > 13.82 Tn.
no existe zona 3.2

27.6495 Tn. ≥ 3.58 Tn. > 13.82 Tn.
no existe zona 3.2

4) Limitante

$$\text{Si } V_s > 2.12\,(f'c)^{1/7}\,b\,.d\text{ ; redimensionar}$$

-3.02 Tn. > 27.6495 Tn. correcto

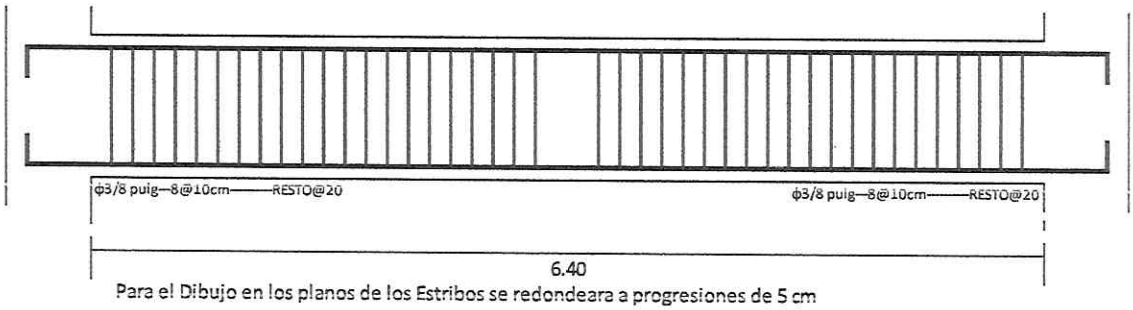
3.58 Tn. > 27.6495 Tn. correcto

(num. 11.5.7.9) En ningún caso se debe considerar Vs mayor que $2.1\sqrt{f'c}\ bwd$

Distribucion de Estribos:

ϕ3/8 pulg---8@10cm----------RESTO@20

ϕ3/8 pulg---8@10cm----------RESTO@20



Para el Dibujo en los planos de los Estribos se redondeara a progresiones de 5 cm

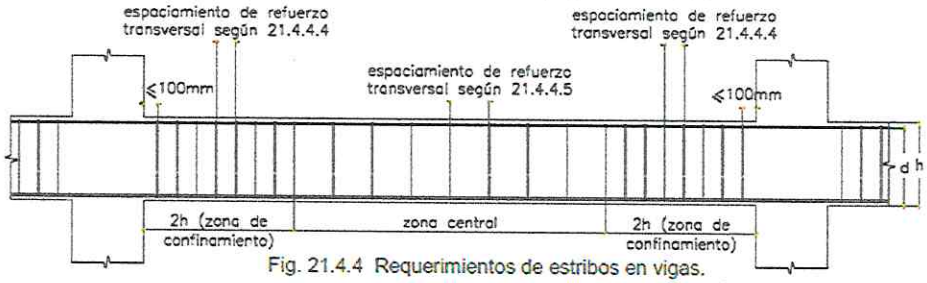


Fig. 21.4.4 Requerimientos de estribos en vigas.

Para la distribución de estribos se consideró las siguientes recomendaciones, según el artículo 21 (Norma E.060).

Wilfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP- 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

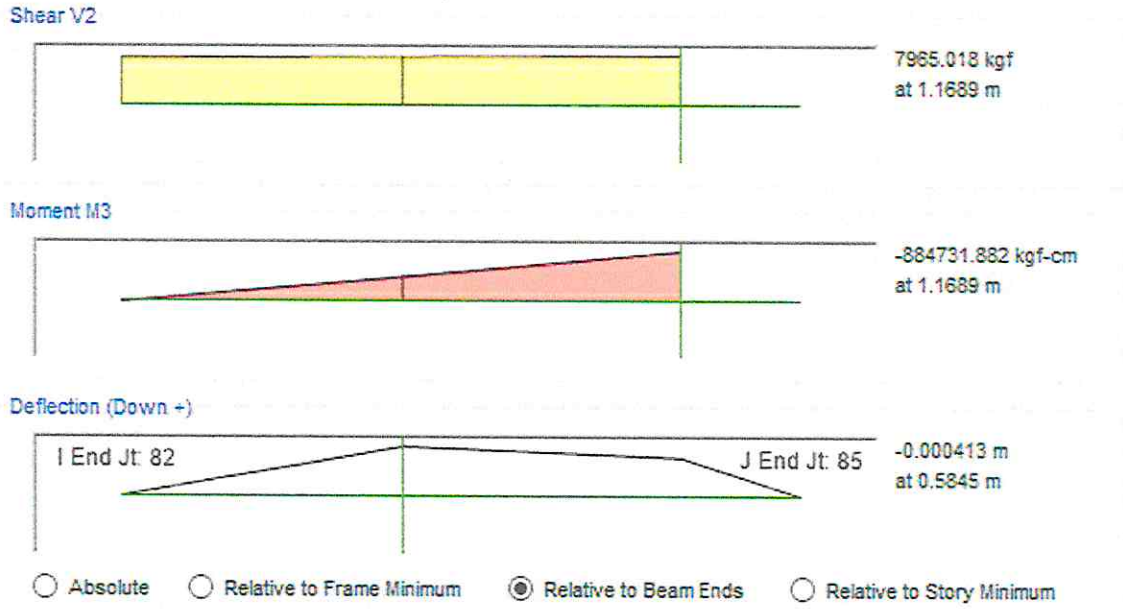
002617

21.4.4.4 En ambos extremos del elemento deben disponerse estribos cerrados de confinamiento en longitudes iguales a dos veces el peralte del elemento medido desde la cara del elemento de apoyo hacia el centro de la luz. El primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de 100 mm de la cara del elemento de apoyo. Los estribos serán como mínimo de 8 mm de diámetro para barras longitudinales de hasta 5/8" de diámetro, de 3/8" para barras longitudinales de hasta 1" de diámetro y de 1/2" para barras longitudinales de mayor diámetro. El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder del menor de (a), (b), (c) y (d):

(a) $d/4$, pero no es necesario que el espaciamiento sea menor de 150 mm;
(b) Diez veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro;
(c) 24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento;
(d) 300 mm.

21.4.4.5 Los estribos deben estar espaciados a no más de $0{,}5d$ a lo largo de la longitud del elemento. En todo el elemento la separación de los estribos, no deberá ser mayor que la requerida por fuerza cortante.

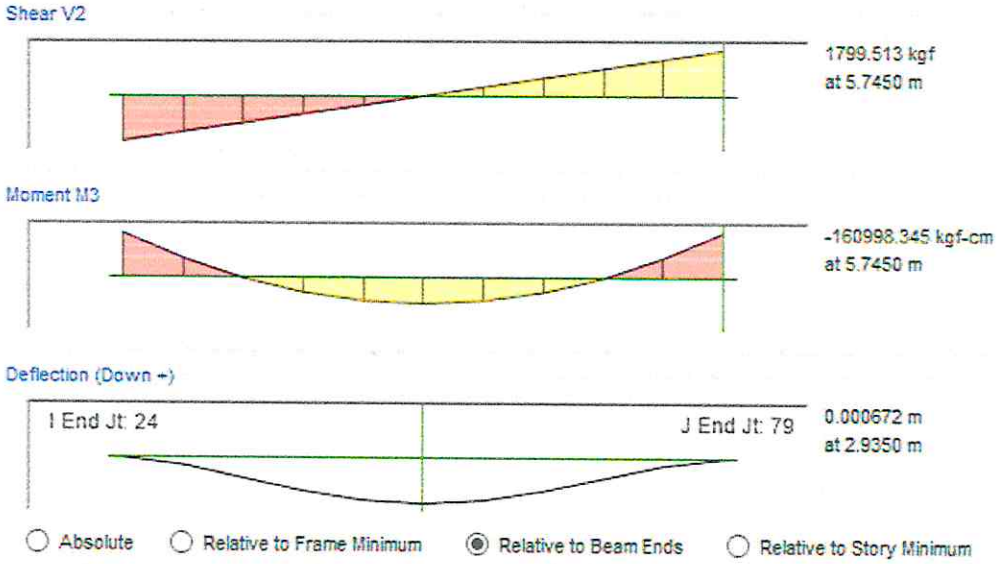
c. Cálculo de deflexiones



Wilfredo Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teofilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002616



7.4 Diseño de Columnas

a. Diseño por flexo-compresión

Wilfredo Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

DIAGRAMA DE INTERACCION PARA COLUMNAS

Columna: **C - 7 T** Nivel: **1° Y TECHO**

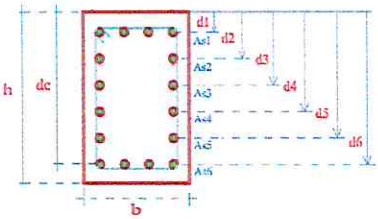
Norma: ACI 318-02

Factor de Reduccion
según RNE E-060 CAP9.3.

si $Pu > 0.1f_c'A_g$
$\phi = 0.70$ (para columnas Estribadas)
si $Pu \le 0.1f_c'A_g$
$\phi = 0.90 - \frac{2P_u}{f_c'A_g} \ge 0.70$ (para columnas Estribadas)

Datos:

b=	70	cm
h=	60	cm
f'c=	210	Kg/cm2
fy=	4200	Kg/cm2
Es=	2.E+06	Kg/cm2
Pu=	43.22	Tn
Mu=	12.71	Tn-m



Datos de Refuerzo en la Columna:

Datos	d	A1		A2		A3		A1+A2
Acero	cm	#	f	#	f	#	f	cm²
As1	5.00	2	5/8					3.96
As2	22.50	2	5/8					3.96
As3	40.00	2	5/8	2	3/4			9.66
As4	55.00	2	5/8	2	3/4			9.66
As5	0.00							0.00
As6	0.00							0.00

Ast= 27.236 cm2 r= 0.006

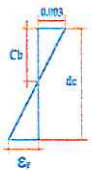
a) Condicion de Carga Concentrica

$$P_{no} = 0.85f'_c(A_g - A_{st}) + A_{st}f_y$$

$$A_g = bh$$

Ag= 4200 cm2
Pno= 859.23 Tn

b) Condicion Balanceada



55.00

e_y= 0.0021

Cb= 32.35

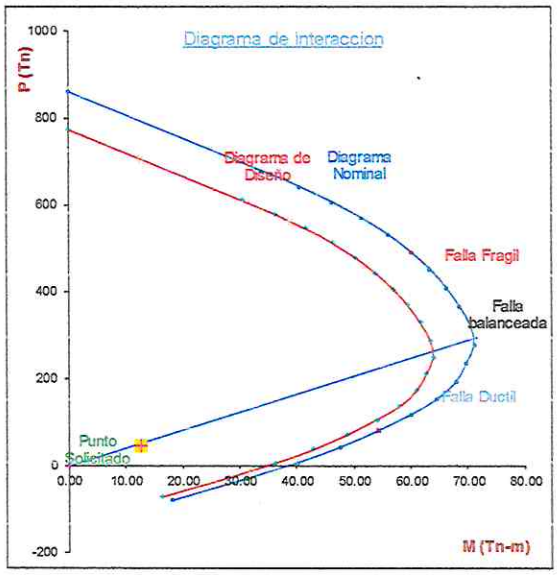
$$f_{si} = 0.003 \times E_s \times \frac{(c - d_i)}{c}$$

#	fs	Ps (Tn)	Brazo (m)	M(Tn-m)
fs1	4200	16.63	0.25	4.156585
fs2	1827.273	7.23	0.08	0.542515
fs3	-1418.18	-13.70	-0.10	1.369838
fs4	-4200	-40.588268	-0.25	10.14207
fs5	4200	0	0.30	0
fs6	4200	0	0.30	0
Cc		323.40	0.170588	55.16824
	Pn=	292.99	Mn=	71.37924

c) Calculo de puntos haciendo Variar "C":

Factor de reduccion:
f= 0.90 Columnas Con Estribos

C	Pn	Mn
cm	Tn	Tn m
3.10	-81.33	18.22
6.20	-31.19	31.16
9.30	6.18	40.13
12.40	40.36	47.53
15.50	79.16	54.29
18.60	116.44	59.93
21.70	151.53	64.54
24.80	190.64	67.79
27.90	234.41	69.70
31.00	275.62	71.01
34.10	320.02	70.41
37.20	365.77	68.45
40.30	409.25	66.10
43.40	450.94	63.27
46.50	491.21	59.90
49.60	530.31	55.96
52.70	568.46	51.40
55.80	605.82	46.21
58.90	642.50	40.35
62.00	678.62	33.83



MUR = ΦMn Φ = 0.9 Según indica la norma E-060
MUR = 64.2413 Tn-m

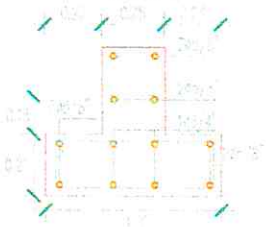
MUR > Mu El acero colocado en la columna mostrada tiene la capacidad de soportar la solicitud.
MUR < Mu El acero colocado en la columna mostrada no tiene la capacidad de soportar la solicitud.

MUR = 64.2413 Tn-m
Mu= 12.71 Tn-m

MUR > Mu ok
El refuerzo colocado en la columna mostrada tiene la capacidad de soportar la solicitud

Cuantía:
RNE E-060 para elementos en flexocompresión (columnas). La cuantía de refuerzo longitudinal no será menor que 1% ni mayor que 6%. Cuando la cuantía exceda de 4% los planos deberán incluir detalles constructivos de la armadura en la unión viga - columna.

C - 7 T



A = 2625 cm2
Φ = 27.2 cm2
ρ = 1.04 % ok

Wilfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002614

b. Diseño por cortante

Para la distribución de estribos en columnas se consideró las siguientes recomendaciones, según el artículo 21 (Norma E.060).

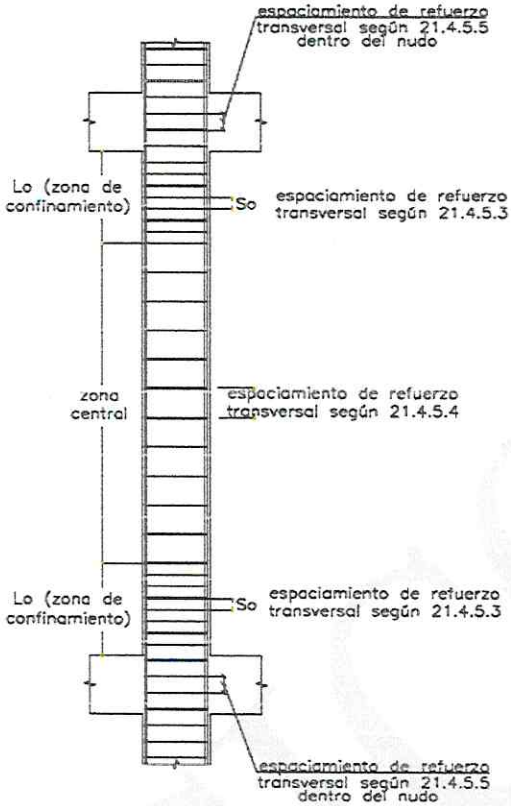


Fig. 21.4.5 Requerimientos de estribos en columnas

21.4.5.2 Las columnas que se refuercen con espirales deben cumplir con 7.10.4 y 10.9.3 y cuando se usen estribos deberán cumplir con 21.4.5.3 a 21.4.5.5.

21.4.5.3 En ambos extremos del elemento debe proporcionarse estribos cerrados de confinamiento con un espaciamiento *So* por una longitud *Lo* medida desde la cara del nudo. Los estribos serán como mínimo de 8 mm de diámetro para barras longitudinales de hasta 5/8" de diámetro, de 3/8" para barras longitudinales de hasta 1" de diámetro y de 1/2" para barras longitudinales de mayor diámetro.

El espaciamiento *So* no debe exceder al menor entre (a), (b) y (c):

(a) Ocho veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro;
(b) La mitad de la menor dimensión de la sección transversal del elemento;
(c) 100 mm.

La longitud *Lo* no debe ser menor que el mayor entre (d), (e) y (f):

(d) Una sexta parte de la luz libre del elemento;
(e) La mayor dimensión de la sección transversal del elemento;
(f) 500 mm.

Wilfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

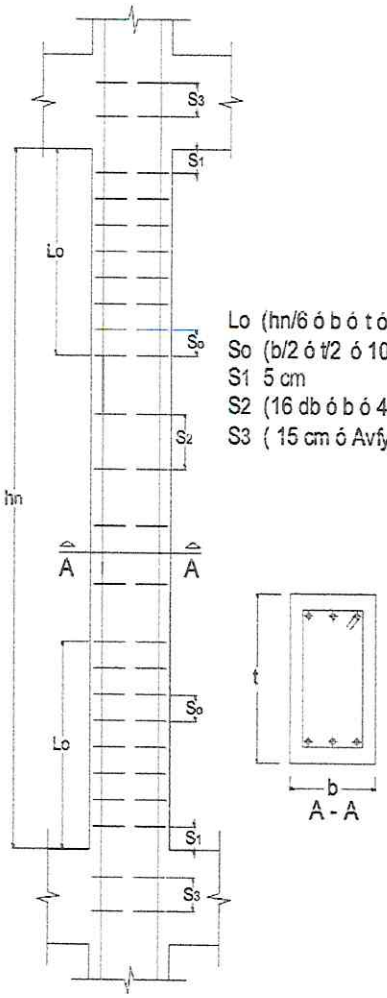
002613

21.4.5.4 Fuera de la longitud *Lo*, el espaciamiento del refuerzo transversal debe cumplir con 7.10 y 11.5.5.1. En todo el elemento la separación de los estribos, no será mayor que la requerida por fuerza cortante ni de 300 mm.

21.4.5.5 El refuerzo transversal del nudo debe estar de acuerdo con 11.11.2. El espaciamiento no debe exceder de 150 mm.

ESPACIAMIENTOS MÁXIMOS EN EL DISEÑO POR CORTANTE CON SISMO EN COLUMNAS

PISO **1°** TIPO **C-1 T**



Lo (hn/6 ó b ó t ó 45 cm)
So (b/2 ó t/2 ó 10 cm)
S1 5 cm
S2 (16 db ó b ó 48dbestribo ó 30 cm)
S3 (15 cm ó Avfy/7b ó Avfy/7t)

DATOS:

hn = 3.55 m
b = 25 cm
t = 70 cm
db = 1.59 cm
db = 0.95 cm

CALCULOS:

Lo =	59.17	25.00	45.00	70.00
USAR: Lo =	70.00 cm			
So =	12.70	35.00	10.00	
USAR: So =	10.00 cm			
S2 =	25.41	45.60	25.00	30.00
USAR: S2 =	25.00 cm			
S3 =	15.00	34.08	12.17	
USAR: S3 =	12.17 cm			

POR LO TANTO USAR ESTRIBOS A:

Ø 3/8"; 1 @ 0.05 m
7 @ 0.10 m
r @ 0.25 m

ENCUENTRO VIGA-COLUMNA
Ø 3/8"; 0.13 m

Wilfredo Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002612

7.5 Diseño de albañilería

PROPIEDADES DE LA SECCION

L (cm)	h (cm)	t (cm)	A (cm2)	S (cm3)	I (cm3)
680.00	290.00	23.00	15640	1772533	602661333

# Paños	Nc	Lm (cm)
2.00	3.00	320.00

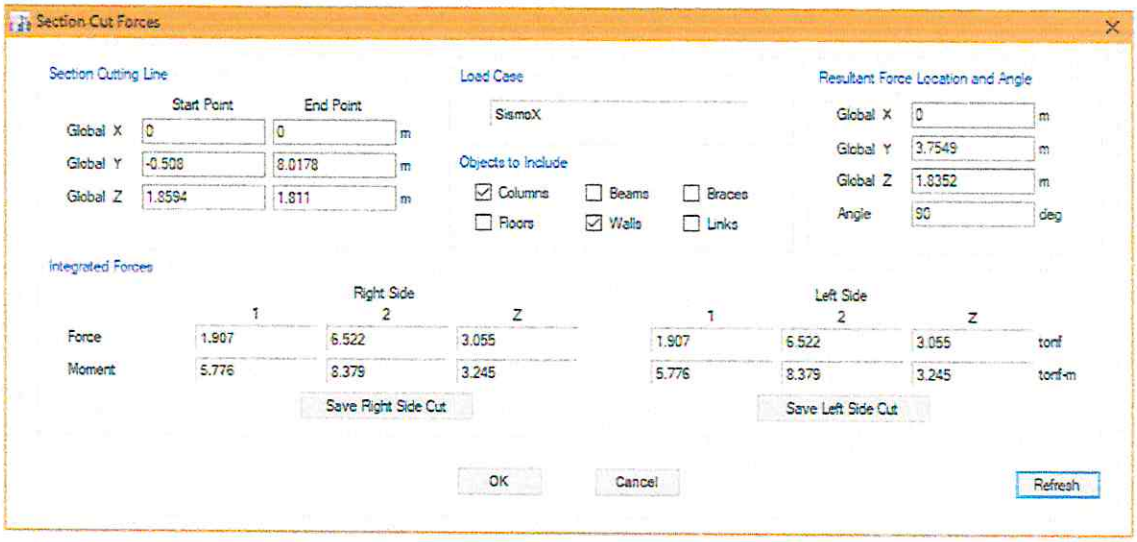
Tipo de ladrillo de arcilla a usar: King Kong Industrial

fb (Kg/cm2)	fm (Kg/cm2)	υ'm(Kg/cm2)	f'c (Kg/cm2)	fy (Kg/cm2)
145.00	65.00	8.10	210.00	4200.00

Em(Kg/cm2)	Gm(Kg/cm2)	Ec (Kg/cm2)	Es (Kg/cm2)
32500.00	13000.00	217370.65	2000000.00

MOMENTOS FLECTORES Y FUERZAS CORTANTES

La cargas actuantes se distribuyeron de manera adecuada, para la determinación de cargas actuantes. Se ingresan las cargas al programa ETABS para obtener la envolvente de las fuerzas ultimas de diseño que se muestran a continuación.



FUERZAS CORTANTE (Kg) y MOMENTOS (Kg-m) DEBIDO AL SISMO

Wilfredo Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002611

Section Cut Forces

Section Cutting Line

	Start Point	End Point	
Global X	0	0	m
Global Y	-0.4572	8.1194	m
Global Z	1.436	1.5247	m

Load Case: CM

Objects to Include: ☐ Columns ☐ Beams ☐ Braces ☐ Floors ☑ Walls ☐ Links

Resultant Force Location and Angle

Global X	0	m
Global Y	3.9311	m
Global Z	1.4904	m
Angle	90	deg

Integrated Forces

	Right Side 1	Right Side 2	Right Side Z	Left Side 1	Left Side 2	Left Side Z	
Force	0.922	-0.016	2.832	-0.922	0.016	-2.832	tonf
Moment	0.002	2.004	0.008	-0.002	-2.004	-0.008	tonf-m

Save Right Side Cut Save Left Side Cut

OK Cancel Refresh

PESO DEBIDO A CARGAS MUERTAS (Kg)

Section Cut Forces

Section Cutting Line

	Start Point	End Point	
Global X	0	0	m
Global Y	-0.6096	8.2524	m
Global Z	1.702	1.6577	m

Load Case: Live

Objects to Include: ☐ Columns ☐ Beams ☐ Braces ☐ Floors ☑ Walls ☐ Links

Resultant Force Location and Angle

Global X	0	m
Global Y	3.9214	m
Global Z	1.6798	m
Angle	90	deg

Integrated Forces

	Right Side 1	Right Side 2	Right Side Z	Left Side 1	Left Side 2	Left Side Z	
Force	0	0	0	0	0	0	tonf
Moment	0	0	0	0	0	0	tonf-m

Save Right Side Cut Save Left Side Cut

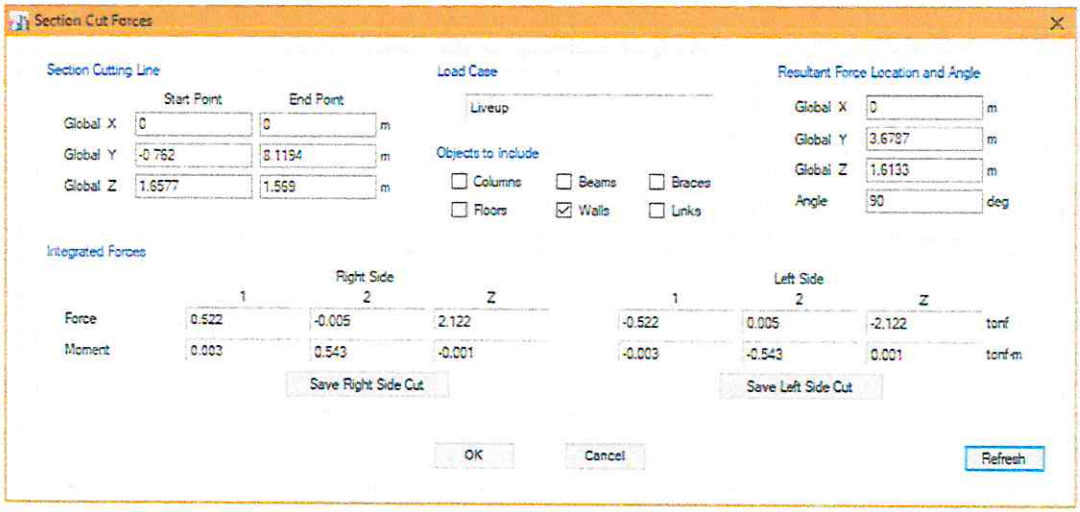
OK Cancel Refresh

PESO DEBIDO A CARGAS VIVAS (Kg)

Wilfredo Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP- 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002610



PESO DEBIDO A CARGAS VIVAS DE TECHO (Kg)

Cargas Actuantes

PD (Kg)	PL (Kg)	PLr (Kg)	Pm (Kg)	Pg (Kg)	V (Kg)	M (Kg-m)	Pcol (Kg)	Pu (Kg)
2832.00	0.00	2122.00	4954.00	3362.50	8623.00	4675.00	4603.00	3026.25

DISEÑO POR COMPRESION AXIAL

$$\sigma_m = \frac{P_m}{Lt} \leq 0.20\, f'm \left[1 - \left(\frac{h}{35t}\right)^2\right] \leq 0.15 f'm$$

Pm/Lt (Kg/cm2)	σm (Kg/cm2)	0.15 fm (Kg/cm2)	Revision
0.32	11.31	9.75	Ok

Diseño por compresion

Columna	Muro transversal	An (cm2)	An asumido (cm2)	Revision
Interior	no	390.18	544.00	Ok
Inicial	no	253.34	544.00	Ok
Final	no	253.34	544.00	Ok

Wilfredo Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teofilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

DISEÑO POR CORTE

$$V_m = 0.50\, \upsilon'_m\, \alpha\, t\, L + 0.23\, P_g$$

υ'm (Kg/cm2)	α	Vm (Kg/cm2)	υm (Kg/cm2)	Revision
8.10	1.00	64115.38	4.10	Ok

Fuerzas internas en columnas de confinamiento

	Fuerza Cortante Vc	Tracción T	Compresion C
Interior	7542.99	25041.82	-9068.66
Exterior	11314.48	0.00	4609.88

Area de concreto requerido por corte

	Acf (cm2)	Ac min (cm2)	Aci (cm2)
Interior	211.29	345.00	345.00
Exterior	316.93	345.00	345.00

Area de concreto proporcionado

	b (cm)	l (cm)	Ac (cm2)
Interior	25.00	40.00	1000.00
Inicial	25.00	40.00	1000.00
Final	25.00	40.00	1000.00

Area de acero requerido

	Asf (cm2)	Ast (cm2)	As min (cm2)	As (cm2)
Interior	2.64	7.01	10.00	10.00
inicio	3.96	0.00	10.00	10.00
Fin	3.96	0.00	10.00	10.00

Area de Acero Proporcionado

Tramo Inicial As [cm2]	Tramo Intermedio As [cm2]	Tramo final As [cm2]
4 Ø 5/8"	4 Ø 5/8"	4 Ø 5/8"
2 Ø 1/2"	2 Ø 1/2"	2 Ø 1/2"
10.54	10.54	10.54
Ok	**Ok**	**Ok**

REVISION POR FLEXOCOMPRESIÓN

ϕ	As requerido (cm2)	σu (Kg/cm2)	C	Revision
0.84	0.21	0.40	0.04	**Ok**

Wilfredo J Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002608

7.6 Diseño de la cimentación

DISEÑO DE ZAPATAS CONECTADAS

Datos generales :

P_{D1} =	11842.00	kg	Carga Muerta en columna 1 (columna exterior)
P_{L1} =	1865.00	kg	Carga Viva en columna 1 (columna exterior)
Ps_1 =	552.00	kg	Carga de Sismo en columna 1 (columna exterior)
M_{D1} =	346.00	kg-m	Momento Muerto en columna 1 (columna exterior)
M_{L1} =	0.42	kg-m	Momento Vivo en columna 1 (columna exterior)
Ms_1 =	4851.00	kg-m	Momento de sismo en columna 1 (columna exterior)
P_{D2} =	16020.00	kg	Carga Muerta en columna 2 (columna interior)
P_{L2} =	2675.00	kg	Carga Viva en columna 2 (columna interior)
P_{S2} =	933.00	kg	Carga de Sismo en columna 2 (columna interior)
M_{D1} =	2935.00	kg-m	Momento Muerto en columna 2 (columna interior)
M_{L1} =	533.00	kg-m	Momento Vivo en columna 2 (columna interior)
Ms_1 =	554.00	kg-m	Momento de sismo en columna 2 (columna interior)
L =	5.87	m	Distancia entre ejes de columnas
q_{adm} =	2.628	kg/cm^2	Esfuerzo admisible del suelo de cimentación
D_f =	1.50	m	Profundidad de desplante
γ_m =	1670	kg/m^3	Peso específic del suelo
γ_c =	2400	kg/m^3	Peso específico del concreto
S/C_{piso} =	250	kg/m^2	Sobecarga de piso
f'c =	210	kg/cm^2	Resistencia a la compresión del concreto
fy =	4200	kg/cm^2	Esfuerzo de fluencia del acero
b_{col1} =	25	cm	Base de la columna 1
t_{col1} =	60	cm	Peralte total de la columna 1
b_{col2} =	25	cm	Base de la columna 2
t_{col2} =	70	cm	Peralte total de la columna 2
f'c =	210	kg/cm^2	Resistencia a la compresión del concreto en columnas
fy =	4200	kg/cm^2	Esfuerzo de fluencia del acero en columnas
ϕ_{col} =	5/8"		Diametro del acero longitudinal de las columnas
Factor CM =	1.40		Factores de amplificación de cargas
Factor CV =	1.70		

Wilson Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

Dimensionamiento de la zapata:

*** Peralte requerido:**

ϕ_{bol} =	1.59	cm	
ℓ_{d1} =	37	cm	Longitud de desarrollo en compresión
ℓ_{d2} =	27	cm	
ℓ_d =	37	cm	
h_{req} =	47	cm	
h_c =	50	cm	Peralte total de zapata asumido
h_t =	100	cm	Altura de suelo

*** Area de las zapatas**

q_n = $\sigma_t - \gamma_m * h_t - \gamma_c * h_c$ - S/C Esfuerzo neto del terreno

q_n = 2.63 - 0.17 - 0.12 - 0.03

q_n = 2.32 . kg/cm^2

*** Zapata Exterior**

P_1 =	14259	kg
A_{req} =	6156.74	cm^2
m =	18.946	cm
B_{req} =	63	cm
L_{req} =	98	cm
Basum =	120	cm
Lasum =	120	cm
ℓ_{Bv} =	48	m
ℓ_{Lv} =	30	m
Area Total =	14400	cm

*** Zapata Interior**

P_2 =	19628	kg
A_{req} =	8475	cm^2
m =	24	cm
B_{req} =	72	cm
L_{req} =	117	cm
Basum =	120	cm
Lasum =	120	cm
ℓ_{Bv} =	48	m
ℓ_{Lv} =	25	m
Area Total =	14400	cm

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

Willy Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

002606

Verificación de Presiones σmax< σt:

$$PS = P_D + P_L + 0.8P_S \qquad MS = M_D + M_L + 0.8M_S$$

$$\sigma max = \frac{PS}{A} + \frac{MS \times C}{I} \qquad \sigma min = \frac{PS}{A} - \frac{MS \times C}{I}$$

*** Zapata Exterior**

En dirección X

PS=	14148.6	
MS=	4227.22	
A=	14400	
C=	60	
I=	664816.338	
σmax	1.364	SI CUMPLE
σmin	0.601	
e=	29.877	

En dirección Y

PS=	14148.6	
MS=	4227.22	
A=	14400	
C=	60	
I=	664816.338	
σmax	1.364	SI CUMPLE
σmin	0.601	
e=	29.877	

*** Zapata Interior**

En dirección X

PS=	19441.4	
MS=	3911.2	
A=	14400	
C=	60	
I=	221706.495	
σmax	2.409	SI CUMPLE
σmin	0.292	
e=	20.118	

En dirección Y

PS=	19441.4	
MS=	3911.2	
A=	14400	
C=	60	
I=	734114.583	
σmax	1.670	SI CUMPLE
σmin	1.030	
e=	20.118	

Wilber Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Alfredo Vásquez Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

Diseño de la Viga de Conexión

*** Diseño por flexión**

ϕ =	0.9		
M_U =	10752	kg - m	Momento último por excentricidad
L =	3.90	m	
b =	25	cm	
h =	60	cm	
r =	7	cm	
d =	53	cm	
As_{min} =	3.20	cm^2	
ρ_{max} =	0.01594		
As_{max} =	21.12	cm^2	
M_{Umax} =	34374	kg - m	
As_{req} =	5.65	cm^2	As negativo Usar 3 de 5/8" (106% de As)
As_{req} / 3 =	1.88	cm^2	
$As_{(+)}$ =	3.20	cm^2	As positivo Usar 2 de 5/8" (125% de As)

*** Diseño por corte**

ϕ =	0.85		
V_U =	2757	m	
Vc =	10177	kg	
ϕVc =	8650	kg	
Vs =	0	kg	NO requiere estribos
$\phi_{estribos}$ =	3/8"		
Av =	1.42	cm^2	
s_{min} =	68	cm	
s_{req} =	0	cm	
s =	68	cm	

Diseño de las Zapatas

*** Zapata Exterior**

P_U =	20191	kg	
q_U =	1.40	kg/cm^2	(Reacción neta del terreno)
h =	50	cm	
ϕ =	1/2"		
r =	7	cm	
d =	43.00	cm	(peralte efectivo promedio)

Wilfredo J Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teofilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 151471

002604

Chequeo por fuerza cortante

	S	L	
Vu =	757	0	kg
ϕ =	0.85	0.85	
Vc =	39631	39631	kg
ϕVc =	33686	33686	kg
Vu < ϕVc ?	Si	Si	

Chequeo por punzonamiento

Vu =	12420	kg
ϕ =	0.85	
βc =	2.40	
b_0 =	231	cm
$1.1(f'c)^{0.5} * b_0 d$ =	158337	kg
Vc =	142264	kg
ϕVc =	120924	kg
Vu < ϕVc ?	Si, Bien	

Diseño por flexión

	S	L	
ϕ =	0.9	0.9	
Mu =	189815	75716	kg-cm
As =	1.17	0.47	cm^2
As_{min} =	10.80	10.80	cm^2
ϕ =	1/2"	1/2"	
N_{barras} =	9	9	
Espaciam. =	13	13	cm

*** Zapata Interior**

P_U =	27722	kg	
q_U =	1.93	kg/cm^2	(Reacción neta del terreno)
h =	50	cm	
ϕ =	1/2"		
r =	10	cm	
d =	40.00	cm	(peralte efectivo promedio)

INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191671

Chequeo por fuerza cortante

	S	L	
Vu =	1733	0	kg
ϕ =	0.85	0.85	
Vc =	36866	36866	kg
ϕVc =	31336	31336	kg
Vu < ϕVc ?	Si	Si	

Chequeo por punzonamiento

Vu =	13957	kg
ϕ =	0.85	
βc =	2.80	
b_0 =	350	cm
$1.1(f'c)^{0.5}*b_0d$ =	223167	kg
Vc =	187229	kg
ϕVc =	159144	kg
Vu < ϕVc ?	Si, Bien	

Diseño por flexión

	S	L	
ϕ =	0.9	0.9	
Mu =	260615	72192	kg-cm
As =	1.73	0.48	cm^2
As_{min} =	10.80	10.80	cm^2
ϕ =	1/2"	1/2"	
N_{barras} =	9	9	
Espaciam. =	12	12	cm

Wilfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

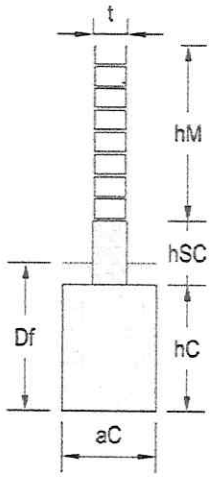
Luis Teófilo Cárdenas Sandoval
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

7.7 Diseño de cimiento corrido

DISEÑO DE CIMIENTOS

El analisis de la Cimientos se realiza con los datos existentes en planos arquitectonicos, considerando efectos de de carga Dinamica (Sismo), y se considero el estudio de suelos del mismo.

Altura del muro (hM)=	2.90	*m*
Altura de Sobrecimiento (hSC)=	0.90	*m*
Altura del Cimiento (hC)=	0.50	*m*
Ancho de Cimiento (aC)=	0.50	*m*
Altura de Sobrecimiento enterrado (s/c e)=	0.70	*m*
Ancho de muro (t)=	0.23	*m*
Peso especifico del suelo (γs)=	1,670	*Kg/m3*
Angulo de friccion del Suelo (ϕ)=	29.1	o
Coeficiente de friccion (f)=	0.500	
Peso especifico del muro (γm)=	1,800	*Kg/m3*
Peso especifico del concreto (γc)=	2,400	*Kg/m3*
Esfuerzo admisible del suelo segun EMS (σt)=	2.628	*Kg/cm2*
Profundidad de desplante (Df)=	1.200	*m*
Cimiento Excentrico=	SI	
Tipo de Muro=	Tabique	
Coeficiente C1=	0.8	
Zona Sismica=	2	
Coeficiente Z=	0.25	



CALCULO DE EMPUJES

A continuacion se muestra el calculo de empujes, el analisis se realiza para un muro de un metro de longitud

Ka	Kp	Ea (kg)	Ep (kg)
0.346	2.894	416	3480

CALCULO DE FACTOR DE SEGURIDAD ANTE EL DESLIZAMIENTO

	Ancho (m)	Alto (m)	γ (Kg/m3)	Peso (Kg)
Muro	0.23	2.90	1,800.00	1,201
Sobrecimiento	0.23	0.90	2,400.00	497
Cimiento	0.50	0.50	2,400.00	600
Suelo	0.27	0.7	1,670.0	316
			Total	**2,614**

Cs	Fr	Fa	FSD	FS Min	Revision
0.144	4787	793	6.04	1.50	**Ok**

Wilfredo Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP- 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002601

CALCULO DE FACTOR DE SEGURIDAD ANTE EL VOLTEO

	Peso (kg)	Hi (Kg)	di (m)	Mi (Kg-m)
Muro	1,201.00	172	2.85	491
Sobrecimiento	497.00	72	0.95	69
Cimiento	600.00	87	0.25	22
Suelo	316.00	46	0.85	40
Empuje Activo	103.00	416	0.40	167
			Total Ma	**789**

	Peso (kg)	ai (m)	Mi (Kg-m)
Muro	1,201.00	0.115	139
Sobrecimiento	497.00	0.115	58
Cimiento	600.00	0.115	69
Suelo	316.00	0.365	116
Empuje Activo	3,480.00	0.400	1,392
		Total Mr	**1,774**

Mr (Kg-m)	Ma (Kg-m)	FSD	FS Min	Revision
1774	789	2.25	2.00	Ok

VERIFICACION DE ESFUERZOS EN EL TERRENO

Mr (Kg-m)	Ma (Kg-m)	Peso (Kg)	Xa (m)	e (m)	e/6 (m)
1774	789	2614.00	0.377	**0.127**	**0.083**

La resultante se ubica fuera del tercio central

	Peso (kg)	Ancho (cm)	e (cm)	σ	σadm	Revision
σ1 (kg/cm2)	2,614	50.00	12.68	1.415	2.63	Ok
σ2 (kg/cm2)				0.000		Ok

Wilfredo Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 101471

002600

8. CONCLUSIONES Y COMENTARIOS.

- La estructuración principal propuesta para el Bloque A, cumple en su integridad con las verificaciones requeridas por la norma E.030 de Diseño Sismo Resistente.
- Los diseños estructurales del proyecto, cumplen en su integridad con los requerimientos y verificaciones de la norma E.060 de Concreto Armado y la norma E.070 Albañileria
- La validez del presente modelamiento, análisis, verificación y diseño estructural; dependerá de que, durante la ejecución del proyecto de estructuras, se respeten los materiales, dimensiones y refuerzo de los elementos suscritos en los planos de estructuras. En caso contrario se deberá realizar un nuevo modelamiento, análisis, verificación y diseño estructural, donde se implementen las modificaciones realizadas.
- La estructura es regular.
- La estructura no presenta irregularidad torsional, irregularidad por piso blando, irregularidad de planta.
- No es necesario escalar las fuerzas actuantes en la estructura.
- Luego de verificar los elementos estructurales, se concluye que la estructura soportará las solicitaciones a las cuales será sometida.
- En conclusión, la estructura del Bloque A es sismo resistente.

Wilber J. Ramos Rio
INGENIERO CIVIL
CIP. 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002599

MEMORIA DE CALCULO DE ESTRUCTURAS DE BLOQUE B

"MEJORAMIENTO DEL SERVICIO DE EDUCACIÓN EN LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA POLITÉCNICO INDUSTRIAL DEL DISTRITO DE MACUSANI, PROVINCIA DE CARABAYA – PUNO"

002598

"MEJORAMIENTO DEL SERVICIO DE EDUCACIÓN EN LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA POLITÉCNICO INDUSTRIAL DEL DISTRITO DE MACUSANI, PROVINCIA DE CARABAYA – PUNO"

MUNICIPALIDAD PROVINCIAL DE CARABAYA

MEMORIA DE CALCULO ESCTRUCTURAL BLOQUE B

PROYECTO: IES POLITÉCNICO INDUSTRIAL MACUSANI - Cód. Local: 018929 / Cód. Modular: 1308790

MACUSANI – CARABAYA – PUNO
2020

Wilfredo Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141892

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191671

002597

CONTENIDO

1. GENERALIDADES 3
1.1 Antecedentes 3
1.2 Ubicación 3
1.3 Objetivos 5
1.4 Alcances 5
1.5 Descripción de ambientes 5
1.6 Relación de planos 7
1.7 Descripción de los componentes estructurales 7
2. CONSIDERACIONES GENERALES DE DISEÑO 7
2.1 Marco normativo 7
2.2 Materiales 8
2.3 Condiciones de cimentación 9
2.4 Sobrecargas empleadas 9
2.5 Parámetros Sismorresistentes 10
2.6 Método de diseño 10
3. PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES 12
3.1 Pre dimensionamiento de los techos 12
3.2 Pre dimensionamiento de una viga 12
3.3 Pre dimensionamiento de una columna y/o placa 13
4. ANÁLISIS POR CARGAS DE GRAVEDAD 14
4.1 Modelo estructural 14
4.2 Metrado de cargas de una vigueta 19
4.3 Metrado de cargas de una viga 20
4.4 Metrado de cargas de una columna 20
4.5 Cargas de nieve 22
5. CARGAS DINAMICAS 22
5.1 Cargas de viento 22
5.2 Cargas de Sismo 23
6. ANÁLISIS SÍSMICO 29
6.1 Estimación del Peso (P) (Articulo 26, NTE E 030) 29
6.2 Periodo fundamental de vibración y masas participativas 29
6.3 Fuerza cortante estática en la base 32
a. Verificación de C/R 32
b. Determinación de la fuerza cortante estática en la base 33

Wilfredo J Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002596

6.4 Fuerza dinámica en la base 33

6.5 Fuerza Cortante Mínima, Factor de Escalamiento 34

6.6 Desplazamiento máximo en el último nivel, máximo desplazamiento de entrepiso y deriva máxima. 34

7. DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES 36

7.1 Resultados del análisis por cargas de gravedad y cargas sísmicas..... 36

7.2 Diseño de aligerados 44

7.3 Diseño de Vigas 47

7.4 Diseño de Columnas 55

7.5 Diseño de albañilería 59

7.6 Diseño de la cimentación 63

7.7 Diseño de cimiento corrido 69

8. CONCLUSIONES Y COMENTARIOS. 71

Wilfredo Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002595

1. GENERALIDADES

1.1 Antecedentes

La Institución Educativa "Politécnico Industrial Macusani" comenzó a funcionar el 04 de abril del año 2004 bajo la autorización de las autoridades educativas y municipales en ese entonces representando a la UGEL Carabaya como directora profesora Nancy ROSEL ANCLES. La institución ha sido creada por la comunidad de Jorge Chávez y el barrio del mismo nombre, para lo cual se constituyó un comité de gestión de la institución. Posteriormente , en el año 2006 fue reconocido como una Institución de gestión no estatal (Particular) reuniendo los mínimos requisitos, es por ello se autorizó su funcionamiento oficial con Resolución Director al N° 0060 de fecha 18 de enero de 2006 en donde se formaliza y se reconocen los grados primero y segundo, que funcionó durante el año 2004 y 2005 En el grafico siguiente se aprecia a mayor detalle los antecedentes e hitos relevantes con respecto a la Institución educativa del nivel secundario "Politécnico Industrial":

Figura 1: Render Volumétrico del Nuevo Proyecto.

2020		Se elabora el Proyecto de "MEJORAMIENTO DEL SERVICIO DE EDUCACIÓN EN LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA POLITECNICO INDUSTRIAL DEL DISTRITO DE MACUSANI, PROVINCIA DE CARABAYA – PUNO"

Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

1.2 Ubicación

El Proyecto de Inversión Pública: "MEJORAMIENTO DEL SERVICIO DE EDUCACIÓN EN LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA POLITECNICO INDUSTRIAL DEL DISTRITO DE MACUSANI, PROVINCIA DE CARABAYA – PUNO", se encuentra ubicado en:

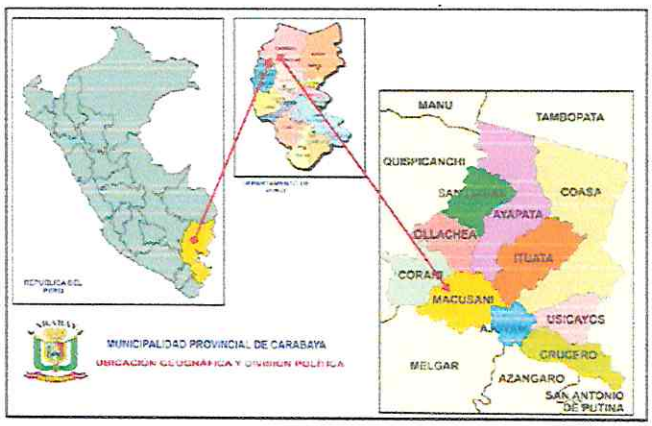
Región : Puno
Departamento : Puno
Provincia : Carabaya
Distrito : Macusani

Wilfredo Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teofilo Cárdenas Quispe
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191671

002594

Figura 2: Ubicación de la Región de Puno, Provincia de Carabaya, Distrito de Macusani.

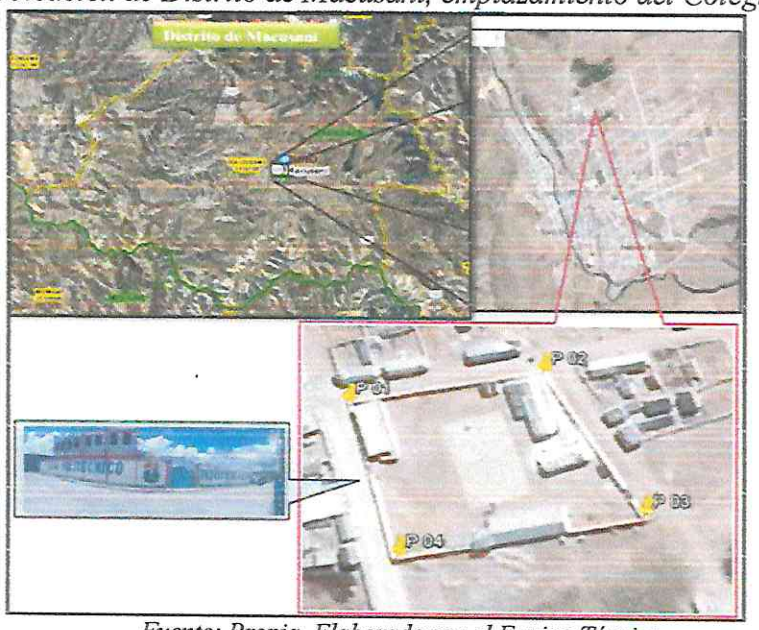


Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

El predio para el proyecto posee una extensión de 4,343.433 m² y un perímetro de 268.640 ml; según su inscripción en los Registros Públicos, dentro de los siguientes linderos y colindancias:

- Pon el Norte: Colinda con la Av. Jorge Chávez, con una longitud de 62.92ml.
- Por el Sur: Colinda con la propiedad privada de Flora Quispe Aliaga, con una longitud de 78.9ml.
- Por el Este: Colinda con la calle Gonzales Prada con una longitud de 64.34ml.
- Por el Oeste: Colinda con el Jr. Chichicapac, con una longitud de 60.19ml.

Figura 3: Ubicación de Distrito de Macusani, emplazamiento del Colegio



Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Wilfredo Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Porfirio Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

1.3 Objetivos

El objetivo de este requisito básico consiste en asegurar que la edificación tenga un comportamiento estructural adecuado frente a las acciones e influencias a las que pueda estar sometido durante su construcción y uso previsto. Se deberá comprobar la adecuación de la resistencia y la estabilidad para que no se generen riesgos indebidos frente a las acciones previsibles (sismos, vientos, etc), así como evitar que se produzcan consecuencias desproporcionadas frente a eventos extraordinarios. La aptitud al servicio será conforme con el uso previsto del edificio, de forma que no se produzcan deformaciones excesivas que impidan el normal discurrir de las actividades o una merma el confort general.

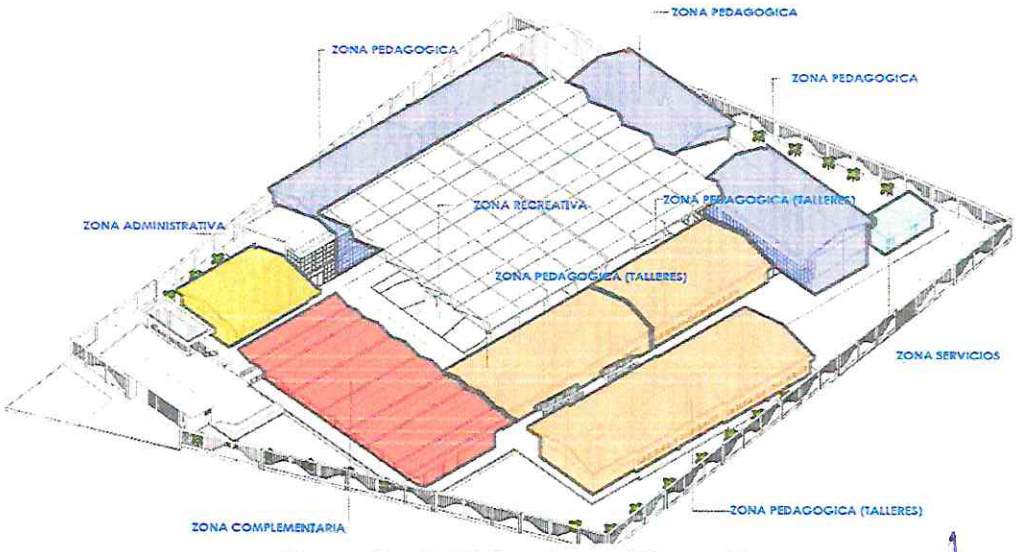
1.4 Alcances

El presente documento establece las directrices a seguir para el análisis estructural y posterior diseño de las estructuras de las Edificaciones que conforman el proyecto para el "MEJORAMIENTO DEL SERVICIO DE EDUCACIÓN EN LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA POLITECNICO INDUSTRIAL DEL DISTRITO DE MACUSANI, PROVINCIA DE CARABAYA – PUNO" de modo de obtener estructuras funcionales y seguras ante solicitaciones de cargas estáticas y dinámicas aplicando procedimientos y desarrollos que estarán reflejados en planos de ingeniería de detalle y memorias de cálculo debidamente sustentadas, en aplicación de prácticas aceptadas de ingeniería y en cumplimiento de las normas y reglamentos vigentes. El presente documento comprende las estructuras correspondientes al componente: POLITÉCNICO INDUSTRIAL.

1.5 Descripción de ambientes

Se describe los ambientes de la edificación, número de pisos y usos del proyecto.

Figura 4: Vista Isométrica de Zonificación y Distribución Espacial



Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

Wilfredo Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

002592

Figura 5:Diagrama: Primer nivel, accesos y circulación que contiene el proyecto

Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Figura 6:Diagrama: Primer nivel, accesos y circulación que contiene el proyecto

Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Winter J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Sandoval
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002591

1.6 Relación de planos

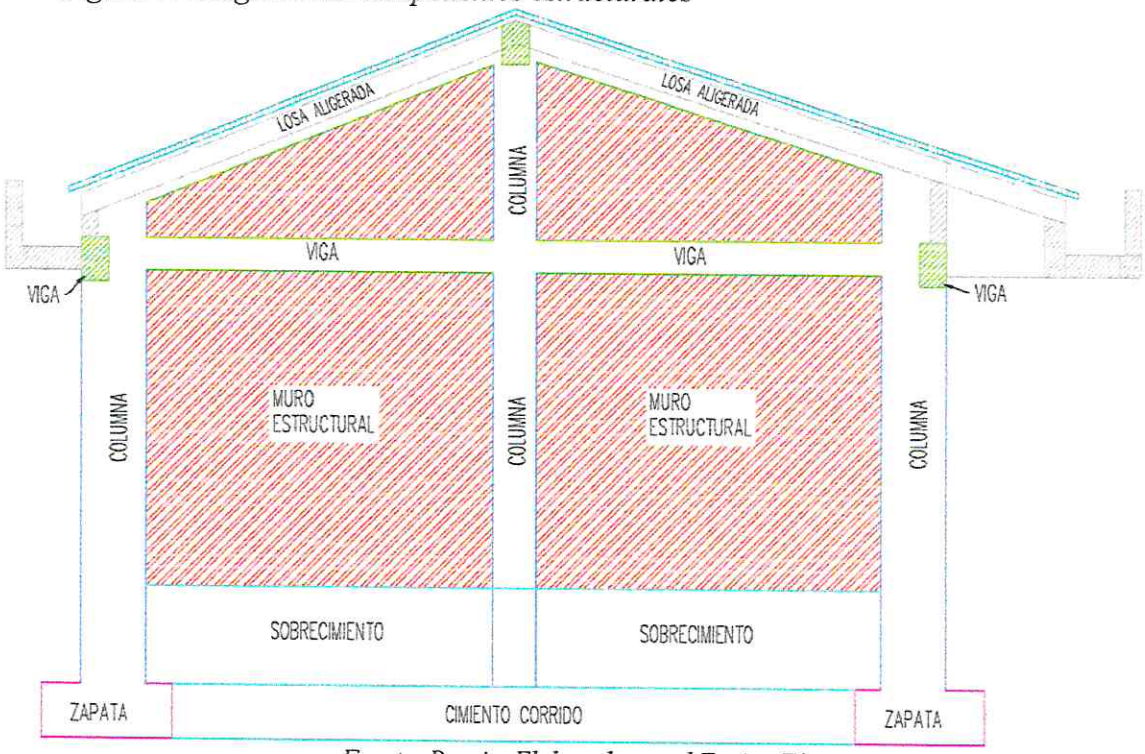
- E-B-01 Plano de cimentaciones, detalles de aligerado
- E-B-02 Plano de detalles de vigas, columnas y albañilería
- E-B-03 Plano de especificaciones técnicas

1.7 Descripción de los componentes estructurales

A. Aulas pedagógicas

Se describen los componentes estructurales del BLOQUE B.

Figura 7: Diagrama de componentes estructurales



Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

2. CONSIDERACIONES GENERALES DE DISEÑO

2.1 Marco normativo

Para el desarrollo del presente proyecto se hizo uso de las normativas y estándares que se especifican en los siguientes documentos:

- NTE E020 Norma Técnica de Edificaciones - Cargas.
- NTE E030 Norma Técnica de Edificaciones - Diseño Sismorresistente.

Willy Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

- NTE E050 Norma Técnica de Edificaciones - Suelos y Cimentaciones.
- NTE E060 Norma Técnica de Edificaciones - Concreto Armado.
- NTE E070 Norma Técnica de Edificaciones - Albañilería.
- NTE E090 Norma Técnica de Edificaciones – Diseño en Acero.
- ACI 318-14 American Concrete Institute. Building Code Requirements for structural Concrete.
- ASCE 7-10 Minimun Design Loads for Buildings and other structures
- AISC 360-10 Specification for Structural Steel Building

2.2 Materiales

- **Concreto**

Peso específico	: 2,400 Kg/m3
Módulo de elasticidad (Ec) $1500 \times \sqrt{f'c}$	: 217,000 Kg/cm2
Coeficiente de poisson	: 0.2
Esfuerzo mínimo de compresión ($f'c$)	: 210 Kg/cm2
Deformación unitaria máxima (εcu)	: 0.003
Módulo de rigidez al esfuerzo cortante (G)	: $Ec/2.3$

- **Acero de refuerzo, fierro corrugado ASTM A615-Grado 60**

Peso específico	: 7,850 Kg/m3
Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo (fy)	: 4,200 Kg/cm2
Resistencia a la tracción (fu)	: 6,300 Kg/cm2
Módulo de elasticidad (Es)	: 2,000,000 Kg/cm2

- **Albañilería Confinada**

Tipo de ladrillo	: Ladrillo de arcilla King Kong
Peso específico albañilería	: 1,800 Kg/m3
Resistencia característica a la compresión ($f'm$)	: 65 Kg/cm2
Resistencia característica al corte ($v'm$)	: 8.1 Kg/cm2
Módulo de elasticidad (Em)	: 32,500 Kg/cm2

- **Acero Estructural ASTM A500 Grado A (Sección Cuadrada y Rectangular)**

Esfuerzo de Fluencia (fy)	: 2,700 Kg/cm2
Resistencia a la tracción (fu)	: 3,100 Kg/cm2
Módulo de elasticidad (Es)	: 2, 000,000 Kg/cm2

- **Acero Estructural ASTM A500 Grado B (Sección Cuadrada y Rectangular)**

Esfuerzo de Fluencia (fy)	: 3,150 Kg/cm2
Resistencia a la tracción (fu)	: 4,000 Kg/cm2
Módulo de elasticidad (Es)	: 2, 000,000 Kg/cm2

Wilmer Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

2.3 Condiciones de cimentación

El estudio de suelos realizado por el Laboratorio de Mecánica de Suelos y Asfaltos de la Universidad Andina Néstor Cáceres Velázquez.

El terreno 1 donde se proyectan todos los componentes se tienen buenas condiciones geotécnicas debido a su resistencia, según el estudio de suelos.

Tabla 1
Resultado del estudio de suelo del terreno

DESCRIPCIÓN	CALICATA 1 MUESTRA 2	CALICATA 2 MUESTRA 1	CALICATA 3 MUESTRA 2	CALICATA 4 MUESTRA 2
COORDENADAS ESTE	345632.95	345636.733	345662.9	345676.744
COORDENADAS NORTE	8444800.87	8444835.352	8444820.1	8444796.34
PROFUNDIDAD (m)	3.60	3.50	3.30	3.50
NIVEL FREATICO	NO HALLADO	NO HALLADO	NO HALLADO	NO HALLADO
LÍMITE LÍQUIDO (%)	17.14	28.79	28.07	28.78
LÍMITE PLÁSTICO (%)	NP	15.91	16.71	17.75
INDICE DE PLASTICIDAD (%)	NP	12.88	11.35	11.02
CLASIFICACIÓN SUCS	GP-GM	GW	GP-GC	GP
DENSIDAD NATURAL DE CAMPO (kg/cm3)	1.67	1.66	1.75	1.76
ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA(ø)	21.19°	31.81°	29.01°	31.51°
PROFUNDIDAD DE CIMENTACIÒN (Df)	1.50	1.50	1.50	1.50
CAPACIDAD ADMISIBLE (Qadm)	0.958	3.604	2.628	3.67

Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico.

Para los cálculos siguientes se procederá al uso de una capacidad de carga admisible de suelo de 0.958 Kg/cm2 y 2.628 Kg/cm2, según la ubicación de cada estructura, para obtener un diseño más conservador.

2.4 Sobrecargas empleadas

Centro de Educación

- Aulas : 250 kg/m^2
- Talleres : 350 kg/m^2
- Auditorios : 300 kg/m^2
- Laboratorios : 300 kg/m^2
- Corredores y escaleras : 400 kg/m^2
- Otros ambientes (SS.HH.) : 250 kg/m^2

Wilfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teofilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

Según el Artículo 26 de la NTE E 030 "Diseño Sismorresistente", el peso (P) se calcula adicionando a la carga permanente y total de la edificación un porcentaje de la sobre carga, en este caso se toma el 50% de la sobre carga por ser una edificación de la categoría A.

2.5 Parámetros Sismorresistentes

Según la Norma E.030	
Zona de peligro sísmico del Perú	: 2
Factor de Zona (*Z*)	: 0.25
Perfil de Suelo	: S_2
Factor de Amplificación de Suelo (S)	: 1.20
Período T_P (S)	: 0.60 seg
Período T_L (S)	: 2.00 seg
Categoría de la Edificación	: A Edificaciones Esenciales
Factor de Uso (U)	: 1.50
Dirección de Análisis Eje X	
Sistema estructural eje X	: Muros estructurales
Coef. Básico de Reducción Sísmica (R_{OX})	: 6.00
Irregularidad Estructural en Altura	: No presenta
Factor de Irregularidad en Altura (I_{aX})	: 1.00
Irregularidad Estructural en Planta	: No presenta
Factor de Irregularidad en Planta (I_{pX})	: 1.00
Coeficiente de Reducción Sísmica (R_X)	: 6.00
Dirección de Análisis Eje Y	
Sistema estructural eje Y	: Albañilería Armada o Confinada
Coef. Básico de Reducción Sísmica (R_{OY})	: 3.00
Irregularidad Estructural en Altura	: No presenta
Factor de Irregularidad en Altura (I_{aY})	: 1.00
Irregularidad Estructural en Planta	: No presenta
Factor de Irregularidad en Planta (I_{pY})	: 1.00
Coeficiente de Reducción Sísmica (R_Y)	: 3.00

2.6 Método de diseño

Se indica el diseño por cada tipo de material:

a. Concreto Armado

Para el diseño de estructuras de concreto armado de utilizará el Diseño por Resistencia, debiendo proporcionarse a todas las acciones de los elementos estructures Resistencia de Diseño (ϕRn). Se comprobará que la respuesta de los elementos estructurales en condiciones de servicio (deflexiones, fatiga, etc), queden limitadas a valores tales que el funcionamiento sea satisfactorio. (NTE E.060)

Wilfredo Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002587

b. Albañilería

Los muros serán diseñados por resistencia de elementos sometidos a flexión y carga axial. (NT E.060)

c. Estructuras metálicas

Las estructuras metálicas serán Diseñados por Condiciones de Resistencia el método LRFD la resistencia de diseño de cada sistema o componente estructural deberá ser igual o mayor a la resistencia requerida por las cargas factorizadas.

d. Cargas y combinaciones

Cargas:

- ✓ D = Carga muerta
- ✓ L = Carga viva
- ✓ Lr = Carga viva de techo (se considera el más crítico)
- ✓ S = Carga de nieve (se considera el más crítico)
- ✓ W = Carga de viento
- ✓ E = Carga de Sismo

Combinaciones de Carga para estructuras de Albañilería y Concreto Armado

Combinaciones de cargas a servicio: (NT E-020)

- ✓ D
- ✓ D + L
- ✓ D ± 0.70E
- ✓ 0.75 (D + L ± 0.70E)

Combinaciones de cargas a rotura: (NT E-060)

- ✓ 1.40D+1.70L
- ✓ 1.25(D+L)±E
- ✓ 0.90D±E

Combinaciones de Carga para estructuras de Acero

- ✓ 1.25D + 1.25L ± 1.0E
- ✓ 0.9D ± 1.0E
- ✓ 1.25D + 1.25L ± 1.0W
- ✓ 0.9D ± 1.25W
- ✓ 0.9D ± 1.0E

La resistencia requerida de la estructura y sus elementos debe ser determinada para la adecuada combinación crítica de cargas de este numeral. El efecto crítico puede ocurrir cuando una o más cargas no estén actuando. Para la aplicación del método LRFD, las siguientes combinaciones deben ser investigadas:

Wilfredo Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teofilo Cárdenas Gamboni
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

- ✓ 1.4D
- ✓ 1.2D+1.6L+0.5(Lr or S)
- ✓ 1.2D+1.6(Lr or S)+(0.5L ó ±0.8W)
- ✓ 1.2D+0.5L+0.5(Lr or S)±1.3W
- ✓ 1.2D+0.5L±1E+0.2S
- ✓ 0.9D±(1.3W ó 1.0E)

Peso de la edificación
D: 100%
L: 50%
Lr: 25%

3. PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

3.1 Pre dimensionamiento de los techos

El peralte de las losas aligeradas se dimensionando considerando los siguientes criterios para sobrecargas menores a 500Kg/m2

h=17 cm Luces menores a 4 mts
h=20 cm Luces comprendidas entre 4 y 4.5 mts.
h=25 cm Luces comprendidas entre 5 y 6.5 mts
h=30 cm Luces comprendidas entre 6 y 7.5 mts

Cuando existen tabiques de ladrillo paralelos a la dirección de viguetas se coloca una viga chata con la intención de reforzar el techo para la carga aplicada.

3.2 Pre dimensionamiento de una viga

Las vigas se dimensionan generalmente considerando un peralte (h) del orden de 1/10 para cargas mayores a 300 kg/m^2 y 1/12 para cargas menores a 300 kg/m^2, con respecto a la luz libre del elemento, siendo el ancho de viga (b), h/2.

El ancho es menos importante que el peralte, pudiendo variar entre 0.3 a 0.5 de la altura. La NTE E060 Concreto Armado nos indica que las vigas deben tener un ancho mínimo de 25cm., para el caso de que estén formen parte de pórticos o elementos sismo-resistentes de estructuras de concreto armado.

Las vigas denominadas "secundarias" porque no cargan la losa de pisos o techos, pueden tener menos peralte si se admite que ellas solo reciben esfuerzos debidos al sismo, sin embargo, si se toma en cuenta las fuerzas del sismo son muchas veces más importantes que las cargas por gravedad, no debe reducirse mucho su peralte por que se perdería rigidez lateral en esa dirección.

A continuación, se indican dimensiones usuales de vigas, en cm:

L <= 4.50m	25x40, 30x40
L <= 5.50m	25x50, 30x50
L <= 6.50m	25x60, 30x60, 40x60
L <= 7.50m	25x70, 30x70, 40x70, 50x70

Wilfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002585

L <= 8.50m	30x75, 40x75, 30x80, 40x80
L <= 9.50m	30x85, 30x90, 40x85, 40x90

3.3 Pre dimensionamiento de una columna y/o placa

Las columnas al ser sometidos a carga axial y momento flector, tienen que ser dimensionadas considerando los dos efectos simultáneamente, tratando de evaluar cuál de los dos es el que gobierna en forma más influyente el dimensionamiento.

Tabla 2
Pre-dimensionamiento de columnas - método practico

Columna Tipo	Descripción	b
1	Centradas	$b = \frac{Pservicio}{0.45 * f'c}$
2	Excéntricas y esquinadas	$b = \frac{Pservicio}{0.35 * f'c}$

Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico.

Tabla 3
Pre-dimensionamiento de Columnas Módulo

Columna				
	Centrada	Esquina		Excéntrica	
Area tributaria Mayor		9.22	m2	17.50	m2
Pisos		2		2	
P (Edificio Categoria A)		1500	kg/m2	1500	kg/m2
P servicio		19486	kg	30132	kg
f'c		210	kg/cm2	210	kg/cm2
Area de columna		265.116	cm2	409.959	cm2
Lado de la Columna		**16.28**	**cm**	**20.25**	**cm**
Altura de Columna		3.4	m	3.4	m
Tipo		H/9		H/8	
Lado de la Columna		**0.38**	**m**	**0.425**	**m**
80% peralte Viga Principal	**0.425 m**				

Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico.

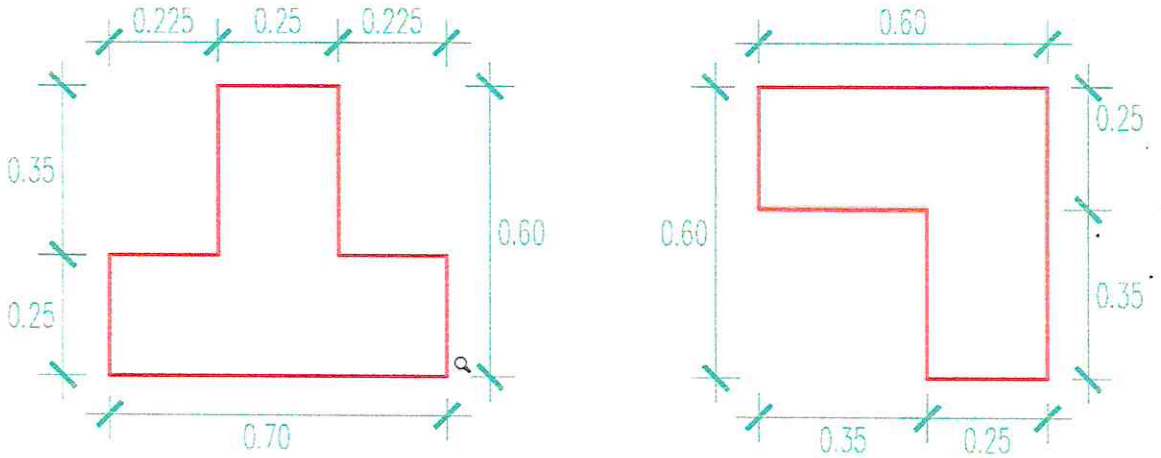
Asumimos Columnas en T y L con las áreas necesaria para soportar estáticamente la estructura, los que en el análisis dinámico serán redimensionados.

Figura 8: Columnas utilizadas en el BLOQUE B

Wilmer Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002584



Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

4. ANÁLISIS POR CARGAS DE GRAVEDAD

4.1 Modelo estructural

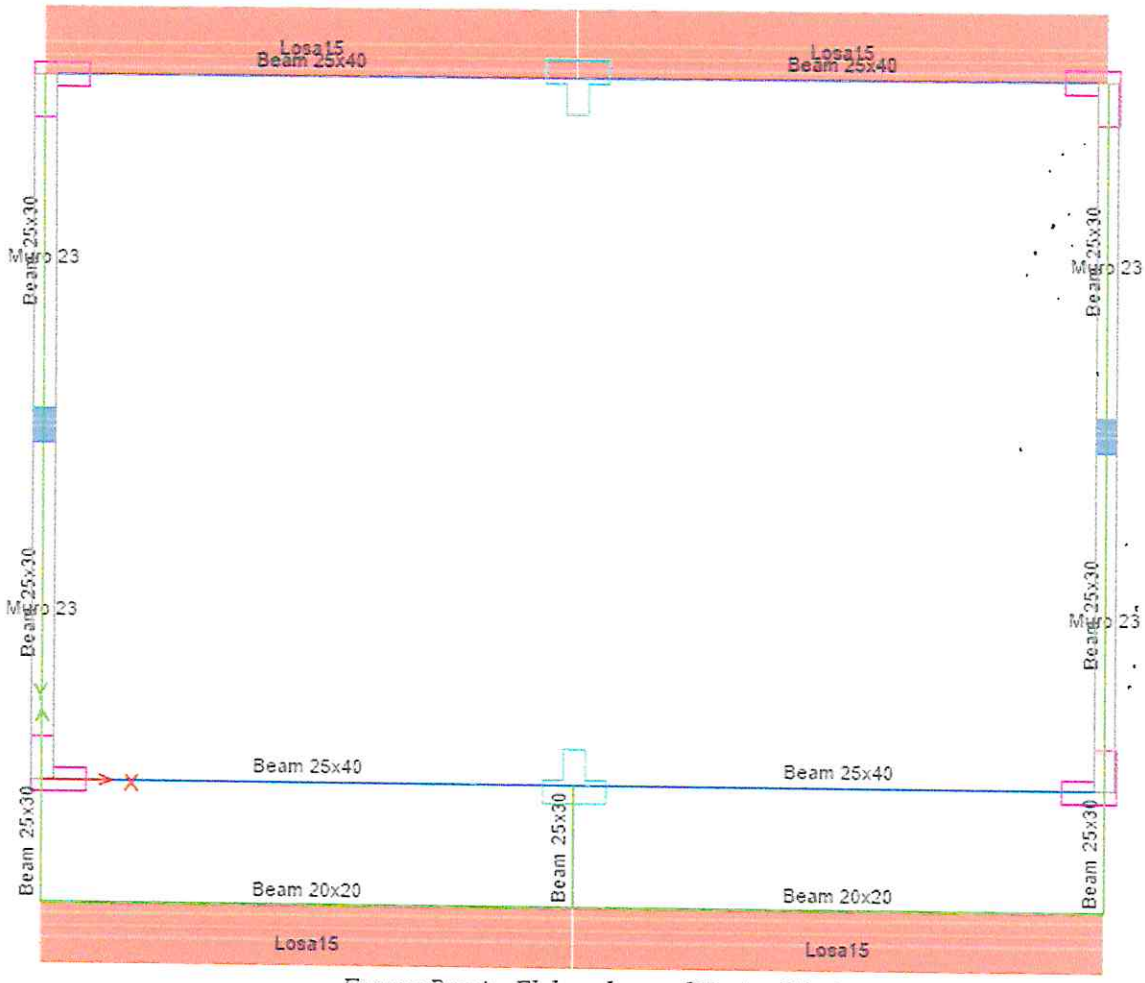
Para el análisis estructural se realizó una idealización matemática con la ayuda del Programa ETABS 15.2.0 (Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems) aplicando todas las solicitaciones de acuerdo con la normativa pertinente. A continuación, se muestra el modelo en planta, elevación y vista tridimensional del análisis estructural.

Modelo estructural de la edificación **BLOQUE B**

Figura 9: Planta primer piso - BLOQUE B, modelado en el programa ETABS

Wilfredo Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teofilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471



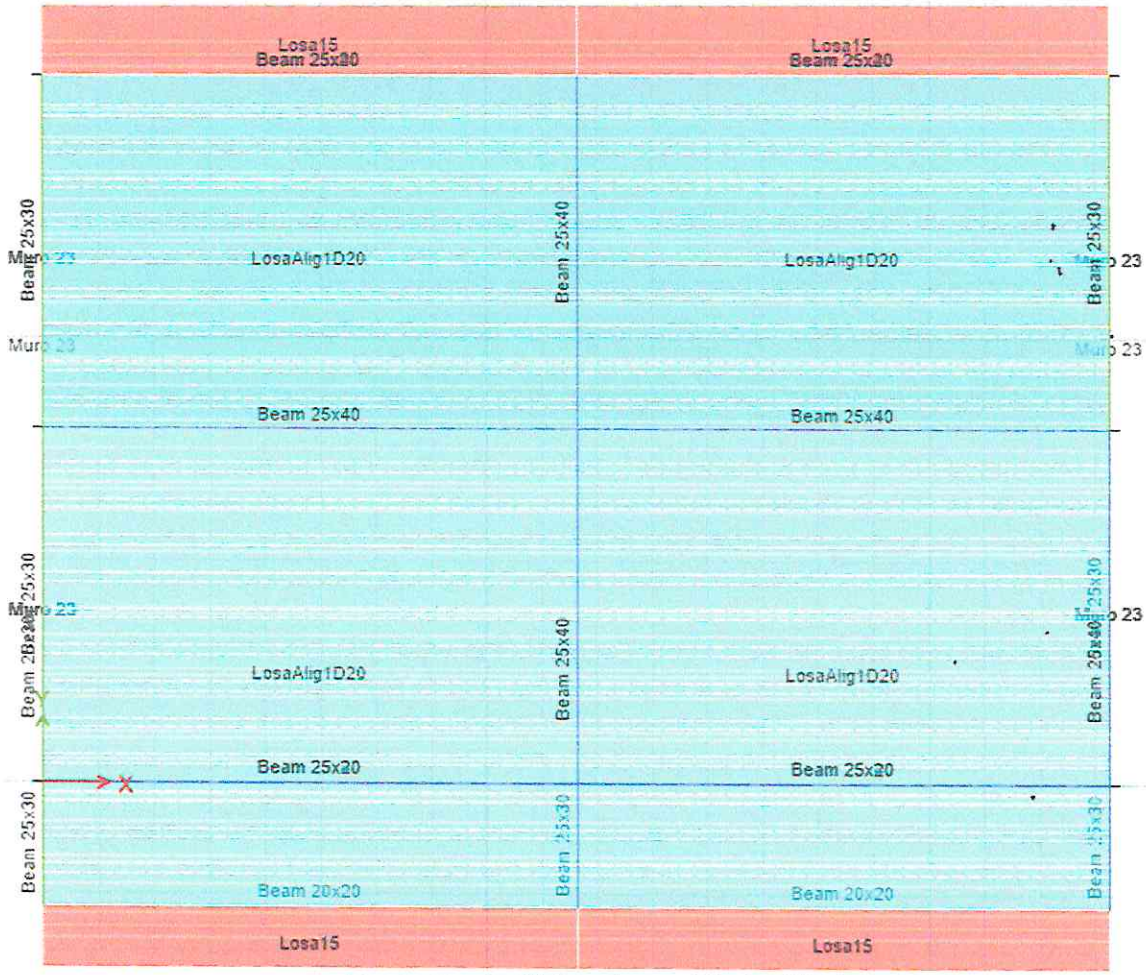
Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Figura 10: Planta techo - BLOQUE B, modelado en el programa ETABS

Wilber Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Jesús Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002582



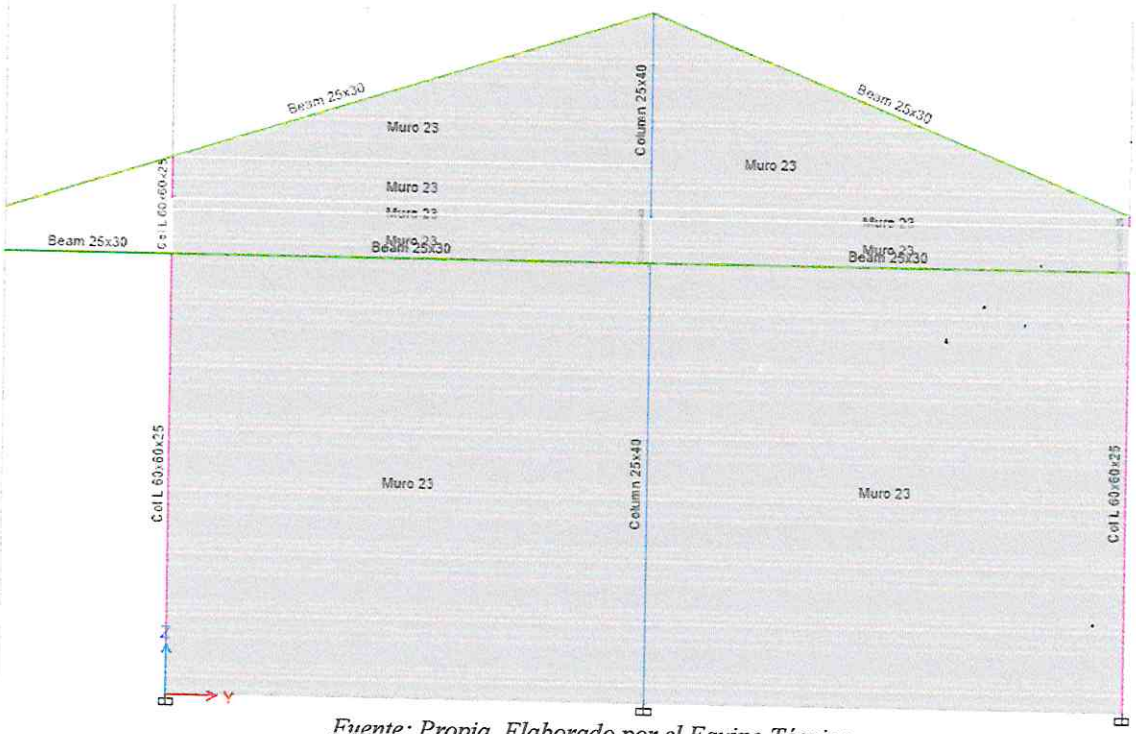
Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Figura 11: Elevación eje 10 y 16 - BLOQUE B en modelado en el programa ETABS

Wilmer Cárdenas Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

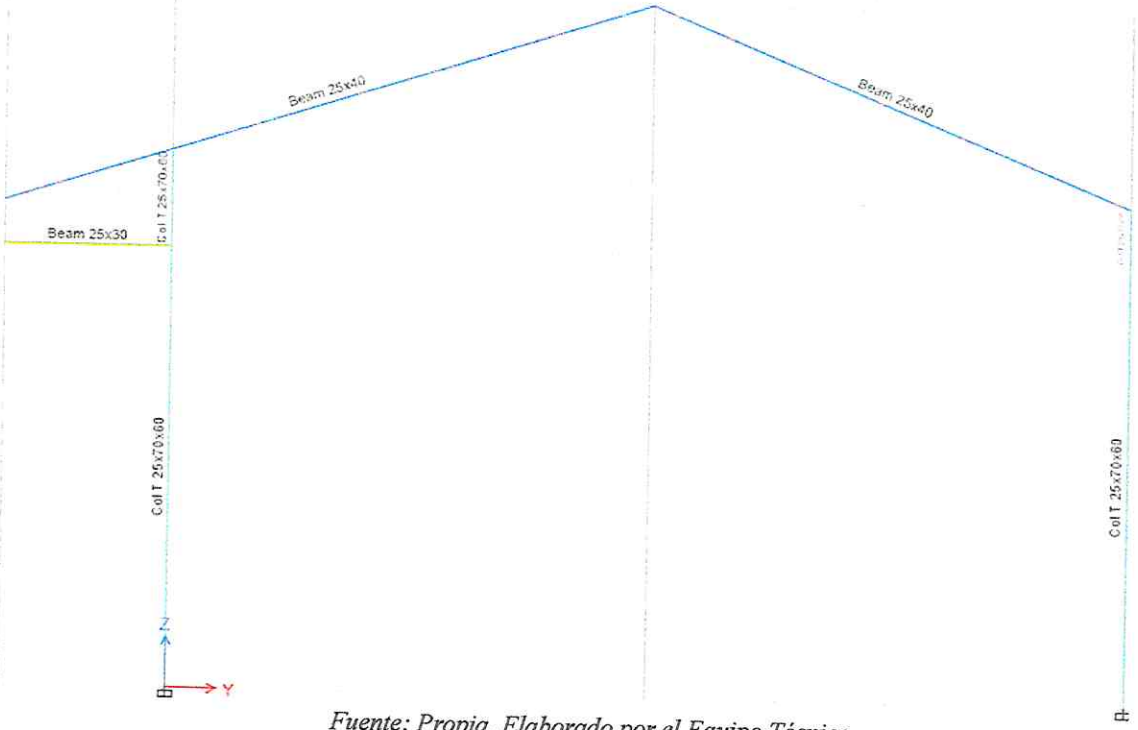
Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002581



Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Figura 12: Elevación eje 13 - BLOQUE B en modelado en el programa ETABS



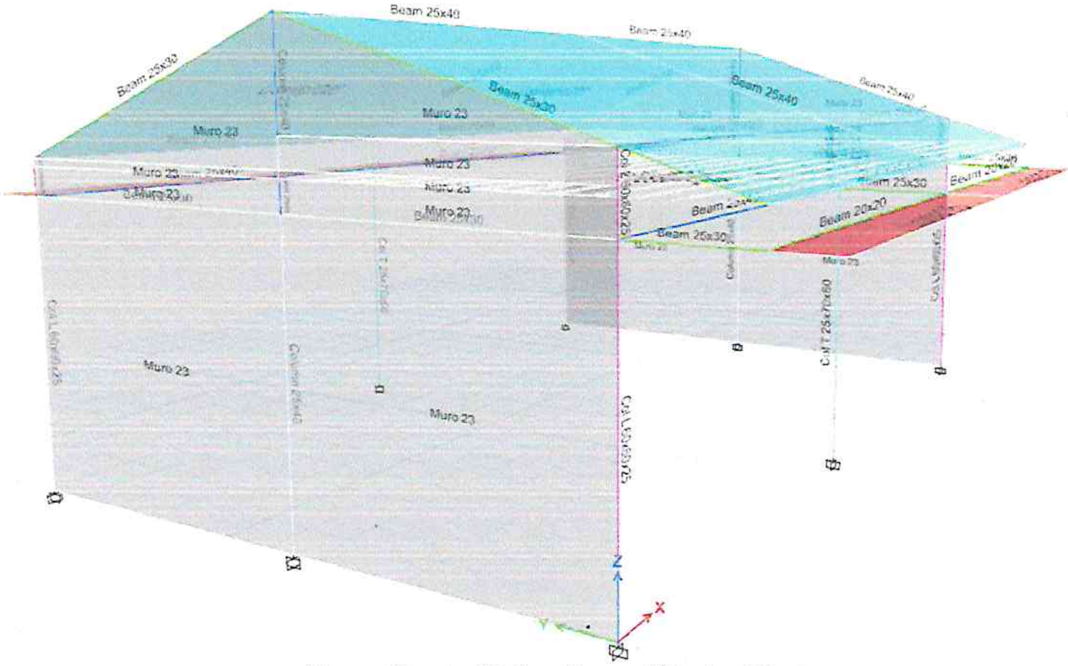
Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Figura 13: Vista 3D - BLOQUE B en modelado en el programa ETABS

CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Dávalos
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002580



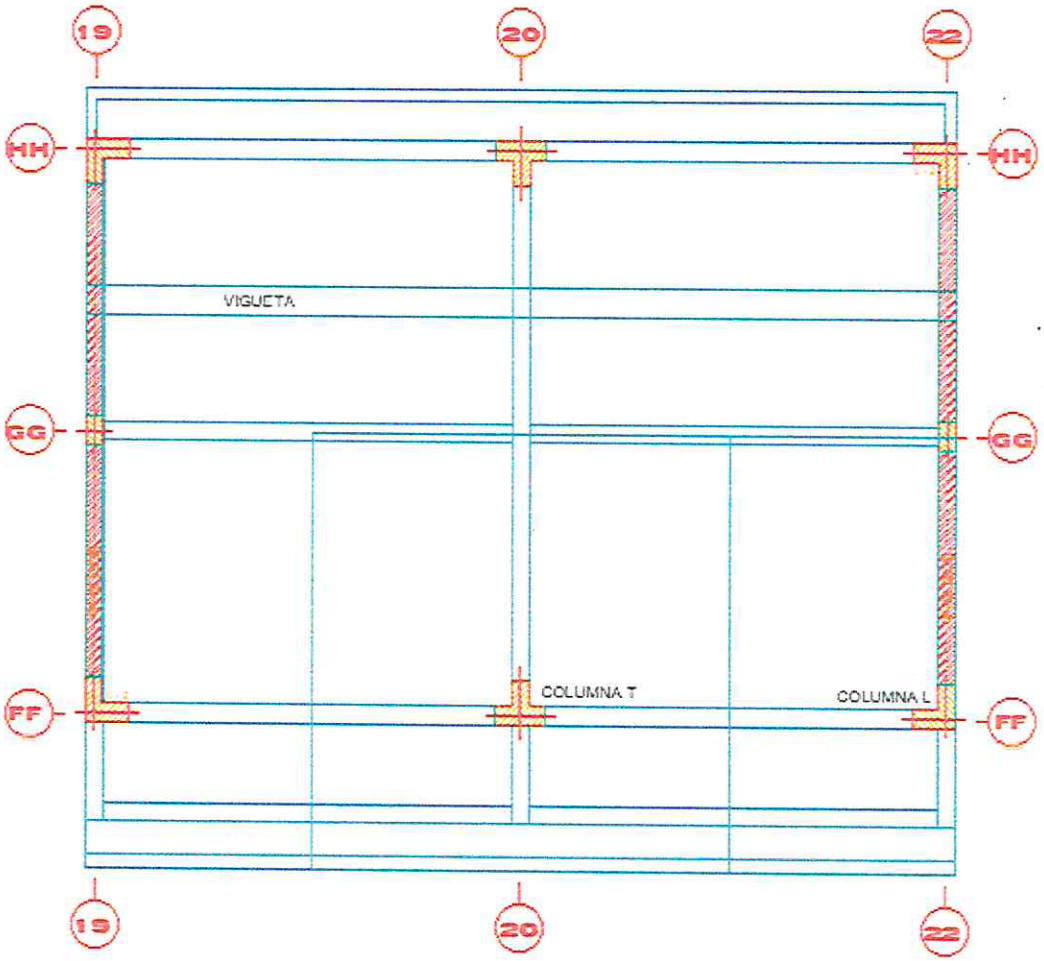
Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Figura 14: Elementos metrados - BLOQUE B

Wilfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002579



Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

4.2 Metrado de cargas de una vigueta

En este ítem se considera el tramo de vigueta más crítica, considerando toda las cargas muertas y vivas requeridas para el modelamiento y diseño.

Carga Muerta: Se considera el peso propio de la estructura de acuerdo a los pesos unitarios de los materiales, al que se incluye una carga muerta por techos:

Acabado	100 kg/m^2	x	0.4 m	=	40	kg/m
Cielo raso	50 kg/m^2	x	0.4 m	=	8	kg/m
Aligerado	300 kg/m^2	x	0.4 m	=	120	kg/m
			Total	**=**	**168**	**kg/m**

Wilfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002578

Carga Viva: Se considera la carga viva de techo mencionada anteriormente multiplicada por el área tributaria.

S/c (techo)= 100 kg/m^2 x 0.4 m = **40 kg/m**

Siento 0.4 el ancho tributario de la vigueta.

Carga última: En la suma de las cargas muertas y cargas vivas, amplificadas respectivamente.

Wu = 1.4 WD + 1.7 WL
Wu = 303.20 kg/m (taller)

4.3 Metrado de cargas de una viga

En este ítem se considera el tramo de viga más crítica, considerando solo las cargas que no incluyen en el modelamiento, como carga muerta de tabiquería, que solo van en ciertos tramos de vigas.

a. Viga principal

En el BLOQUE B, según la distribución arquitectónica, no existen muros de tabiquería en el sentido de las vigas principales, solo existen muros estructurales que están considerados en el modelamiento general. Por lo tanto, no hay metrado de cargas para vigas principales.

b. Viga secundaria

En el BLOQUE B, según la distribución arquitectónica, no existen muros de tabiquería en el sentido de las vigas secundariass, solo existen muros estructurales que están considerados en el modelamiento general. Por lo tanto, no hay metrado de cargas para vigas principales.

4.4 Metrado de cargas de una columna

En este ítem se considera la columna excéntrica y columna de esquina más crítica, donde se encuentran la mayor cantidad de cargas y tenga de área tributaria más extensa, considerando toda las cargas muertas y vivas requeridas para el pre dimensionamiento preliminar, modelamiento y diseño.

a. Columna T

Carga Muerta: Se considera el peso propio de la estructura y peso de otros elementos de acuerdo a los pesos unitarios de los materiales:

Carga	Peso unitario		Cant.	Área trib.	Ancho	Largo	Altura	Peso parcial	
Columna	2400	kg/m3	1		Área=	0.2625	4.62	3927	kg
Viga principal	2400	kg/m3	1		0.25	4.2	0.4	1008.00	kg
Viga principal Var.	2400	kg/m3	1		0.25	Area=	0.82	492.00	kg

Wilfredo Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Quispe
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

Viga secundaria	2400	kg/m3	1		0.25	5.75	0.4	1380.00	kg
Canaleta	2400	kg/m3	1		5.75	Area=	0.38	5244	kg
Parapeto	2400	kg/m3	1		5.75	Area=	0.085	1173	kg
Losa aligerada	300	kg/m2	1	34.47				10341.00	kg
Acabados	100	kg/m2	1	34.47				3447.00	kg
Cielo raso	20	kg/m2	1	34.47				689.40	kg
							PD=	**26685.00**	**kg**

QD2577

Carga Viva: Se considera la carga viva de techo mencionada anteriormente multiplicada por el área tributaria.

Carga	Peso unitario		Área Tributaria	Peso parcial	
Sobrecarga azotea	100	kg/m3	34.47	3447.00	kg
			PL=	**3447.00**	**kg**

Carga última: En la suma de las cargas muertas y cargas vivas, amplificadas respectivamente.

$$Pu = 1.4\ PD + 1.7\ PL$$

$$\mathbf{Pu = 43218.9\ kg}$$

b. Columna L

Carga Muerta: Se considera el peso propio de la estructura y peso de otros elementos de acuerdo a los pesos unitarios de los materiales:

Carga	Peso unitario		Cant.	Área Trib.	Ancho	Largo	Altura	Peso parcial	
Columna	2400	kg/m3	1		Area=	0.2375	4.62	2633.40	kg
Viga principal	2400	kg/m3	1		0.25	4.2	0.3	756	kg
Viga principal Var.	2400	kg/m3	1		0.25	Area=	0.82	492.00	kg
Viga secundaria	2400	kg/m3	1		0.25	3.12	0.4	748.80	kg
Parapeto	2400	kg/m3	1		3.12	Area=	0.38	2845.44	kg
Parapeto	2400	kg/m3	1		3.12	Area=	0.085	636.48	kg
Tabiquería e=0.25m	1800	kg/m3	1		0.25	Area=	3.62	1629.00	kg
Losa aligerada	300	kg/m2	1	18.74				5622.00	kg
Acabados	100	kg/m2	1	18.74				1874.00	kg
Cielo raso	20	kg/m2	1	18.74				374.80	kg
							PD=	**17611.92**	**kg**

Carga Viva: Se considera la carga viva de techo mencionada anteriormente multiplicada por el área tributaria.

Wilfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP- 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002576

Carga	Peso unitario	Área Tributaria	Peso parcial
Sobrecarga azotea	100 kg/m3	18.74	1874.00 kg
		PL=	**1874.00 kg**

Carga última: En la suma de las cargas muertas y cargas vivas, amplificadas respectivamente.

Pu = 1.4 PD + 1.7 PL

Pu = 27842.49 kg

4.5 Cargas de nieve

La estructura y todos los elementos de techo que estén expuestos a la acción de carga de nieve serán diseñados para resistir las cargas producidas por la posible acumulación de la nieve en el techo. La sobrecarga de nieve en una superficie cubierta es el peso de la nieve que, en las condiciones climatológicas más desfavorables, puede acumularse sobre ella. La carga de nieve debe considerarse como carga viva. No será necesario incluir en el diseño el efecto simultáneo de viento y carga de nieve.

Sobre carga de Nieve = 30 Kg/m2

5. CARGAS DINAMICAS

5.1 Cargas de viento

Existen algunos procedimientos básicos para el cálculo de probabilidades de ocurrencia de vientos extremos. La naturaleza de las variables para que funcione un modelo apropiado de viento extremo es proporcionada por las distribuciones probabilísticas de los valores altos.

La selección de un intervalo medio de recurrencia (IMR) con la cual hay asociada una cierta velocidad básica del viento, depende de la función del edificio y las consecuencias de su falla.

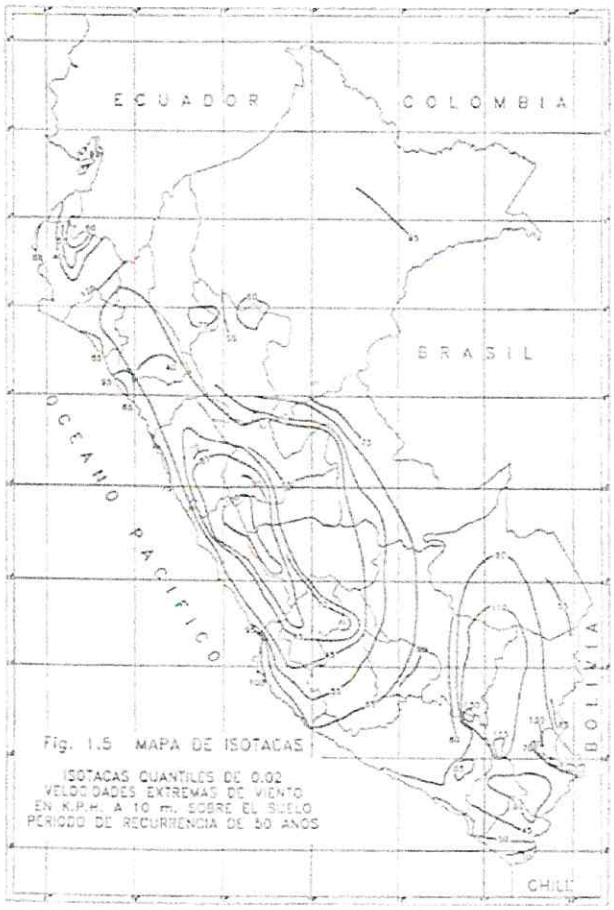
En el presente estudio se utilizó un IMR de 50 años y se tomó en cuenta el mapa eólico que se muestra en la figura donde se muestran las isostáticas que permiten establecer las velocidades máximas esperadas en diversos puntos del territorio peruano en un periodo de 50 años.

Wilfredo Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

Figura 15: Mapa Eólico del Perú

002575



Fuente: N. T. E. E 030

5.2 Cargas de Sismo

Como para el análisis se considera un Análisis dinámico modal espectral, se considera una aceleración espectral de acuerdo lo indica la norma E.030, para cada una de las direcciones horizontales analizadas se utilizó un espectro inelástico de pseudo aceleraciones definido por:

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

Z : Factor de zonificación sísmica
U : Factor de uso e importancia
C : Coeficiente de amplificación sísmica
S : Factor de suelo
Tp: Periodo corto del terreno

Wilfredo J Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Chalcomo Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 116671

002574

TL:		Periodo largo del terreno
R :		Coeficiente de reducción sísmica
Ia:		Irregularidad en altura
Ip:		Irregularidad en planta.
Z =	**0.25**	Zona 2
U =	**1.50**	Edificaciones Tipo A (A2)
S =	**1.20**	Suelo Intermedio Tipo S2
Tp=	**0.60**	Periodo corto del terreno
TL=	**2.00**	Periodo largo del terreno
Ro (x)=	**6.00**	Muros estructurales según E.030
Ro (y)=	**3.00**	Albañilería Confinada o Armada según E.030
Ia =	**1**	Tabla N°8 del E. 030
Ip =	**1**	Tabla N°9 del E. 030
Rx =	**6.000**	$R = R_o I_p I_a$
Ry =	**3.000**	

Figura 16: Zonas sísmicas

Fuente: N. T. E. E 030

Wilfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002573

a. Factor de Zona

Tabla 4

Factores de Zona "Z"

FACTORES DE ZONA	
ZONA	Z
04	0.45
03	0.35
02	0.25
01	0.10

Fuente: NTE E 030.

b. Parámetros de Suelo y Periodos T_P y T_L

Tabla 5

Factor de Suelo "S"

FACTOR DE SUELO						
SUELO / ZONA	S_0	S_1	S_2	S_3	TIPO	DESCRIPCIÓN
Z4	0.80	1.00	1.05	1.10	S0	Roca Dura
Z3	0.80	1.00	1.15	1.20	S1	Roca o suelo muy rígido
Z2	0.80	1.00	1.20	1.40	S2	Suelo intermedio
Z1	0.80	1.00	1.60	2.00	S3	Suelos blandos

Fuente: NTE E 030.

Tabla 6

Periodos "T_P" y "T_L"

PERIODOS T_P y T_L				
	Perfil de Suelo			
	S_0	S_1	S_2	S_3
T_P (S)	0.3	0.4	0.6	1
T_L (S)	3	2.5	2	1.6

Fuente: NTE E 030.

c. Categoría de las Edificaciones y Factor de Uso "U"

Tabla 7

Categoría de las Edificaciones y Factor de Uso "U"

CATEGORIA DE LAS EDIFICACIONES		
CATEGORIAS	DETALLE	U
A	Edificaciones Esenciales	1.50
B	Edificaciones importantes	1.30

Wilfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP- 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 151471

002572

C	Edificaciones comunes	1.00
D	Edificaciones menores	*

(*) En estas edificaciones deberá proveerse resistencia y rigidez adecuadas para acciones laterales, a criterio del proyectista.

d. Sistemas Estructurales y Coeficiente Básico de Reducción de las Fuerzas Sísmicas "R_0"

Tabla 8

Sistemas Estructurales

COEFICIENTE DE REDUCCION PARA ESTRUCTURAS	
SISTEMA ESTRUCTURAL	**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	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de Ductilidad limitada	4
Albañilería armada o confinada	3
Madera (Por esfuerzos admisibles).	7

Fuente: NTE E 030.

e. Factores de Irregularidad (I_a, I_p)

Tabla 9

Factores de Irregularidad (Ia, Ip)

		X	Y
Irregularidad en altura	I_a=	1	1
Irregularidad en planta	I_p=	1	1
	R=	6.00	3.00

$$R = R_o I_p I_a$$

Fuente: NTE E 030.

Wilfredo J Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teofilo Cárdenas Calderón
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002571

f. Factor de Amplificación Sísmica C

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

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

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

g. Calculo de Espectro Pseudo - Aceleración

Tabla 10

Espectro Pseudo - Aceleración

T (seg)	C	T (seg)	Sismo X Sa/g (X)	Sismo Y Sa/g (Y)
0.00	2.5000	0.00	0.1875	0.3750
0.02	2.5000	0.02	0.1875	0.3750
0.04	2.5000	0.04	0.1875	0.3750
0.06	2.5000	0.06	0.1875	0.3750
0.08	2.5000	0.08	0.1875	0.3750
0.10	2.5000	0.10	0.1875	0.3750
0.12	2.5000	0.12	0.1875	0.3750
0.14	2.5000	0.14	0.1875	0.3750
0.16	2.5000	0.16	0.1875	0.3750
0.18	2.5000	0.18	0.1875	0.3750
0.20	2.5000	0.20	0.1875	0.3750
0.25	2.5000	0.25	0.1875	0.3750
0.30	2.5000	0.30	0.1875	0.3750
0.35	2.5000	0.35	0.1875	0.3750
0.40	2.5000	0.40	0.1875	0.3750
0.45	2.5000	0.45	0.1875	0.3750
0.50	2.5000	0.50	0.1875	0.3750
0.55	2.5000	0.55	0.1875	0.3750
0.60	2.5000	0.60	0.1875	0.3750
0.65	2.3077	0.65	0.1731	0.3462
0.70	2.1429	0.70	0.1607	0.3214
0.75	2.0000	0.75	0.1500	0.3000
0.80	1.8750	0.80	0.1406	0.2813

Wilfredo J Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP- 141392

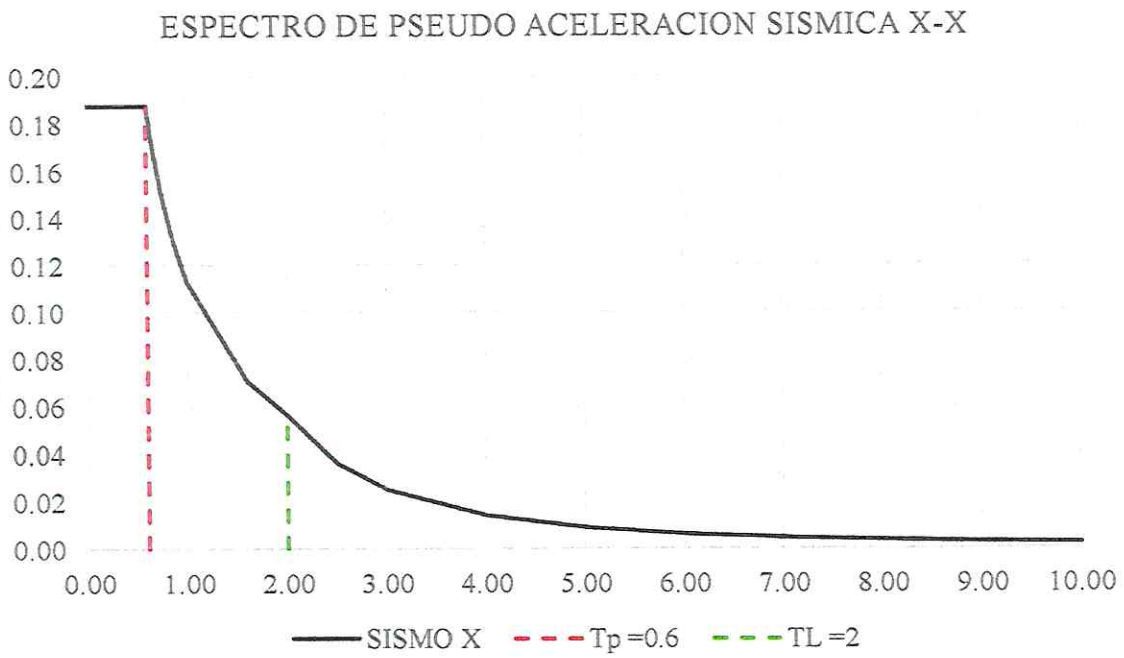
Luis Tolfito Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002570

0.85	1.7647	0.85	0.1324	0.2647
0.90	1.6667	0.90	0.1250	0.2500
0.95	1.5789	0.95	0.1184	0.2368
1.00	1.5000	1.00	0.1125	0.2250
1.60	0.9375	1.60	0.0703	0.1406
2.00	0.7500	2.00	0.0563	0.1125
2.50	0.4800	2.50	0.0360	0.0720
3.00	0.3333	3.00	0.0250	0.0500
4.00	0.1875	4.00	0.0141	0.0281
5.00	0.1200	5.00	0.0090	0.0180
6.00	0.0833	6.00	0.0063	0.0125
7.00	0.0612	7.00	0.0046	0.0092
8.00	0.0469	8.00	0.0035	0.0070
9.00	0.0370	9.00	0.0028	0.0056
10.00	0.0300	10.00	0.0023	0.0045

Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Figura 17: Espectro de Pseudo Aceleración Sísmica X-X



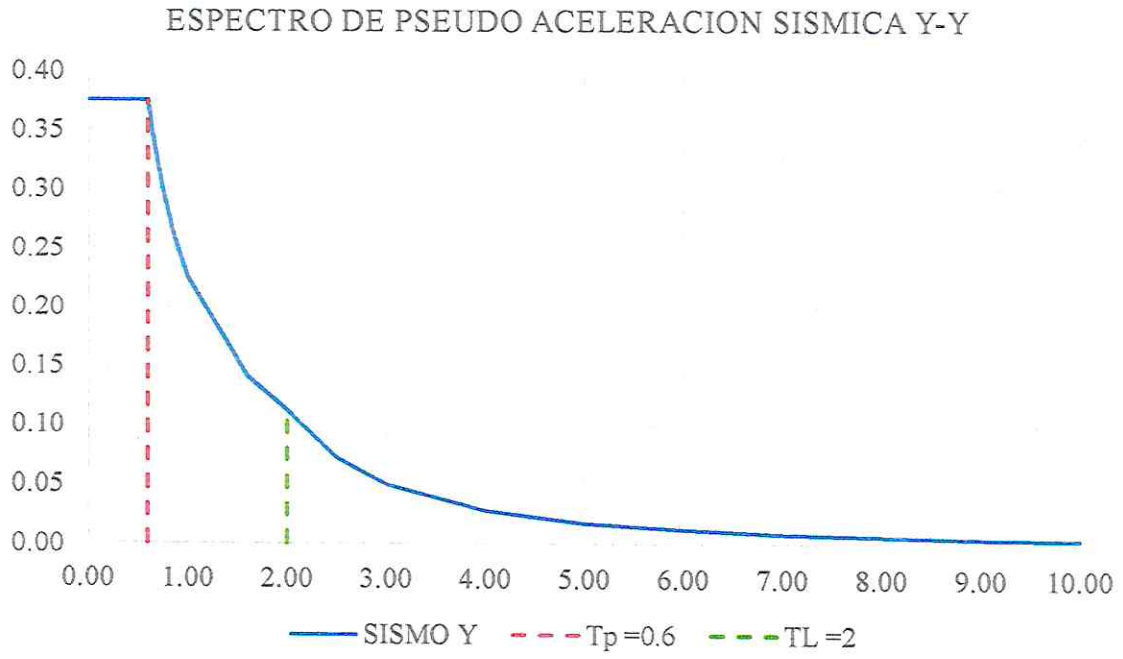
Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Winfred J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002569

Figura 18: Espectro de Pseudo Aceleración Sísmica X-X



Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

6. ANÁLISIS SÍSMICO

6.1 Estimación del Peso (P) (Articulo 26, NTE E 030)

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

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

6.2 Periodo fundamental de vibración y masas participativas

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

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

Wilfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teofilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

Tabla 11
Periodo fundamental y Masa participativa (supera 90% en el modo 15)

N° de Modos	Periodo T (S)	Masa Participativa		Masa Participativa Acumulada	
		Masas X (%)	Masas Y (%)	Masas X (%)	Masas Y (%)
1	0.222	0.98770000	0.00000000	0.98770000	0.00000000
2	0.168	0.00000059	0.00000000	0.98770000	0.00000000
3	0.153	0.00000000	0.00010000	0.98770000	0.00010000
4	0.108	0.00000000	0.01410000	0.98770000	0.01410000
5	0.094	0.00010000	0.00000000	0.98770000	0.01410000
6	0.092	0.00000000	0.00120000	0.98770000	0.01530000
7	0.081	0.00450000	0.00000000	0.99230000	0.01530000
8	0.078	0.00070000	0.00000000	0.99300000	0.01530000
9	0.078	0.00000000	0.00010000	0.99300000	0.01540000
10	0.077	0.00000000	0.00010000	0.99300000	0.01560000
11	0.066	0.00001015	0.00000000	0.99300000	0.01560000
12	0.066	0.00000000	0.22610000	0.99300000	0.24170000
13	0.063	0.00000000	0.56180000	0.99300000	0.80350000
14	0.061	0.00000000	0.06920000	0.99300000	0.87260000
15	0.059	0.00000000	0.09080000	0.99300000	0.96340000
16	0.059	0.00000158	0.00000000	0.99300000	0.96340000
17	0.055	0.00010000	0.00000000	0.99310000	0.96340000
18	0.038	0.00000000	0.00000000	0.99310000	0.96340000
19	0.035	0.00000000	0.00010000	0.99310000	0.96350000
20	0.034	0.00320000	0.00000000	0.99630000	0.96350000
21	0.032	0.00020000	0.00000000	0.99650000	0.96350000
22	0.032	0.00000932	0.00000000	0.99650000	0.96350000
23	0.03	0.00000000	0.00700000	0.99650000	0.97050000
24	0.029	0.00000000	0.00010000	0.99650000	0.97060000
25	0.028	0.00000000	0.00030000	0.99650000	0.97090000
26	0.028	0.00020000	0.00000000	0.99680000	0.97090000
27	0.026	0.00000000	0.00090000	0.99680000	0.97170000
28	0.025	0.00002790	0.00000000	0.99680000	0.97170000
29	0.023	0.00000000	0.01280000	0.99680000	0.98450000
30	0.023	0.00010000	0.00000000	0.99690000	0.98450000

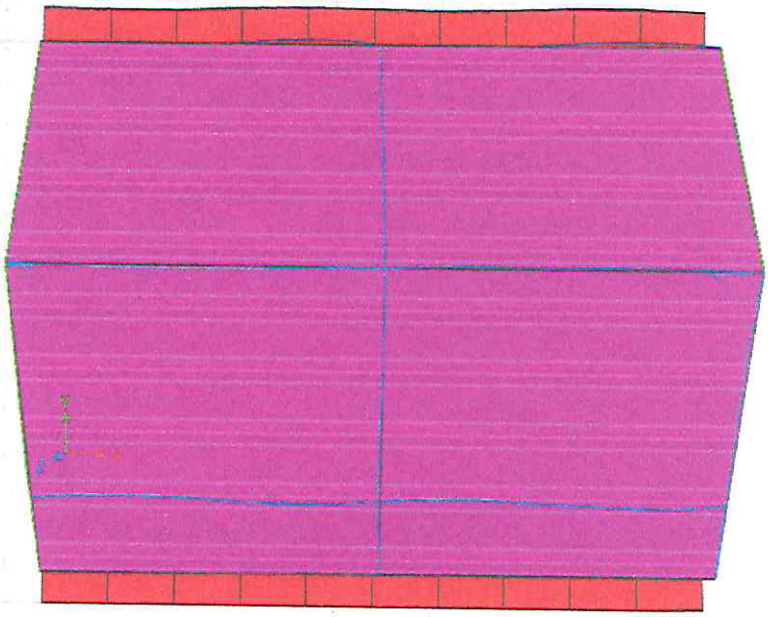
Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Willredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

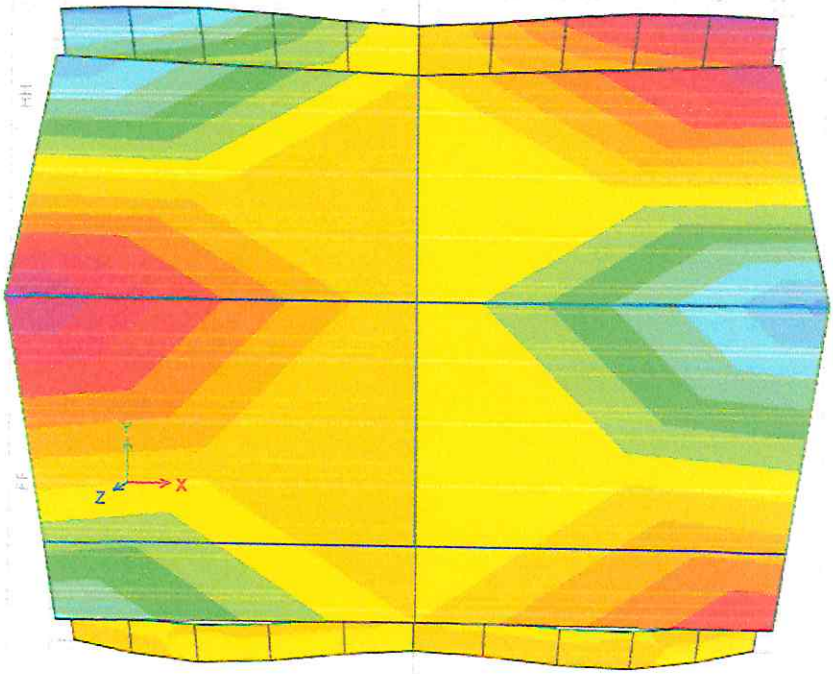
002567

Figura 19: Primer modo de vibración - traslación en X



Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Figura 20: Segundo modo de vibración - traslación en Y

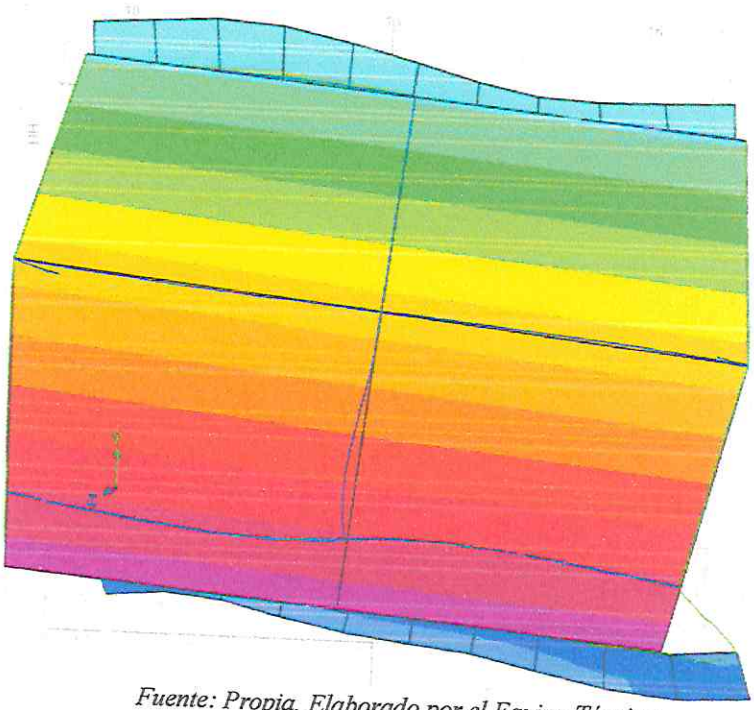


Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Wilmer Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

Figura 21: Tercer modo de vibración - Rotación XY



Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

6.3 Fuerza cortante estática en la base

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

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

El valor de C/R no se considera menor que:

$$\boxed{\frac{C}{R} \geq 0.11}$$

a. Verificación de C/R

$$\boxed{\begin{array}{ll} T < T_p & C = 2.5 \\ T_p < T < T_L & C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_p}{T}\right) \\ T > T_L & C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2}\right) \end{array}}$$

$$\frac{C}{R} = \frac{2.5}{6} = 0.4167 \geq 0.11, CUMPLE$$

Wilfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002565

$$\frac{C}{R} = \frac{2.5}{3} = 0.8333 \geq 0.11, CUMPLE$$

b. Determinación de la fuerza cortante estática en la base

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

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

Tabla 12
Cortante estática en la base

	Dirección X - X	Dirección Y - Y
Z=	0.25	0.25
U=	1.50	1.50
S=	1.20	1.20
Tp=	0.60	0.60
TL=	2.00	2.00
Ro=	6.00	3.00
Ia=	1	1
Ip=	1	1
R=	6.00	3.00
C=	2.5	2.5
P=	110.4493 tnf	110.4493 tnf
V=	**20.7092 tnf**	**41.4185 tnf**

Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

6.4 Fuerza dinámica en la base

Tabla 13
Cortante dinámica en la base

Load Case/Combo	VX tonf	VY tonf	MX tonf-m	MY tonf-m
Comb 1.25(D+L)±EX	20.449	1.236	535.982	-1004.379
Comb 1.25(D+L)±EY	1.85E-06	36.594	695.29	-954.191
Comb 0.90D±EX	20.449	1.236	388.57	-748.146
Comb 0.90D±EY	1.85E-06	36.594	547.878	-697.959

Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Wilfredo J Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002564

6.5 Fuerza Cortante Mínima, Factor de Escalamiento

Para cada una de las direcciones consideradas en el análisis, la fuerza cortante en el primer entrepiso del edificio no puede ser menor que el 80% del valor calculado según el artículo 25 (Norma E.030) para estructuras regulares, ni menor que el 90% para estructuras irregulares.

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

Tabla 14
Cortante dinámica en la base

Cortante	Estático tonf	80 % Estático tonf	Dinámico tonf	Factor de escalamiento
Cortante X	20.7092	16.5674	20.449	0.8102
Cortante Y	41.4185	33.1348	36.594	0.9055

Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

6.6 Desplazamiento máximo en el último nivel, máximo desplazamiento de entrepiso y deriva máxima.

Para estructuras regulares, los desplazamientos laterales se calculan multiplicando por 0,75 R los resultados obtenidos del análisis lineal y elástico con las solicitaciones sísmicas reducidas. Para estructuras irregulares, los desplazamientos laterales se calculan multiplicando por 0,85 R los resultados obtenidos del análisis lineal elástico.

Para el cálculo de los desplazamientos laterales no se consideran los valores mínimos de C/R indicados en el numeral 28.2 (Norma E.030) ni el cortante mínimo en la base especificada en el numeral 29.4 (Norma E.030).

El máximo desplazamiento relativo de entrepiso, calculado, no excede la fracción de la altura de entrepiso (distorsión) que se indica en la siguiente tabla.

Tabla 15
Límites para la distorsión del entrepiso

LÍMITES PARA LA DISTORSIÓN DEL ENTREPISO	
Material Predominante	(Δi / hei)
Concreto Armado	0.007
Acero	0.010
Albañilería	0.005
Madera	0.010
Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0.005

Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Wilfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002563

Tabla 16

Sismo dinámico en la dirección X – Desplazamientos y derivas

Pisos	Desplazamiento X m	Altura H m	Derivas X	Cumple
Techo	0.002614	1.57	0.000391	SI
1''	0.002499	0.09	0.000681	SI
1'	0.002636	0.36	0.001135	SI
1	0.002255	3.55	0.000614	SI

Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Tabla 17

Sismo dinámico en la dirección Y – Desplazamientos y derivas

Pisos	Desplazamiento Y m	Altura H m	Derivas	Cumple
Techo	0.00883	1.57	0.000322	SI
1''	0.000645	0.09	0.000184	SI
1'	0.001077	0.36	0.002225	SI
1	0.000588	3.55	0.000166	SI

Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Winfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

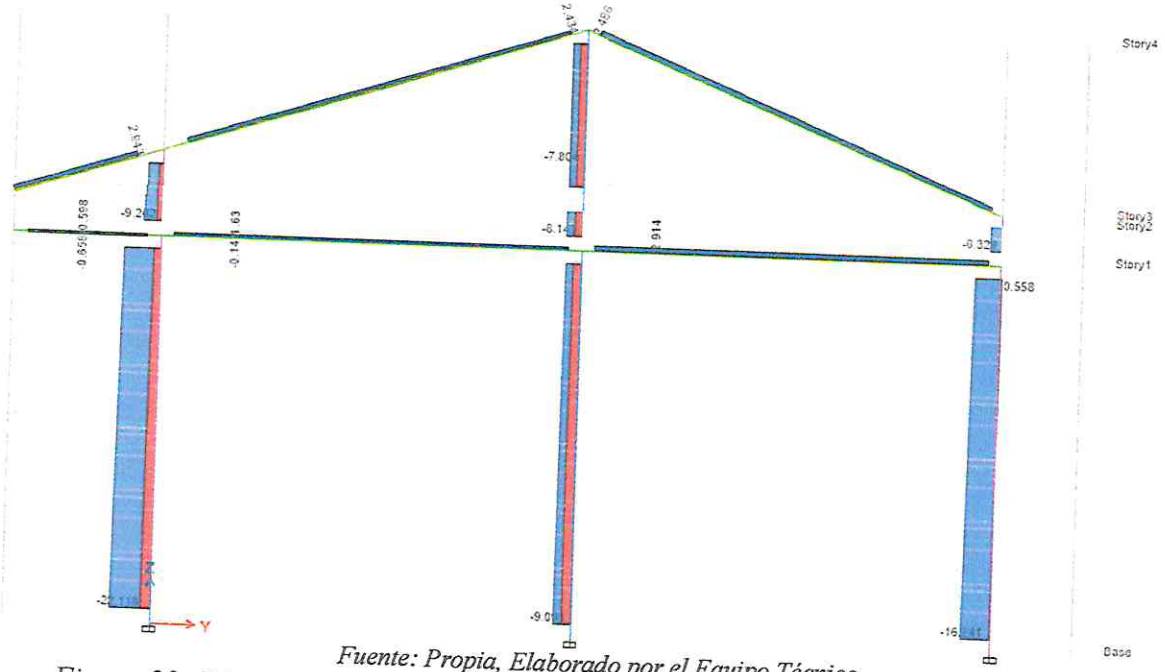
Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

7. DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

7.1 Resultados del análisis por cargas de gravedad y cargas sísmicas

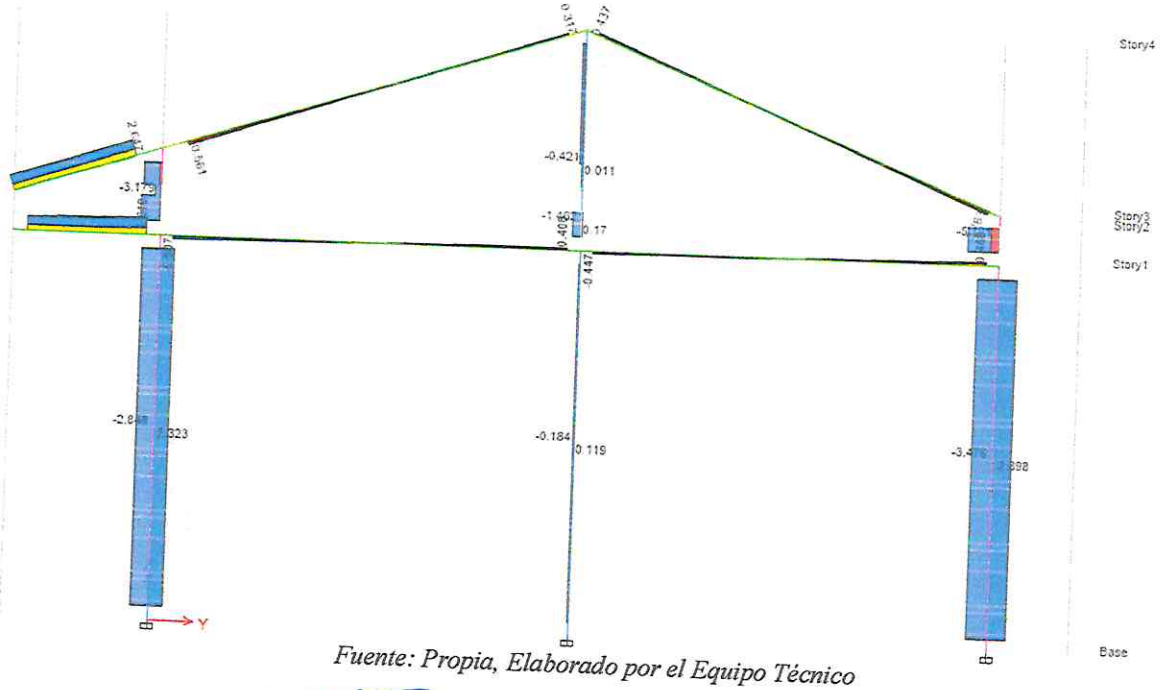
002562

Figura 22: Diagrama de Fuerza Axial Pórtico 10 - 10



Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Figura 23: Diagrama de Fuerza Cortante 2-2 Pórtico 10 - 10

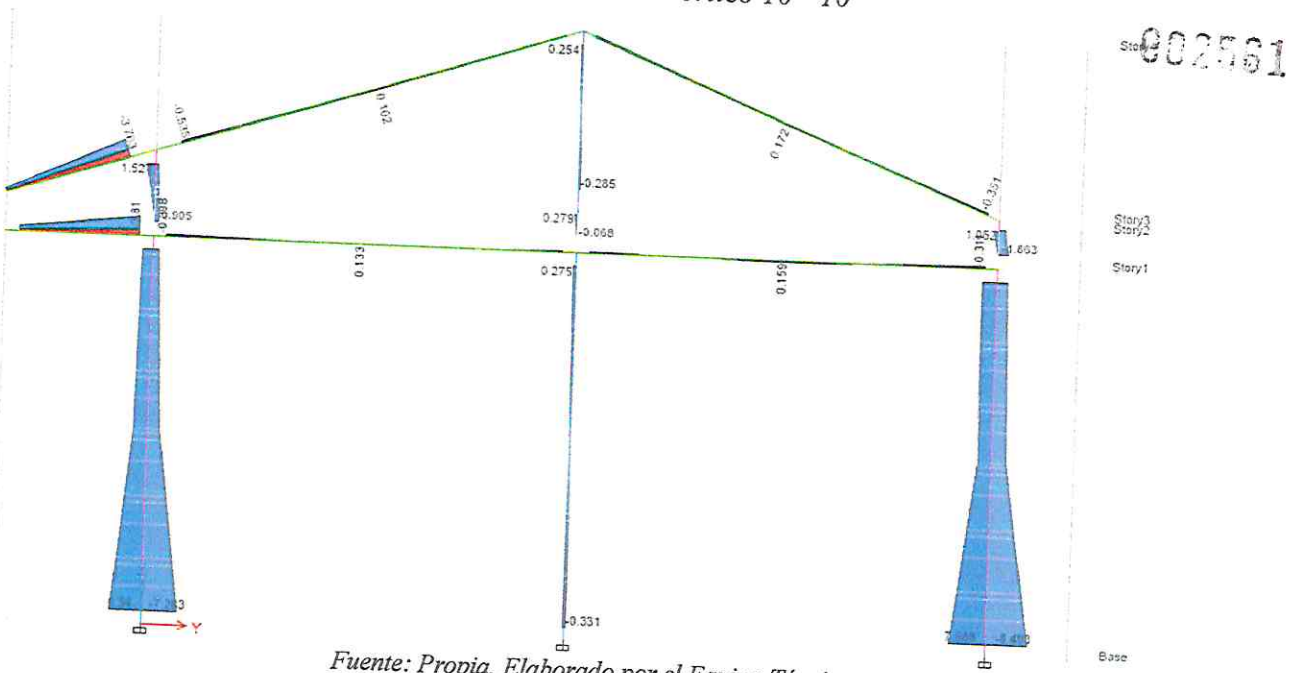


Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Wilfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

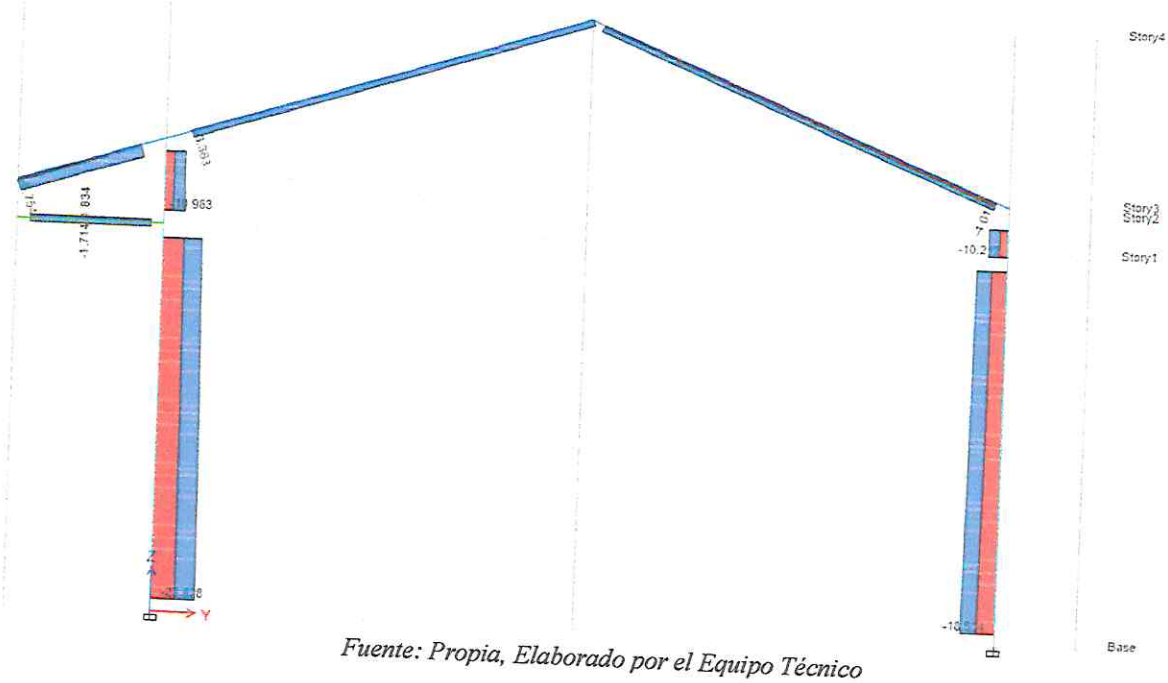
Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

Figura 24: Diagrama de Momento Flector 3-3 Pórtico 10 - 10



Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Figura 25: Diagrama de Fuerza Axial Pórtico 13 - 13

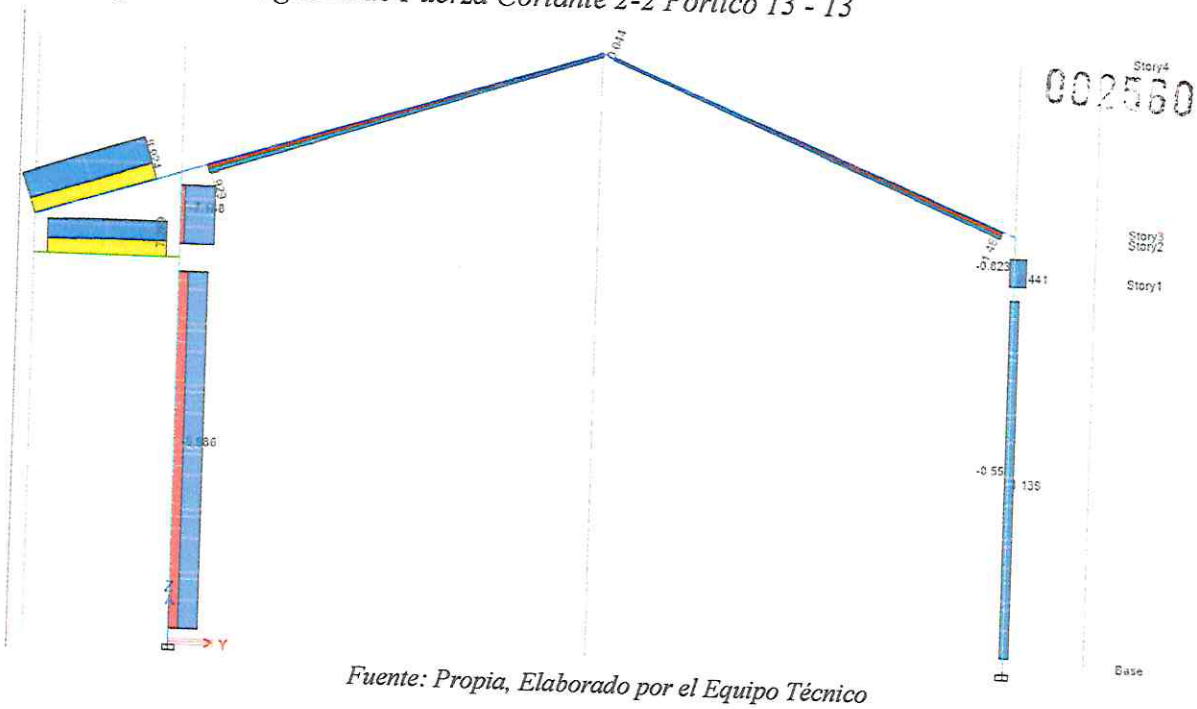


Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Wilfredo Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

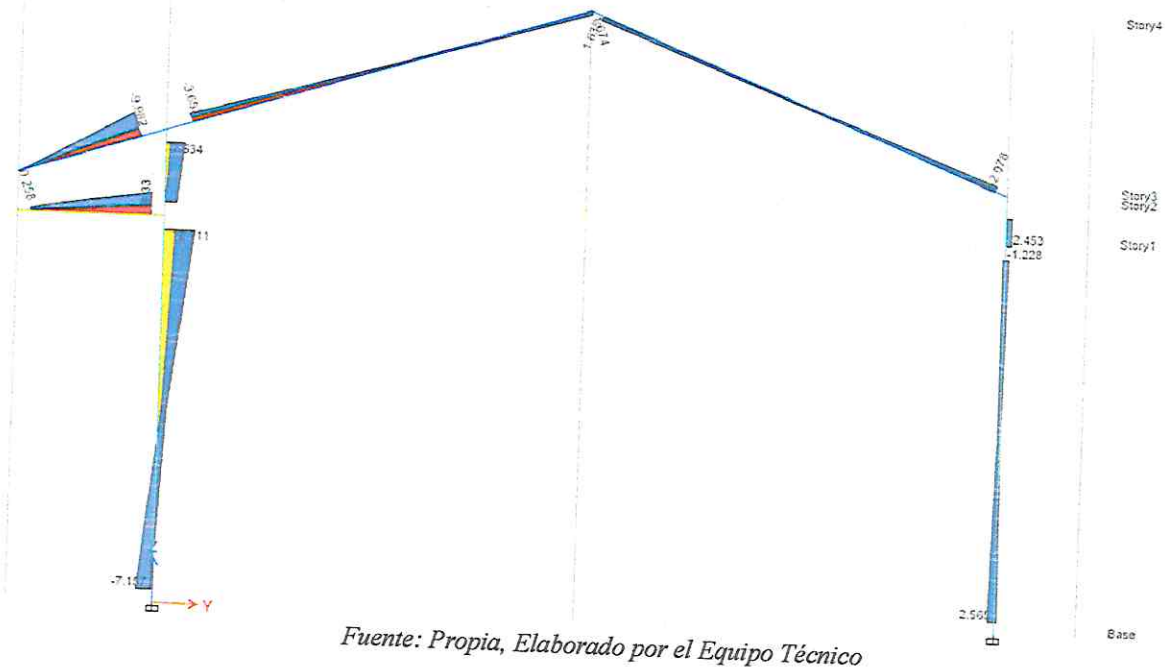
Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191478

Figura 26: Diagrama de Fuerza Cortante 2-2 Pórtico 13 - 13



Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Figura 27: Diagrama de Momento Flector 3-3 Pórtico 13 - 13



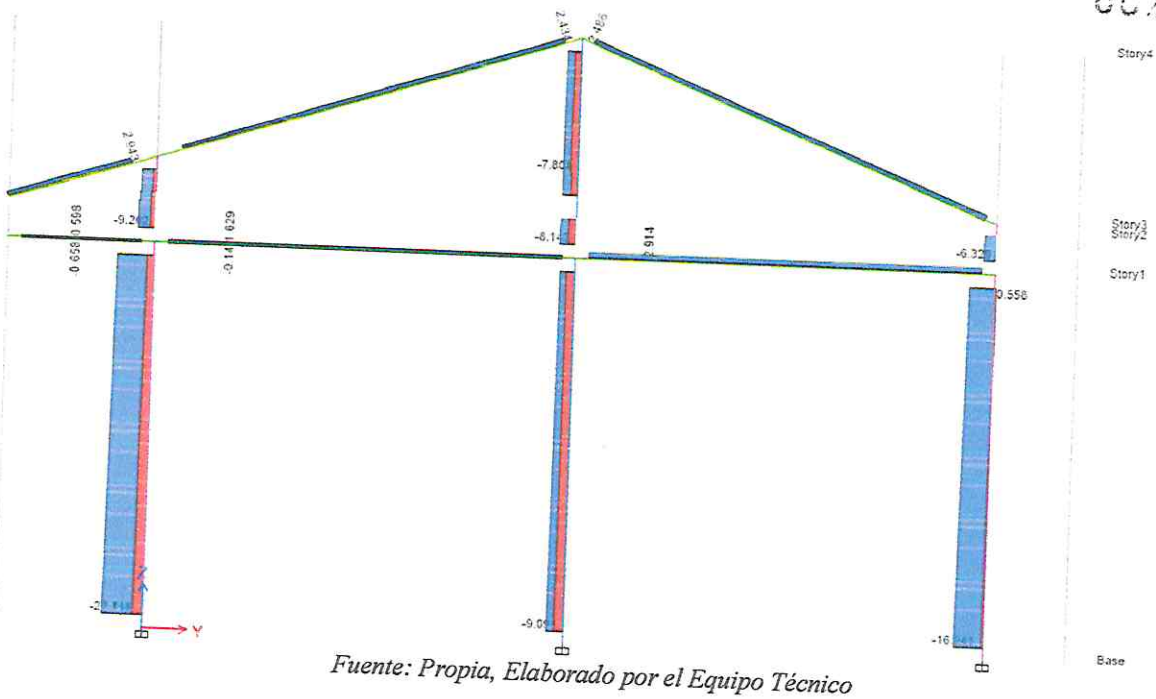
Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Willreco J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

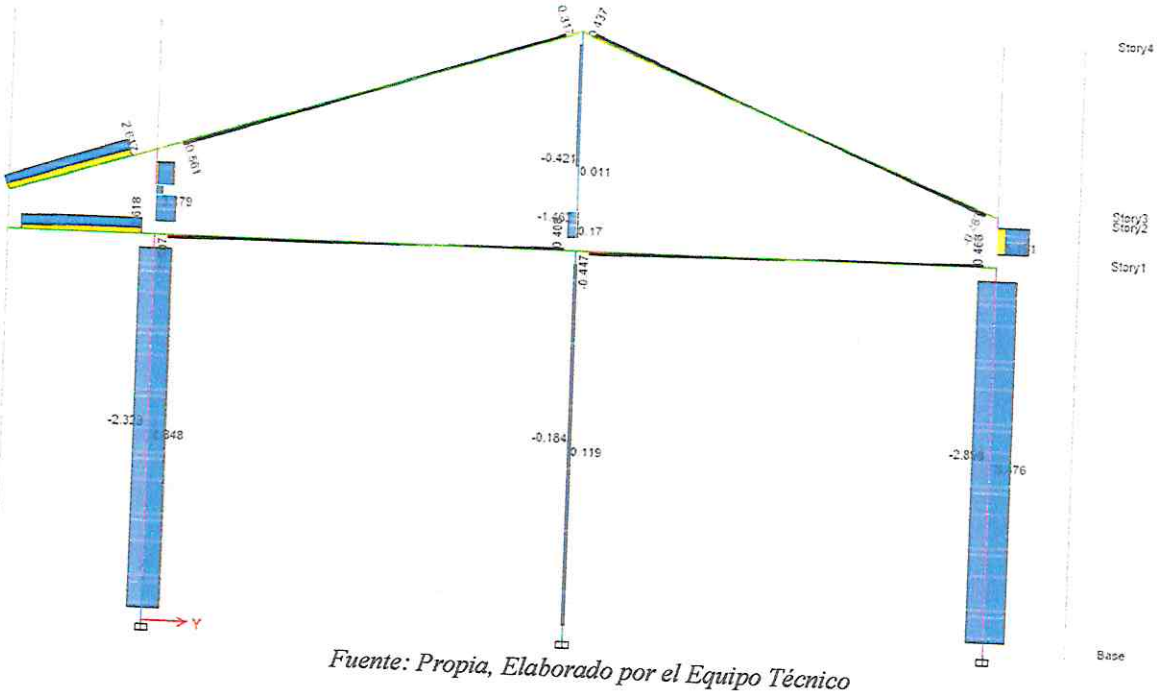
002559

Figura 28: Diagrama de Fuerza Axial Pórtico 16 - 16



Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Figura 29: Diagrama de Fuerza Cortante 2-2 Pórtico 16 - 16



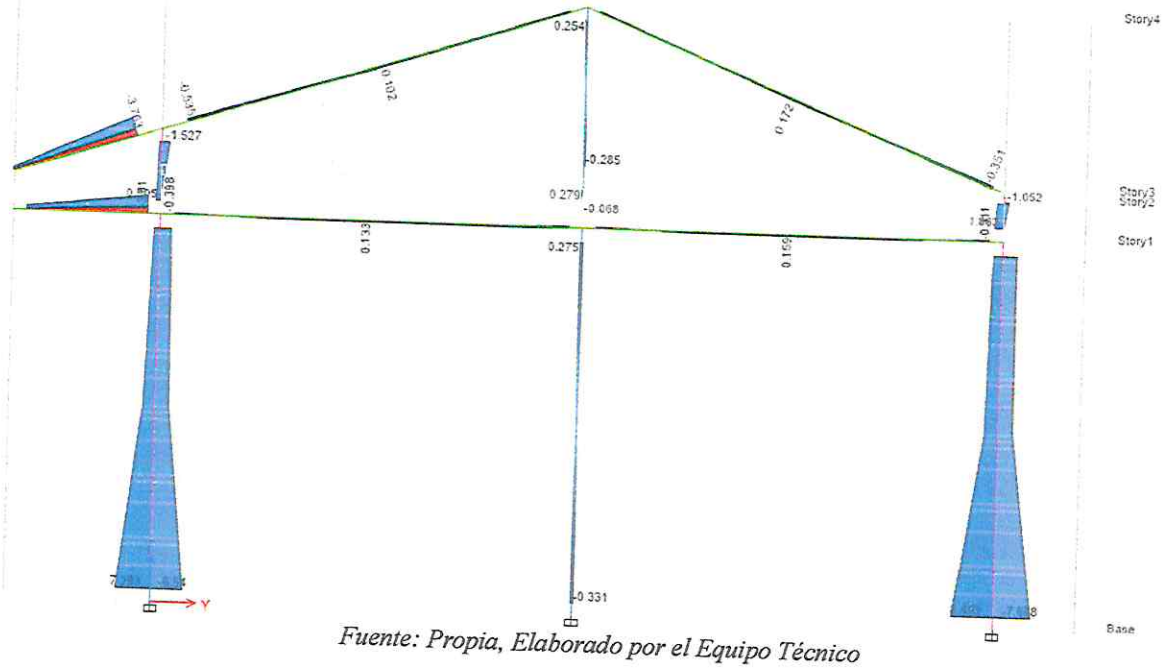
Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Wilfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teofilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 181471

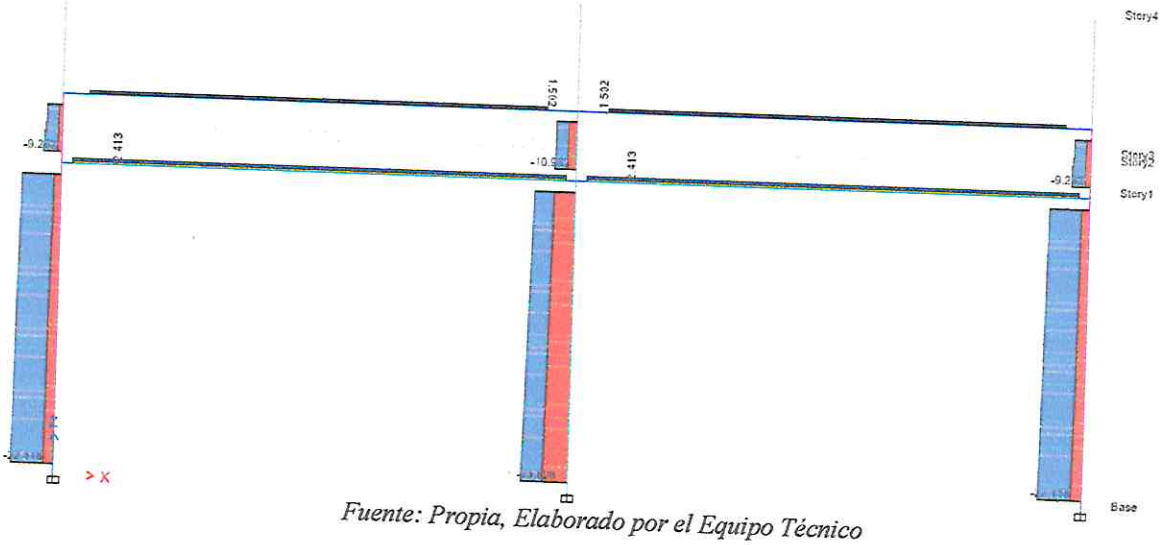
002558

Figura 30: Diagrama de Momento Flector 3-3 Pórtico 16 - 16



Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Figura 31: Diagrama de Fuerza Axial Pórtico FF – FF



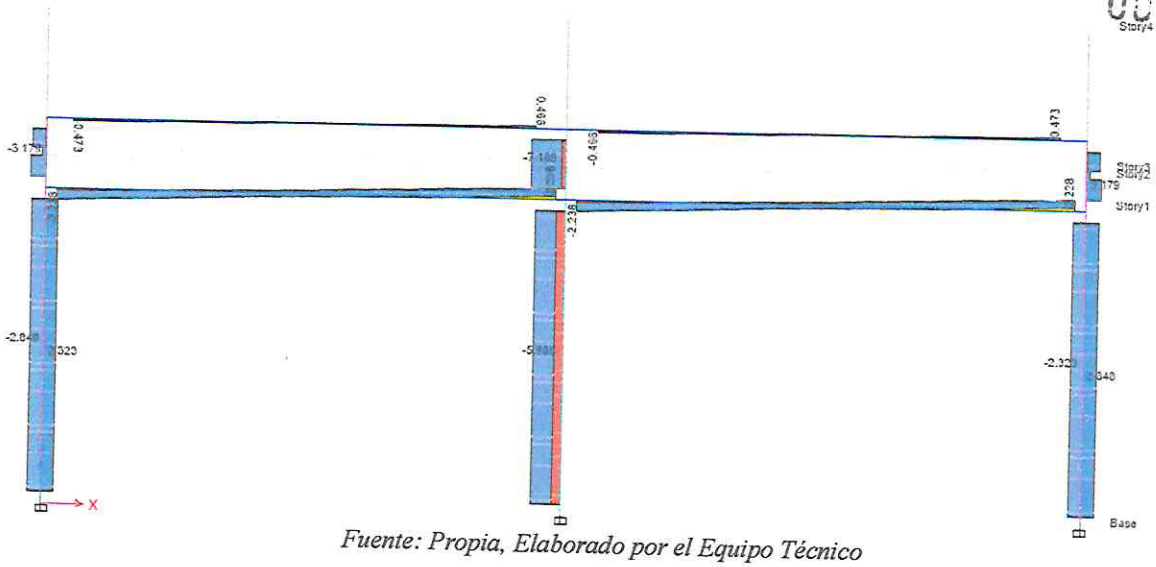
Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Willrado Ramos Ile
INGENIERO CIVIL
CIP 191.[illegible]

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

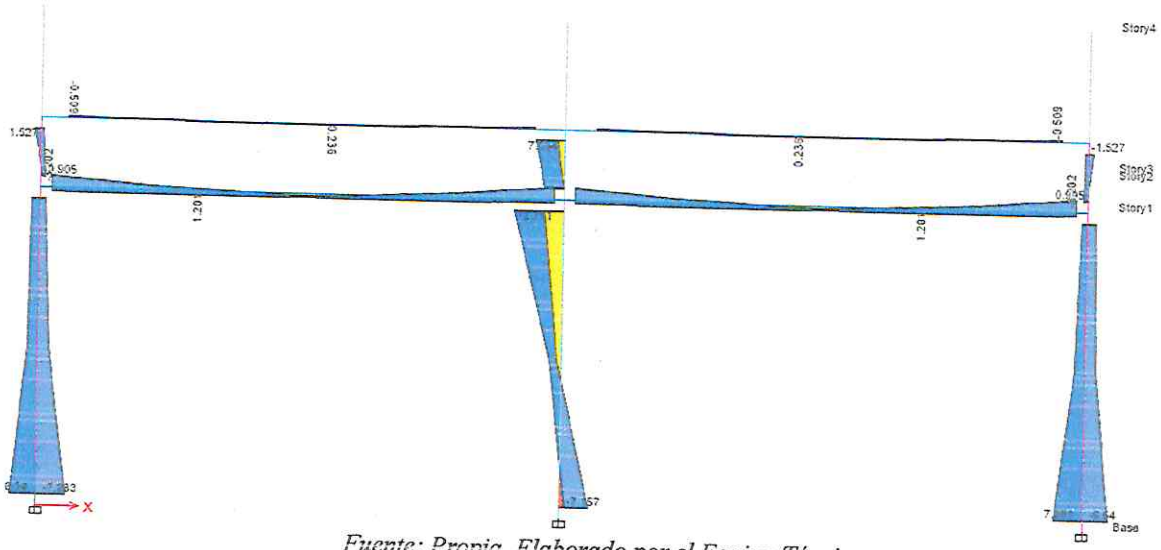
Figura 32: Diagrama de Fuerza Cortante 2-2 Pórtico FF - FF

002557



Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Figura 33: Diagrama de Momento Flector 3-3 Pórtico FF - FF

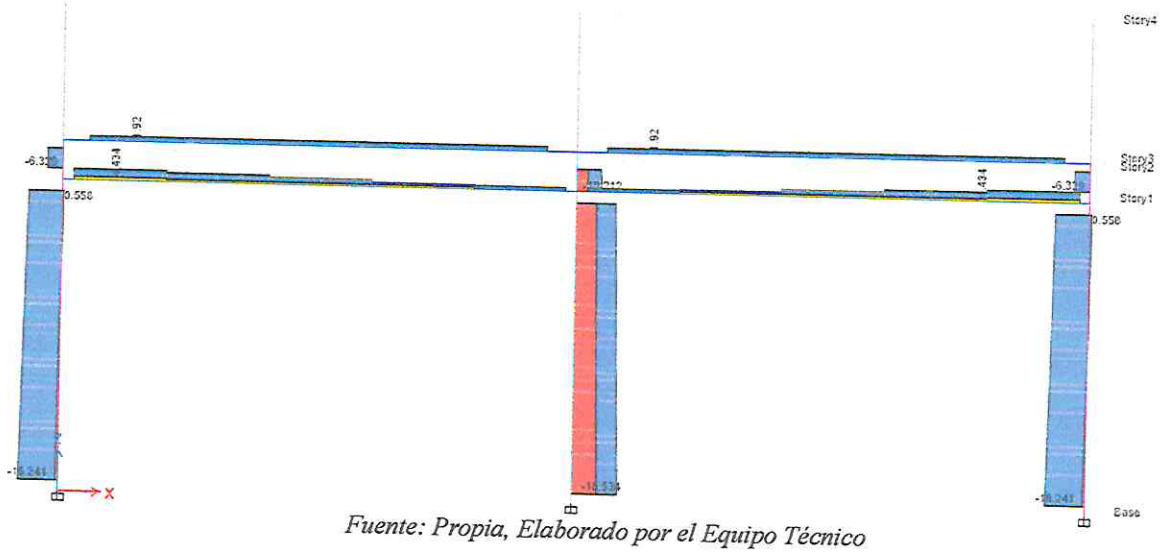


Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Wilfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

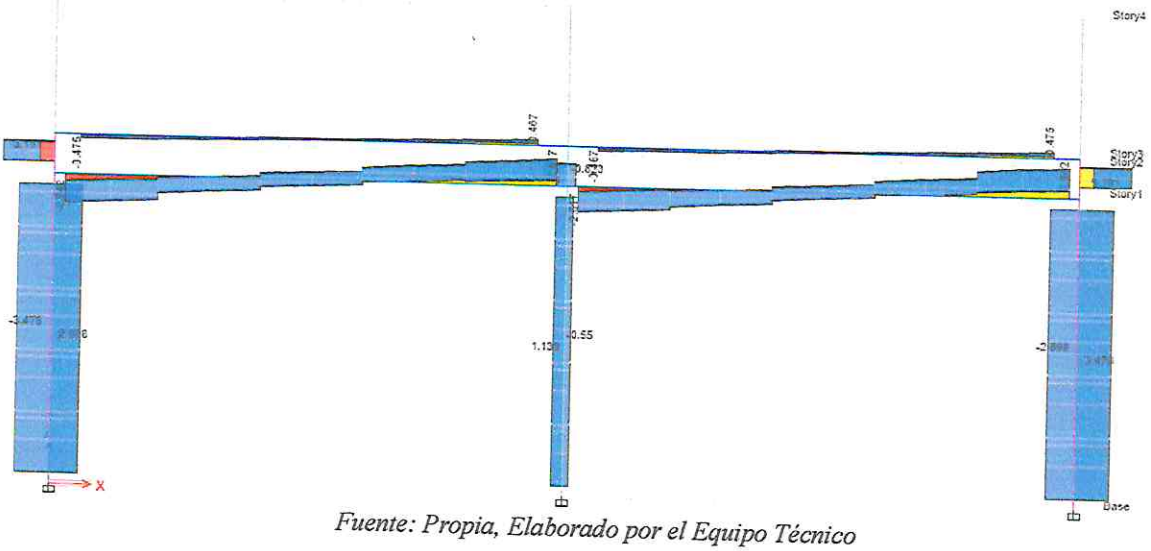
Luis Teófilo Cárdenas Colque
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

Figura 34: Diagrama de Fuerza Axial Pórtico HH - HH



Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Figura 35: Diagrama de Fuerza Cortante 2-2 Pórtico HH - HH



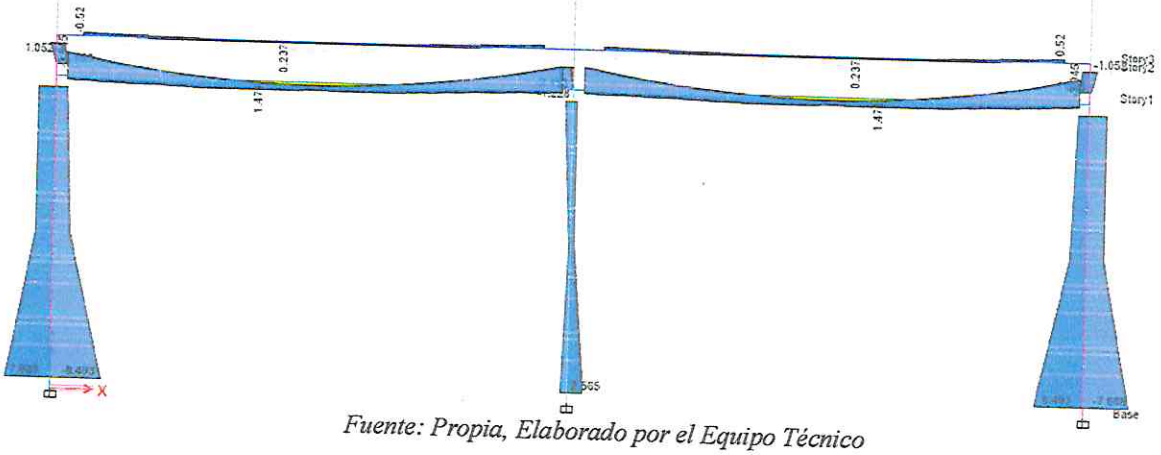
Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Wilfredo Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

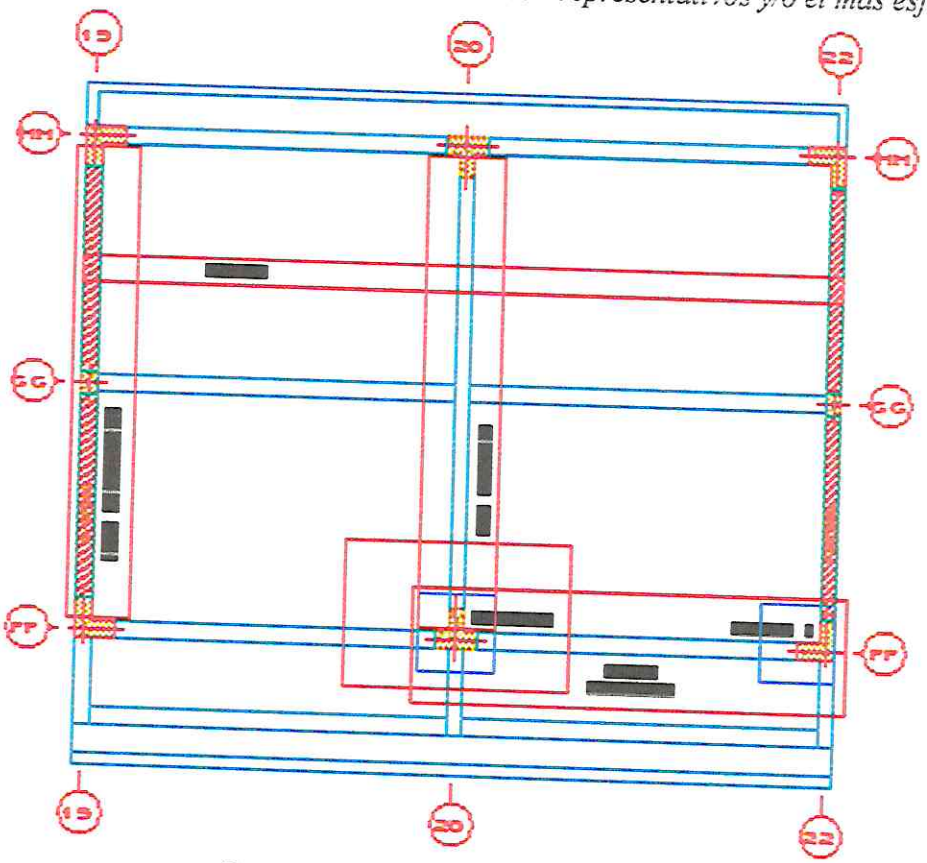
Figura 36: Diagrama de Momento Flector 3-3 Pórtico HH – HH

002555



Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Figura 37: Elementos estructurales diseñados - representativos y/o el más esforzado



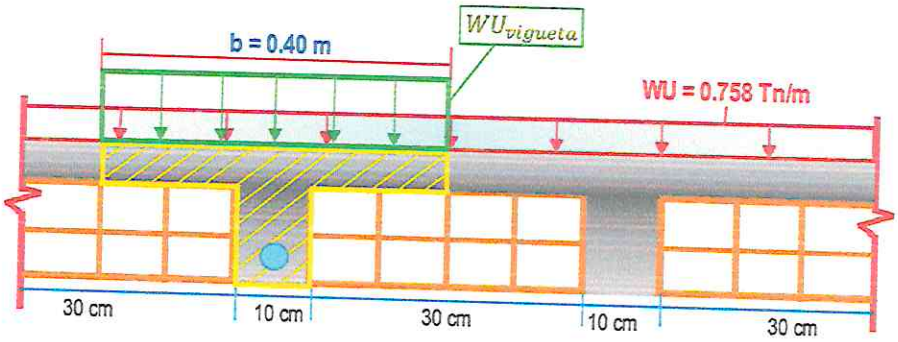
Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Wilfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

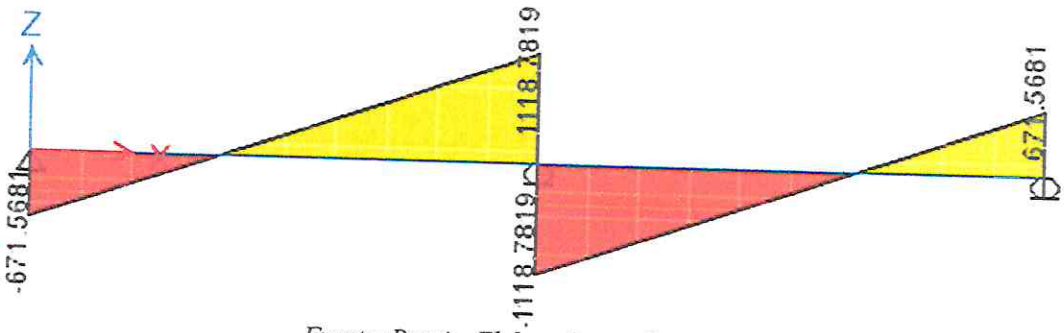
002554

7.2 Diseño de aligerados



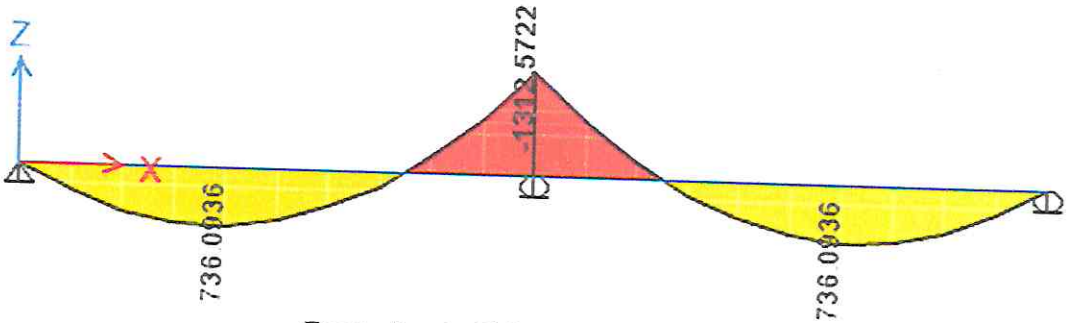
$WU_{vigueta} = WU * b$ 758 Kg/m2 * 0.40 m = 303.2 Kg/m WUvigueta = 0.303 Tn/m

Figura 38: Diagrama de Fuerza Cortante 2-2 Losa Aligerada



Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Figura 39: Diagrama de Momento Flector 3-3 Losa Aligerada



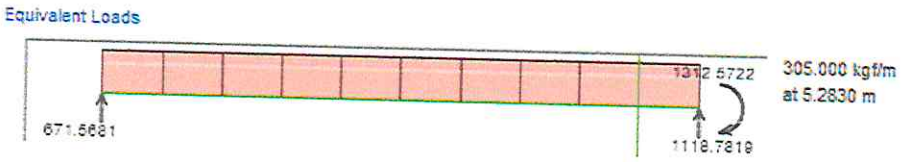
Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

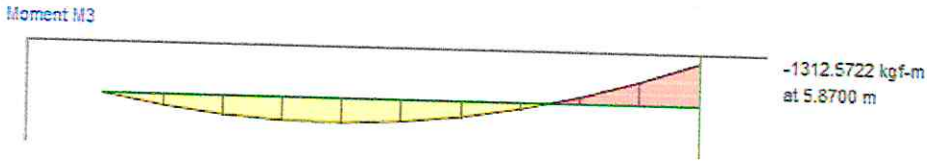
Wilfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

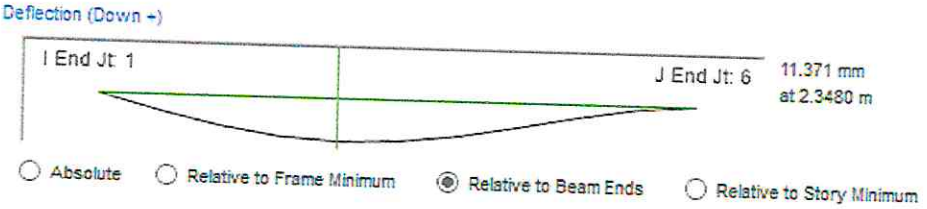
Luis Teofilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

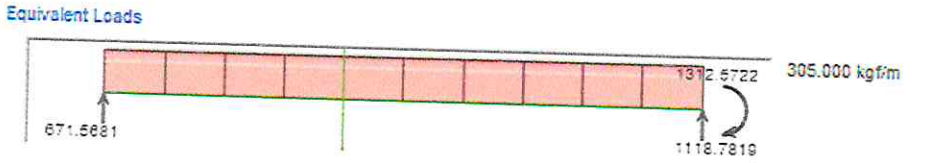
002553

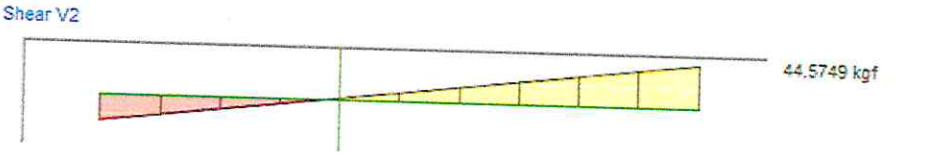
a. Diseño por flexión

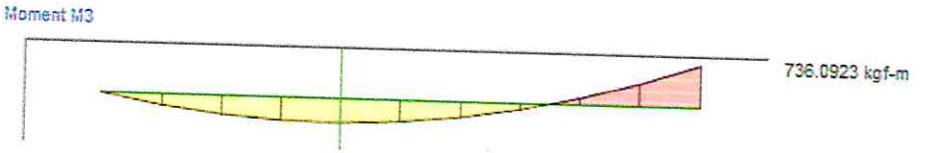


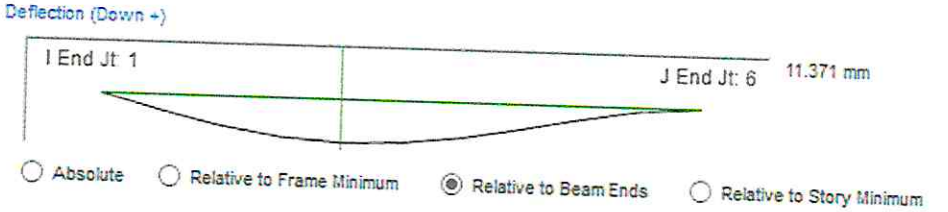








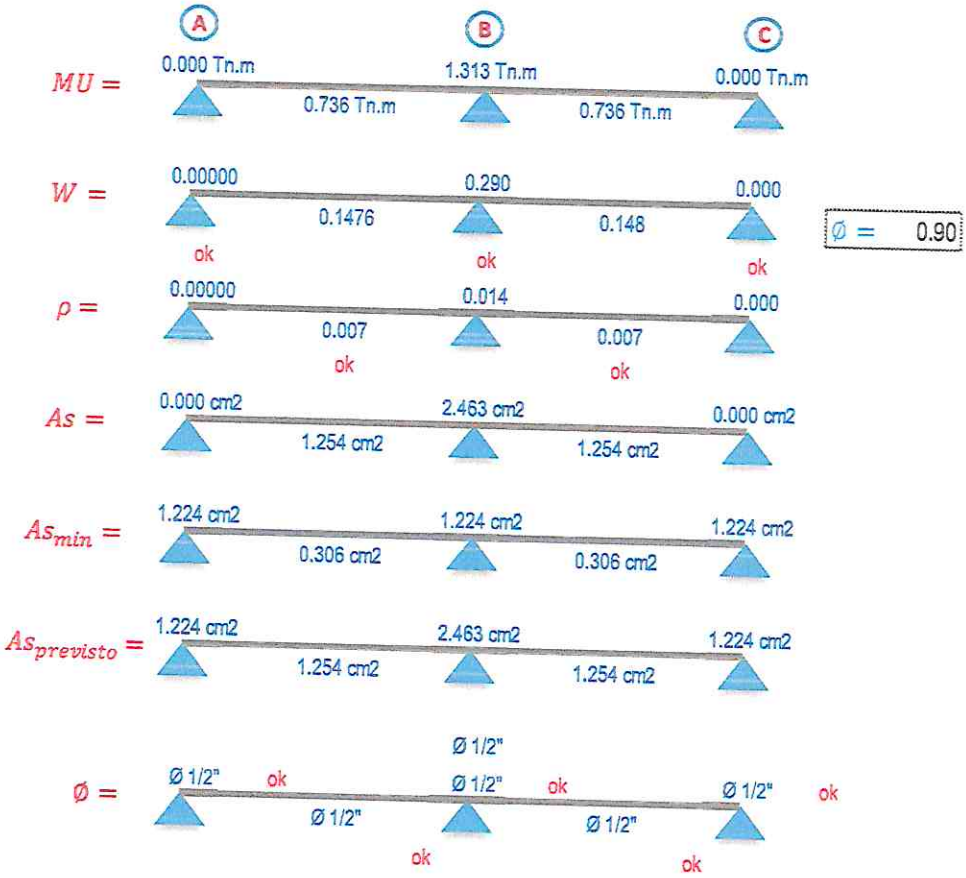




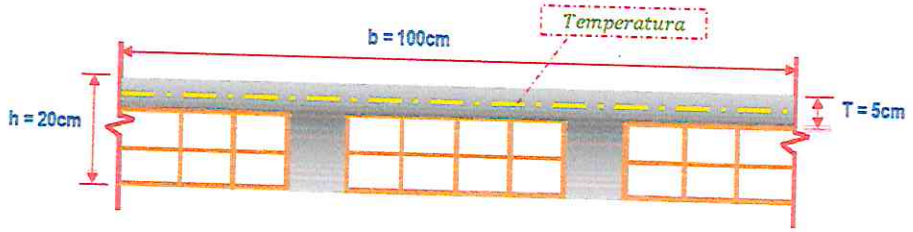
Winfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP: 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002552



b. Refuerzo por temperatura



$As_{min} = 0.0018 * b * T$ 0.0018 * 100 * 5 = 0.90cm2

*Considerando siempre Ø 1/4"

$\#Barras = \frac{As_{min}}{As_b}$ $\frac{0.90cm2}{0.32cm2}$ = 3 Ø1/4

$S_{max} = S * T$ 5 * 5 = 25 cm

$S_{\phi} = \frac{b}{\#Barras}$ $\frac{100\ cm}{3}$ = 33 cm

→ usaremos: Ø 1/4" @ 25cm

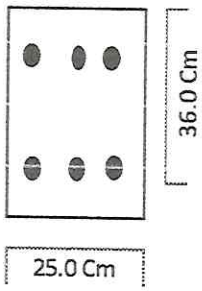
Wilfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141592

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

7.3 Diseño de Vigas

a. Diseño por flexión

ANALISIS Y DISEÑO EN FLEXIÓN DE VIGAS



F_y =	4,200	Kg/cm²	ϕ flexión = 0.9
F_c =	210	Kg/cm²	1.2*Mcr = 231862 kg-cm
b =	25	cm	
h =	40	cm	
r =	4	cm	
fr =	29	Kg/cm2	
Ig =	133,333	cm^4	
Yt =	20	cm	
Mcr =	193,218	kg-cm	
Mcr	2	Ton-m	

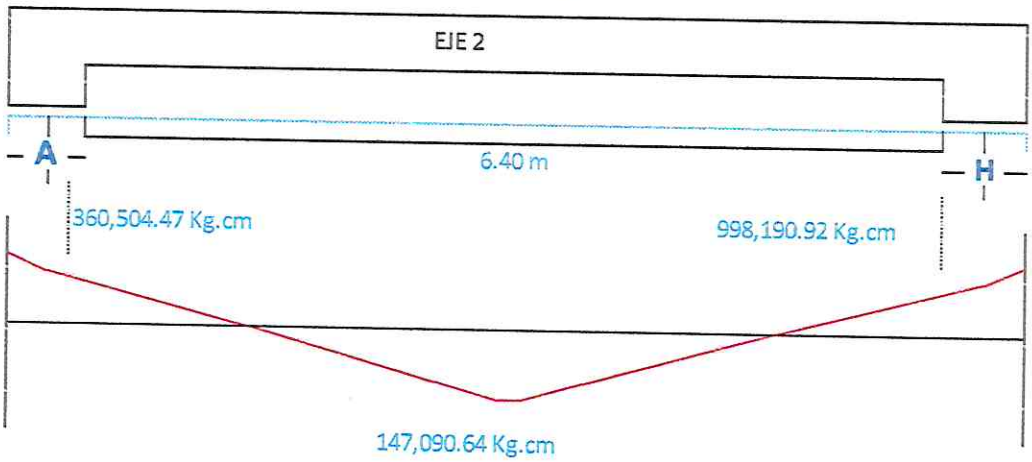
10.5 REFUERZO MÍNIMO EN ELEMENTOS SOMETIDOS A FLEXIÓN

10.5.1 En cualquier sección de un elemento estructural - excepto en zapatas y losas macizas - sometido a flexión, donde por el análisis se requiera refuerzo de acero en tracción, el área de acero que se proporcione será la necesaria para que la resistencia de diseño de la sección sea por lo menos 1,2 veces el momento de agrietamiento de la sección bruta Mcr ($\phi Mn \geq 1{,}2\ Mcr$), donde:

$$Mcr = \frac{fr\ Ig}{Yt} \qquad fr = 0.62\sqrt{f'c}$$

10.5.2 El área mínima de refuerzo por tracción de las secciones rectangulares y de las secciones T con el ala en compresión, no será menor de:

$$As\min = \frac{0.22\sqrt{f'c}}{fy}\ bw\ d \qquad (10\text{-}3)$$



257,624.48 Kg.cm

As= $\rho * b * d$

$$\rho = W * \frac{f'C}{fy} \qquad W = \frac{\emptyset - \sqrt{\emptyset^2 - 4 * 0.59 * \emptyset * K_u}}{2 * 0.59 * \emptyset}$$

Asmin= $\rho min * b * d$

$$\rho_{min} = 0.7 * \frac{\sqrt{f'C}}{fy} \qquad K_u = \frac{M_U}{f'c * b * d^2}$$

Wilfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teofilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002550

ANALISIS DE ACERO EN VIGA

M_U	360,504.47	257,624.48	998,190.92
b	25.00	25.00	25.00
d	36.00	36.00	36.00
ϕ	0.90	0.90	0.90
K_U	0.05298	0.03786	0.14671
W	0.06107	0.04317	0.18270
ρ	0.00305	0.00216	0.00914
ρ_{min}	0.00242	0.00242	0.00242
A_s	2.75	1.94	8.22
$A_{s\,min}$	2.17	2.17	2.17
$A_{s\,sel.}$	2.75	2.17	8.22

Alternativa 1: $A_{s\ 5/8} = 1.98\ cm^2$

Ø	1.39	1.10	4.15
5/8"	2 Barillas	2 Barillas	4 Barillas

: $A_{s\ 1/2} = 1.27\ cm^2$

Ø	-0.96	-1.41	0.24
1/2"	1 Barillas	1 Barillas	1 Barillas

Acero asumido en los planos

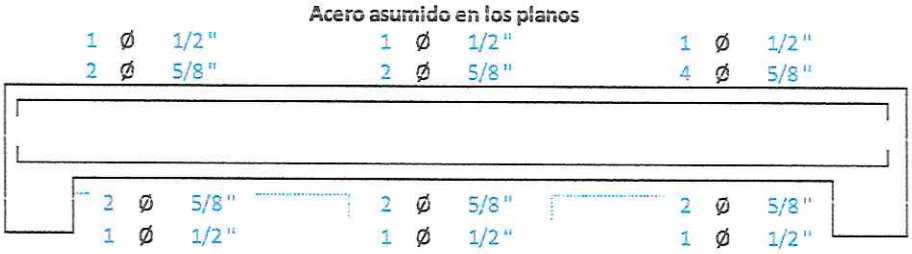
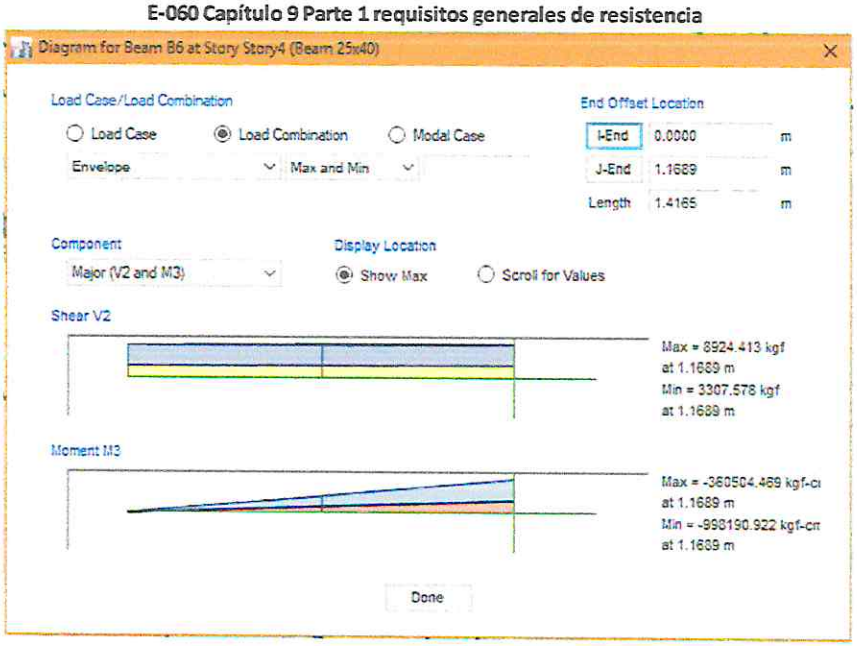


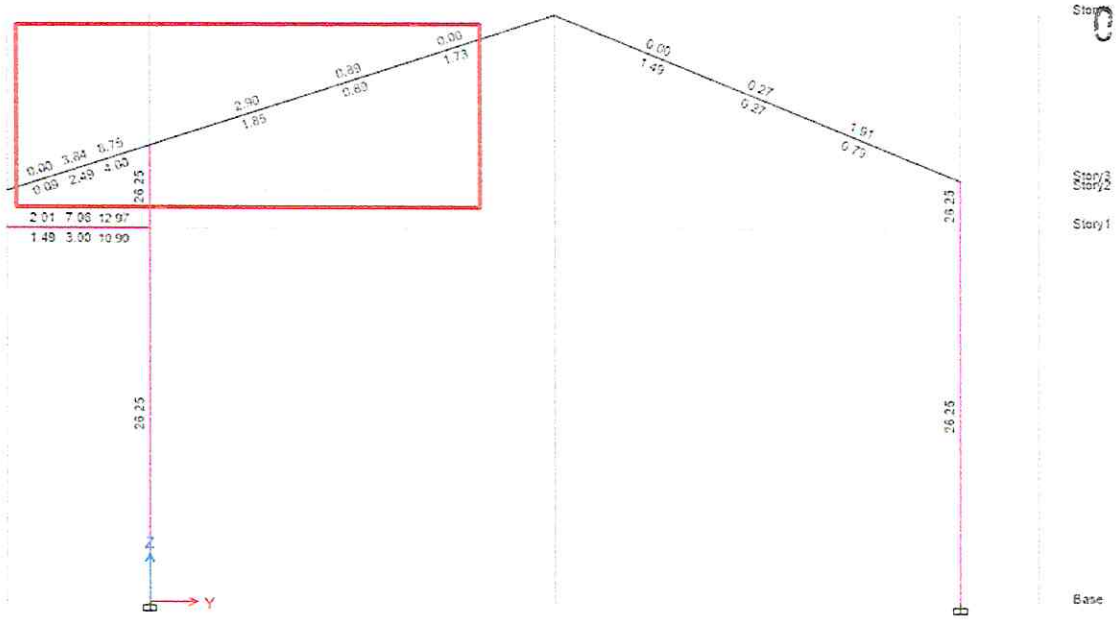
Diagrama de Esfuerzos (Momentos),Fue Obtenido Con la Combinacion de Carga de E-060 Capítulo 9 Parte 1 requisitos generales de resistencia



Winfred J Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002549



comparacion de resulatados:

Comparacion de Resulatados Obtenidos del Programa Etabs y del Diseño en esta Hoja:

	Acero (-) cm2	Acero (+) cm2	Acero (-) cm2
Hoja	2.75	2.17	8.22
Etabs	3.84	2.49	8.75
Plano	5.23	5.23	9.18

Se concluye que los resultados son similares por lo que por eficiencia se tomara en cuenta los resultados obtenidos en el programa Etabs, manteniendonos dentro del marco normativo.

Para el Dibujo de Planos se Considero lo siguiente y la tabla de la hoja "Grafica y datos"; ademas se trato de uniformizar para una mejor, facil y rapido proceso constructivo

7.11 REFUERZO TRANSVERSAL PARA ELEMENTOS A FLEXIÓN

7.11.1 El refuerzo en compresión en vigas debe confinarse con estribos que cumplan las limitaciones de tamaño y espaciamiento de 7.10.5 o bien con un refuerzo electrosoldado de alambre de un área equivalente. Los estribos deben colocarse a lo largo de toda la distancia donde se requiera refuerzo en compresión.

7.11.2 El refuerzo transversal para elementos de pórticos sometidos a esfuerzos de torsión o a esfuerzos reversibles de flexión en los apoyos debe consistir en estribos cerrados o espirales colocados alrededor del refuerzo de flexión.

7.11.3 Los estribos cerrados se deben formar de una sola pieza con sus ganchos extremos colocados superpuestos abrazando la misma barra longitudinal, o se deben formar de una o dos piezas unidas mediante un empalme por traslape Clase B (longitud de traslape de 1.3 ℓd) o anclándolas de acuerdo con 12.13.

Wilfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002548

7.10.5.3 Los estribos deben disponerse de tal forma que cada barra longitudinal de esquina y cada barra alterna tenga apoyp lateral proporcionado por la esquina de un estribo con un ángulo interior no mayor de 135º y ninguna barra longitudinal esté separada a más de 150 mm libres de una barra apoyada lateralmente. Cuando las barras longitudinales estén localizadas alrededor del perímetro de un círculo, se permite el uso de un estribo circular completo.

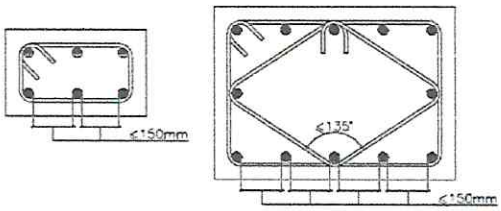
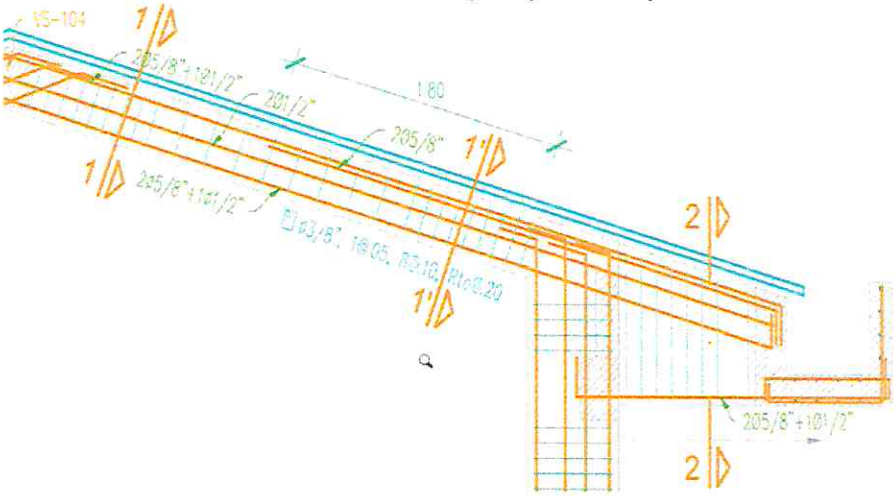
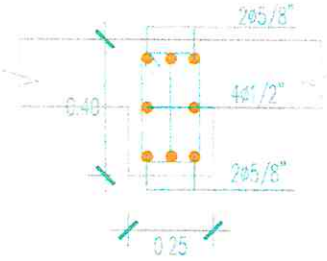


Fig. 7.10.5.3 Separación máxima de barras sin apoyo lateral.

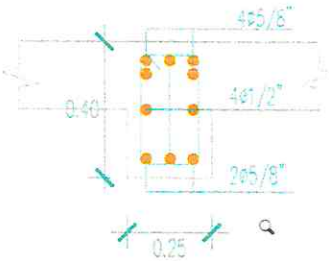
Acero asumido y dibujado en los planos





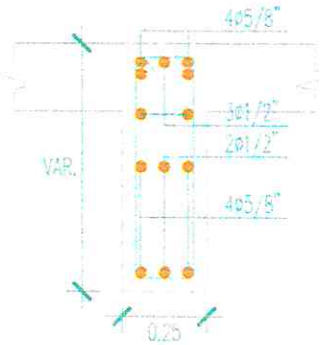
CORTE 1 - 1

Ø 3/8": 1@ 0.05, R@0.10, R@0.20



CORTE 1' - 1'

Ø 3/8": 1@ 0.05, R@0.10, R@0.20



CORTE 2 - 2

Ø 3/8": 1@ 0.05, R@0.10, R@0.20

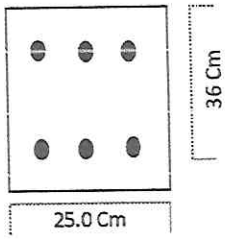
Winfredo Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 152471

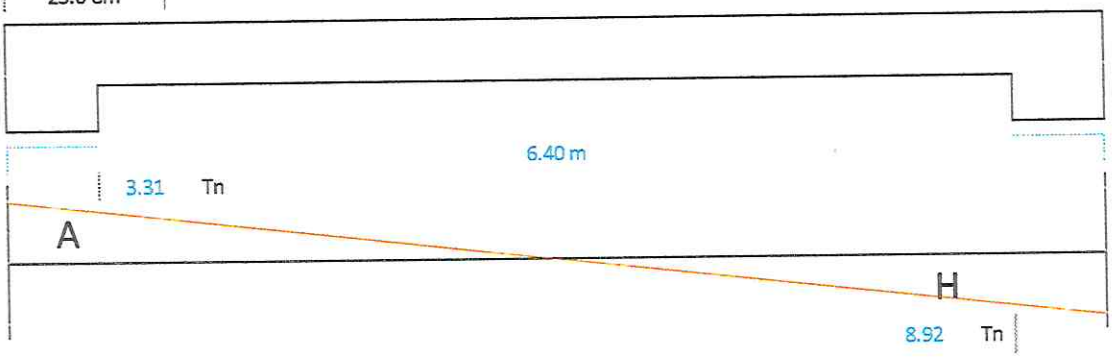
b. Diseño por cortante

002547

ANALISIS DE CORTE EN VIGAS



F_y = 4,200 Kg/cm²
F_c = 210 Kg/cm²
b = 25 cm
h = 40 cm
r = 4 cm



Cortante actuante = 3.31 Tn.
Cortante nominal = 3.89 Tn.
V_n = 3,894.12 Kg

$$V_n = \frac{V_a}{0.85} = \frac{3.31}{0.85} = 3.89$$

Cortante actuante = 8.92 Tn.
Cortante nominal = 10.49 Tn.
V_n = 10,494.12 Kg

$$V_n = \frac{V_a}{0.85} = \frac{8.92}{0.85} = 10.49$$

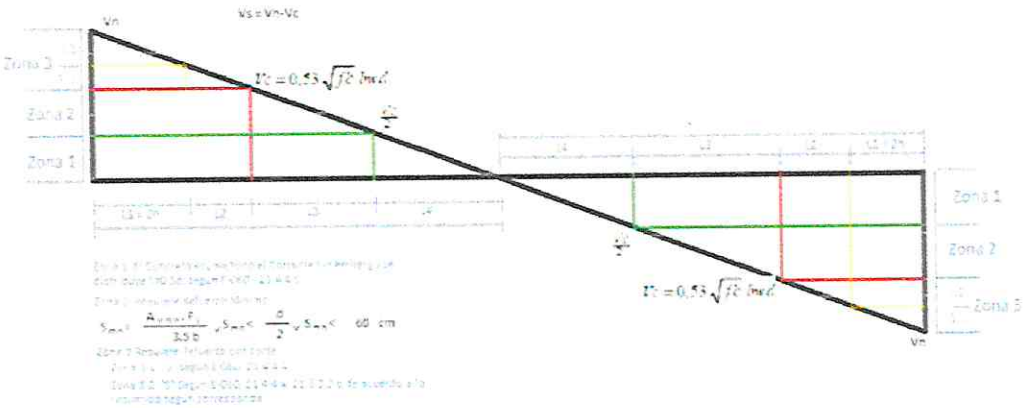
Resistencia del concreto al corte

V_c = 6,912.39 Kg. = 6.91 Tn.

$$V_c = 0.53\,(f'c)^{1/2}.b.d = 0.53\ (210)^{1/2}\ (25)\ (36) = 6{,}912.39$$

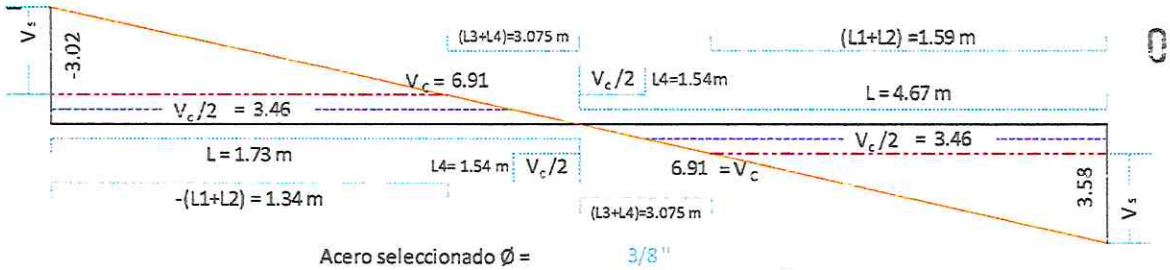
Cortante asumido por el estribo (V_s)
$V_s = V_n - V_c$ = -3.02 Tn.

Cortante asumido por el estribo (V_s)
$V_s = V_n - V_c$ = 3.58 Tn.



Wilfredo Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471



Acero seleccionado Ø = 3/8"

Area de acero del estribo (A_V) = 0.71 cm^2

Area de acero minimo ($A_{V\,min}$) = 1.43 cm^2

1) Zona 1 si $V_n \leq V_c/2$

En la zona 1 no se requiere estribos. Pero por E-060 -21.4.4.5

@: 18

N°: 17.1

2) Zona 2

Si $V_c \geq V_n \geq V_c/2$

$$S_{min} = \frac{A_{V\,min} \cdot F_y}{3.5\,b} \quad \wedge \quad S_{min} < \frac{d}{2} \quad \wedge \quad S_{min} < 60 \text{ cm}$$

68.41 cm ^ 18.0 cm ^ 60.0 cm

$2*L_3$= 1.725 @: 18.0

N°: 10 no existe zona 2

3) Zona 3

3.1) Zona 3.1 L1 = 2h= 0.80 m

si $1.06\,(f'c)^{1/2}\,b\,.d \geq V_S > 0$

$$S = \frac{A_V \cdot F_Y \cdot d}{V_S} \quad \wedge \quad S = \frac{d}{4} \quad \wedge \quad S = 30\text{ cm}$$

13.82 Tn. ≥ -3.02 Tn. > 0.00 Tn.

no existe zona 3.1

S_1 =	5.0	≈	5.0	cm ;	ΣS =	0.05	m ;	V_{S1} =	-3.13	S_1 =	5.0	≈	5.0	cm ;	ΣS =	0.05	m ;	V_{S1} =	3.47
S_2 =	15.0 cm	≈	10.0	cm ;	ΣS =	0.15	m ;	V_{S2} =	-3.36	S_2 =	15.0 cm	≈	10.0	cm ;	ΣS =	0.15	m ;	V_{S2} =	3.24
S_3 =	15.0 cm	≈	10.0	cm ;	ΣS =	0.25	m ;	V_{S3} =	-3.58	S_3 =	15.0 cm	≈	10.0	cm ;	ΣS =	0.25	m ;	V_{S3} =	3.02
S_4 =	15.0 cm	≈	10.0	cm ;	ΣS =	0.35	m ;	V_{S4} =	-3.81	S_4 =	15.0 cm	≈	10.0	cm ;	ΣS =	0.35	m ;	V_{S4} =	2.79
S_5 =	15.0 cm	≈	10.0	cm ;	ΣS =	0.45	m ;	V_{S5} =	-4.03	S_5 =	15.0 cm	≈	10.0	cm ;	ΣS =	0.45	m ;	V_{S5} =	2.57
S_6 =	15.0 cm	≈	10.0	cm ;	ΣS =	0.55	m ;	V_{S6} =	-4.25	S_6 =	15.0 cm	≈	10.0	cm ;	ΣS =	0.55	m ;	V_{S6} =	2.35
S_7 =	15.0 cm	≈	10.0	cm ;	ΣS =	0.65	m ;	V_{S7} =	-4.48	S_7 =	15.0 cm	≈	10.0	cm ;	ΣS =	0.65	m ;	V_{S7} =	2.12
S_8 =	15.0 cm	≈	10.0	cm ;	ΣS =	0.75	m ;	V_{S8} =	-4.70	S_8 =	15.0 cm	≈	10.0	cm ;	ΣS =	0.75	m ;	V_{S8} =	1.90
S_9 =	15.0 cm	≈	10.0	cm ;	ΣS =	Z-3.2	m ;	V_{S9} =	Z-3.2	S_9 =	15.0 cm	≈	10.0	cm ;	ΣS =	0.85	m ;	V_{S9} =	Z-3.2
S_{10} =	Z-3.2	≈	10.0	cm ;	ΣS =	#####	m ;	V_{S10} =	#####	S_{10} =	Z-3.2	≈	10.0	cm ;	ΣS =	0.95	m ;	V_{S10} =	Z-3.2
S_{11} =	#########	≈	10.0	cm ;	ΣS =	#####	m ;	V_{S11} =	#####	S_{11} =	Z-3.2	≈	10.0	cm ;	ΣS =	1.05	m ;	V_{S11} =	Z-3.2
S_{12} =	#########	≈	10.0	cm ;	ΣS =	#####	m ;	V_{S12} =	#####	S_{12} =	Z-3.2	≈	10.0	cm ;	ΣS =	1.15	m ;	V_{S12} =	Z-3.2
S_{13} =	#########	≈	10.0	cm ;	ΣS =	#####	m ;	V_{S13} =	#####	S_{13} =	Z-3.2	≈	10.0	cm ;	ΣS =	1.25	m ;	V_{S13} =	Z-3.2

13.82 Tn. ≥ 3.58 Tn. > 0.00 Tn.

existe zona 3.1

Wilfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191671

3.2) Zona 3.2

Asume: NO-LA ZONA 3.1 ASUME TODA LA ZONA 3

3.2) Zona 3.2.1

$$\text{Si } 2.12\,(f'c)^{1/2}\,b.d \geq V_S > 1.06\,(f'c)^{1/2}\,b.d$$

$$S = \frac{A_V \cdot F_Y \cdot d}{V_S} \quad \wedge \quad S = \frac{d}{4} \quad \wedge \quad S = 30\text{ cm}$$

27.6495 Tn. ≥ -3.02 Tn. > 13.82 Tn.
no existe zona 3.2

27.6495 Tn. ≥ 3.58 Tn. > 13.82 Tn.
no existe zona 3.2

4) Limitante

$$\text{Si } V_S > 2.12\,(f'c)^{1/2}\,b.d\text{ ; redimensionar}$$

-3.02 Tn. > 27.6495 Tn. correcto

3.58 Tn. > 27.6495 Tn. correcto

(num. 11.5.7.9) En ningún caso se debe considerar V_S mayor que $2.1\sqrt{f'c}\,b_w d$

Distribucion de Estribos:

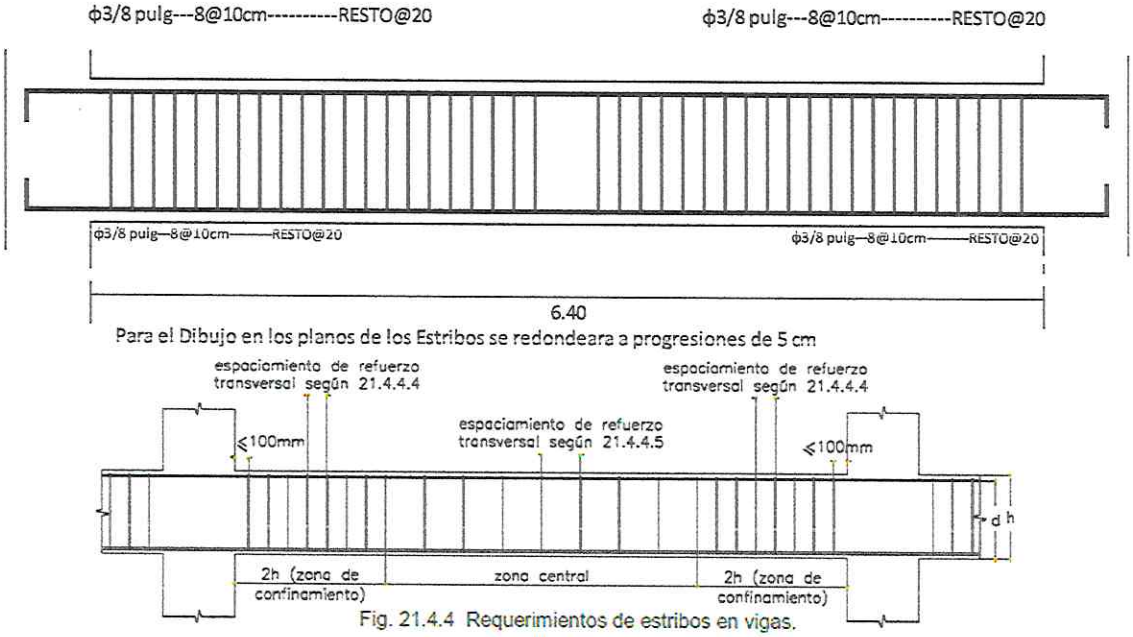


Fig. 21.4.4 Requerimientos de estribos en vigas.

Para la distribución de estribos se consideró las siguientes recomendaciones, según el artículo 21 (Norma E.060).

Wilfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

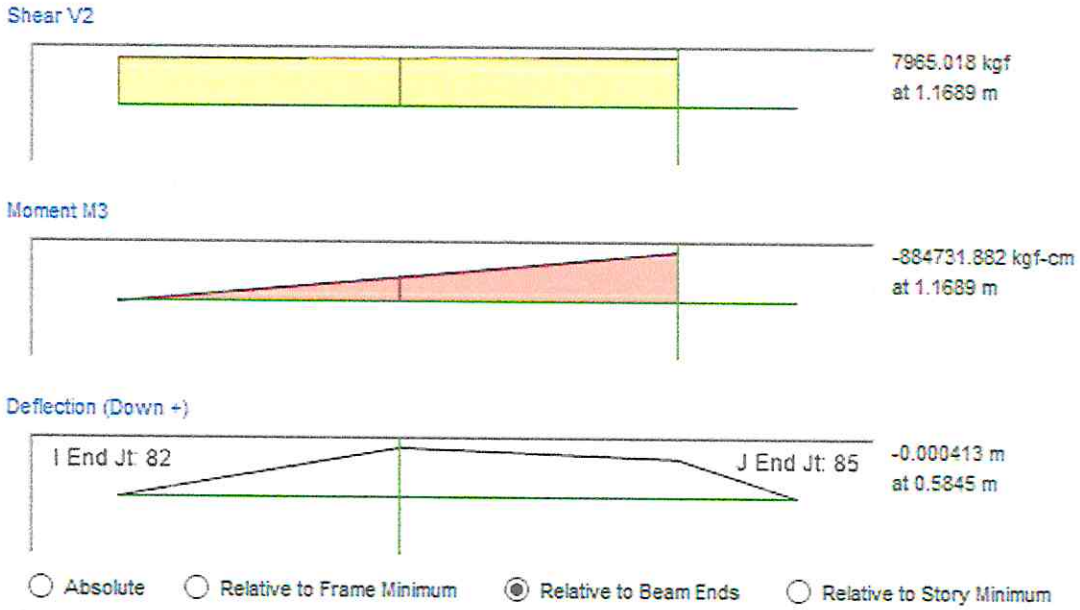
002544

21.4.4.4 En ambos extremos del elemento deben disponerse estribos cerrados de confinamiento en longitudes iguales a dos veces el peralte del elemento medido desde la cara del elemento de apoyo hacia el centro de la luz. El primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de 100 mm de la cara del elemento de apoyo. Los estribos serán como mínimo de 8 mm de diámetro para barras longitudinales de hasta 5/8" de diámetro, de 3/8" para barras longitudinales de hasta 1" de diámetro y de 1/2" para barras longitudinales de mayor diámetro. El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder del menor de (a), (b), (c) y (d):

(a) $d/4$, pero no es necesario que el espaciamiento sea menor de 150 mm;
(b) Diez veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro;
(c) 24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento;
(d) 300 mm.

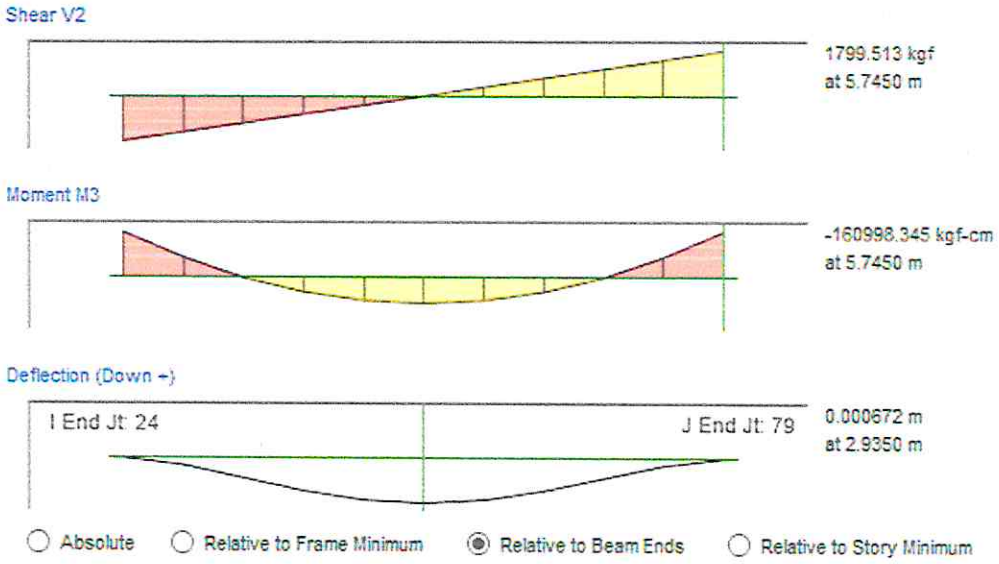
21.4.4.5 Los estribos deben estar espaciados a no más de $0{,}5d$ a lo largo de la longitud del elemento. En todo el elemento la separación de los estribos, no deberá ser mayor que la requerida por fuerza cortante.

c. Cálculo de deflexiones



Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471



7.4 Diseño de Columnas

a. Diseño por flexo-compresión

Wilfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teofilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

DIAGRAMA DE INTERACCION PARA COLUMNAS

Columna: **C - 7 T** Nivel: **1° Y TECHO**

Norma: ACI 318-02

Factor de Reduccion
según RNE E-060 CAP9.3.

si $Pu > 0.1f'_cA_g$

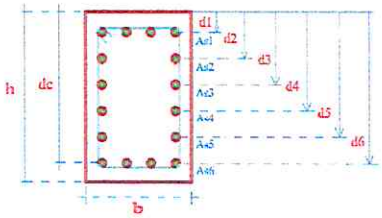
$\phi = 0.70$ (para columnas Estribadas)

si $Pu \le 0.1f'_cA_g$

$\phi = 0.90 - \frac{2P_U}{f'_cA_g} \ge 0.70$ (para columnas Estribadas)

Datos:

b=	70	cm
h=	60	cm
fc=	210	Kg/cm2
fy=	4200	Kg/cm2
Es=	2.E+06	Kg/cm2
Pu=	43.22	Tn
Mu=	12.71	Tn-m



Datos de Refuerzo en la Columna:

Datos	d	A1		A2		A3		A1+A2
Acero	cm	#	f	#	f	#	f	cm^2
As1	5.00	2	5/8					3.96
As2	22.50	2	5/8					3.96
As3	40.00	2	5/8	2	3/4			9.66
As4	55.00	2	5/8	2	3/4			9.66
As5	0.00							0.00
As6	0.00							0.00

Ast= 27.236 cm2 r= 0.006

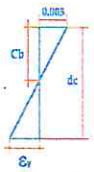
a) Condicion de Carga Concentrica

$$P_{no} = 0.85f'_c(A_g - A_{st}) + A_{st}f_y$$

$$A_g = bh$$

Ag= 4200 cm2
Pno= 859.23 Tn

b) Condicion Balanceada



ε_y= 0.0021

Cb= 32.35

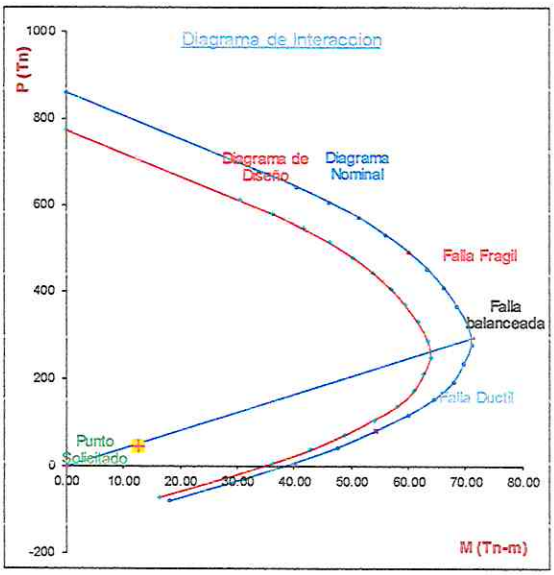
$$f_{si} = 0.003 \times E_s \times \frac{(c - d_i)}{c}$$

#	fs	Ps (Tn)	Brazo (m)	M(Tn-m)
fs1	4200	16.63	0.25	4.156585
fs2	1827.273	7.23	0.08	0.542515
fs3	-1418.18	-13.70	-0.10	1.369838
fs4	-4200	-40.568268	-0.25	10.14207
fs5	4200	0	0.30	0
fs6	4200	0	0.30	0
Cc		323.40	0.170588	55.15824
	Pn=	292.99	Mn=	71.37924

c) Calculo de puntos haciendo Variar "C":

Factor de reduccion:
f= 0.90 Columnas Con Estribos

C	Pn	Mn
cm	Tn	Tn m
3.10	-81.33	18.22
6.20	-31.19	31.16
9.30	5.18	40.13
12.40	40.36	47.53
15.50	79.16	54.29
18.60	116.44	59.93
21.70	151.53	64.54
24.80	190.64	67.79
27.90	234.41	69.70
31.00	275.62	71.01
34.10	320.02	70.41
37.20	365.77	68.45
40.30	409.25	66.10
43.40	450.94	63.27
46.50	491.21	59.90
49.60	530.31	55.96
52.70	568.46	51.40
55.80	605.82	46.21
58.90	642.50	40.35
62.00	678.62	33.83



MUR = ΦMn Φ = 0.9 Según indica la norma E-060
MUR = 64.2413 Tn-m

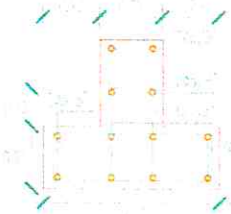
MUR > Mu El acero colocado en la columna mostrada tiene la capacidad de soportar la solicitud.
MUR < Mu El acero colocado en la columna mostrada no tiene la capacidad de soportar la solicitud.

MUR = 64.2413 Tn-m
Mu= 12.71 Tn-m

MUR > Mu ok
El refuerzo colocado en la columna mostrada tiene la capacidad de soportar la solicitud

Cuantía:
RNE E-060 para elementos en flexocompresión (columnas). La cuantía de refuerzo longitudinal no será menor que 1% ni mayor que 6%. Cuando la cuantía exceda de 4% los planos deberán incluir detalles constructivos de la armadura en la unión viga - columna.

C - 7 T



A = 2625 cm2
Φ = 27.2 cm2
ρ = 1.04 % ok

Wilfredo Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

b. Diseño por cortante

Para la distribución de estribos en columnas se consideró las siguientes recomendaciones, según el artículo 21 (Norma E.060).

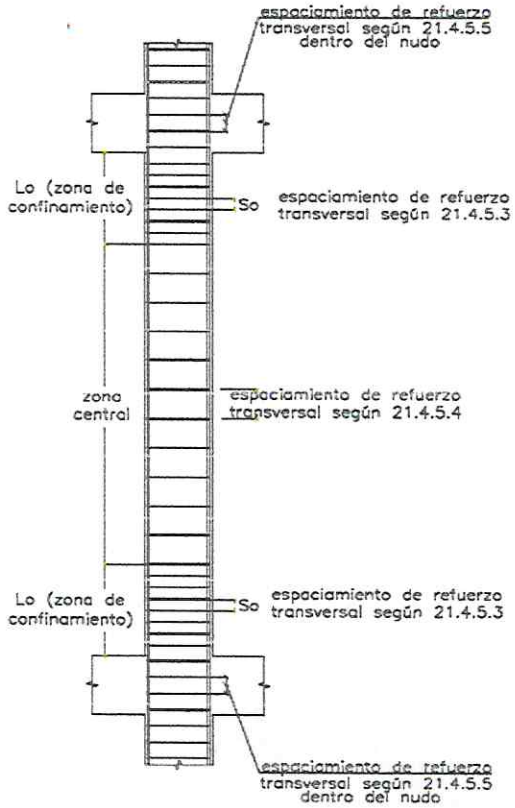


Fig. 21.4.5 Requerimientos de estribos en columnas

21.4.5.2 Las columnas que se refuercen con espirales deben cumplir con 7.10.4 y 10.9.3 y cuando se usen estribos deberán cumplir con 21.4.5.3 a 21.4.5.5.

21.4.5.3 En ambos extremos del elemento debe proporcionarse estribos cerrados de confinamiento con un espaciamiento *So* por una longitud *Lo* medida desde la cara del nudo. Los estribos serán como mínimo de 8 mm de diámetro para barras longitudinales de hasta 5/8" de diámetro, de 3/8" para barras longitudinales de hasta 1" de diámetro y de 1/2" para barras longitudinales de mayor diámetro.

El espaciamiento *So* no debe exceder al menor entre (a), (b) y (c):

(a) Ocho veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro;
(b) La mitad de la menor dimensión de la sección transversal del elemento;
(c) 100 mm.

La longitud *Lo* no debe ser menor que el mayor entre (d), (e) y (f):

(d) Una sexta parte de la luz libre del elemento;
(e) La mayor dimensión de la sección transversal del elemento;
(f) 500 mm.

Wilfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

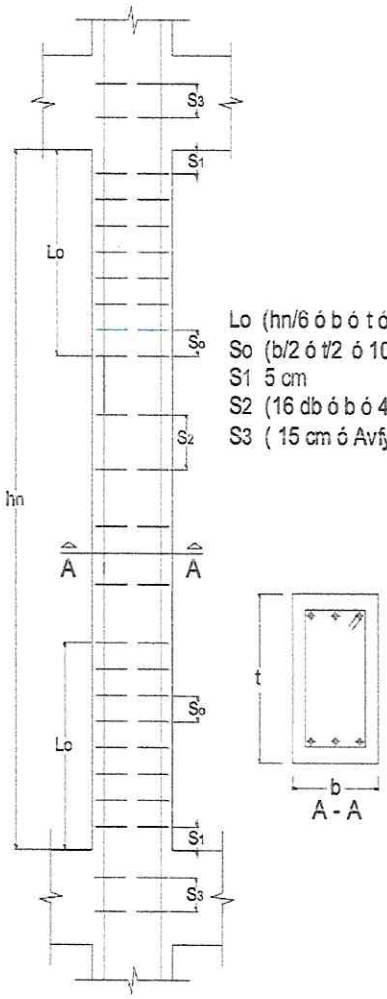
002540

21.4.5.4 Fuera de la longitud Lo, el espaciamiento del refuerzo transversal debe cumplir con 7.10 y 11.5.5.1. En todo el elemento la separación de los estribos, no será mayor que la requerida por fuerza cortante ni de 300 mm.

21.4.5.5 El refuerzo transversal del nudo debe estar de acuerdo con 11.11.2. El espaciamiento no debe exceder de 150 mm.

ESPACIAMIENTOS MÁXIMOS EN EL DISEÑO POR CORTANTE CON SISMO EN COLUMNAS

PISO	TIPO
1°	**C-1 T**



Lo (hn/6 ó b ó t ó 45 cm)
So (b/2 ó t/2 ó 10 cm)
S1 5 cm
S2 (16 db ó b ó 48dbestribo ó 30 cm)
S3 (15 cm ó Avfy/7b ó Avfy/7t)

DATOS:

hn =	3.55 m
b =	25 cm
t =	70 cm
db =	1.59 cm
db =	0.95 cm

CALCULOS:

Lo =	59.17	25.00	45.00	70.00
USAR: Lo =	70.00 cm			
So =	12.70	35.00	10.00	
USAR: So =	10.00 cm			
S2 =	25.41	45.60	25.00	30.00
USAR: S2 =	25.00 cm			
S3 =	15.00	34.08	12.17	
USAR: S3 =	12.17 cm			

POR LO TANTO USAR ESTRIBOS A:

Ø 3/8";	1	@	0.05 m
	7	@	0.10 m
	r	@	0.25 m

ENCUENTRO VIGA-COLUMNA
Ø 3/8"; 0.13 m

Wilfredo Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 151471

002539

7.5 Diseño de albañilería

PROPIEDADES DE LA SECCION

L (cm)	h (cm)	t (cm)	A (cm2)	S (cm3)	I (cm3)
680.00	290.00	23.00	15640	1772533	602661333

# Paños	Nc	Lm (cm)
2.00	3.00	320.00

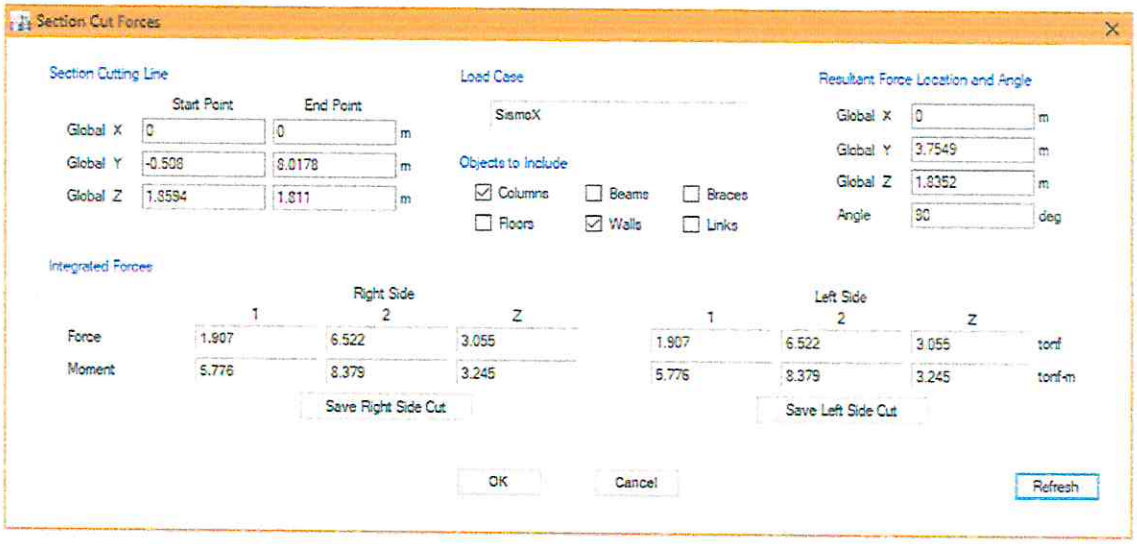
Tipo de ladrillo de arcilla a usar: King Kong Industrial

fb (Kg/cm2)	fm (Kg/cm2)	υ'm(Kg/cm2)	f'c (Kg/cm2)	fy (Kg/cm2)
145.00	65.00	8.10	210.00	4200.00

Em(Kg/cm2)	Gm(Kg/cm2)	Ec (Kg/cm2)	Es (Kg/cm2)
32500.00	13000.00	217370.65	2000000.00

MOMENTOS FLECTORES Y FUERZAS CORTANTES

La cargas actuantes se distribuyeron de manera adecuada, para la determinación de cargas actuantes. Se ingresan las cargas al programa ETABS para obtener la envolvente de las fuerzas ultimas de diseño que se muestran a continuación.



FUERZAS CORTANTE (Kg) y MOMENTOS (Kg-m) DEBIDO AL SISMO

Wilfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teofilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

Section Cut Forces

Section Cutting Line

	Start Point	End Point	
Global X	0	0	m
Global Y	-0.4572	8.1194	m
Global Z	1.436	1.5247	m

Load Case: CM

Objects to Include: ☐ Columns ☐ Beams ☐ Braces ☐ Floors ☑ Walls ☐ Links

Resultant Force Location and Angle

Global X	0	m
Global Y	3.8311	m
Global Z	1.4804	m
Angle	90	deg

Integrated Forces

	Right Side 1	Right Side 2	Right Side Z	Left Side 1	Left Side 2	Left Side Z	
Force	0.922	-0.016	2.832	-0.922	0.016	-2.832	tonf
Moment	0.002	2.004	0.008	-0.002	-2.004	-0.008	tonf-m

Save Right Side Cut | Save Left Side Cut

OK | Cancel | Refresh

PESO DEBIDO A CARGAS MUERTAS (Kg)

Section Cut Forces

Section Cutting Line

	Start Point	End Point	
Global X	0	0	m
Global Y	-0.6096	8.2524	m
Global Z	1.702	1.6577	m

Load Case: Live

Objects to Include: ☐ Columns ☐ Beams ☐ Braces ☐ Floors ☑ Walls ☐ Links

Resultant Force Location and Angle

Global X	0	m
Global Y	3.8214	m
Global Z	1.6798	m
Angle	90	deg

Integrated Forces

	Right Side 1	Right Side 2	Right Side Z	Left Side 1	Left Side 2	Left Side Z	
Force	0	0	0	0	0	0	tonf
Moment	0	0	0	0	0	0	tonf-m

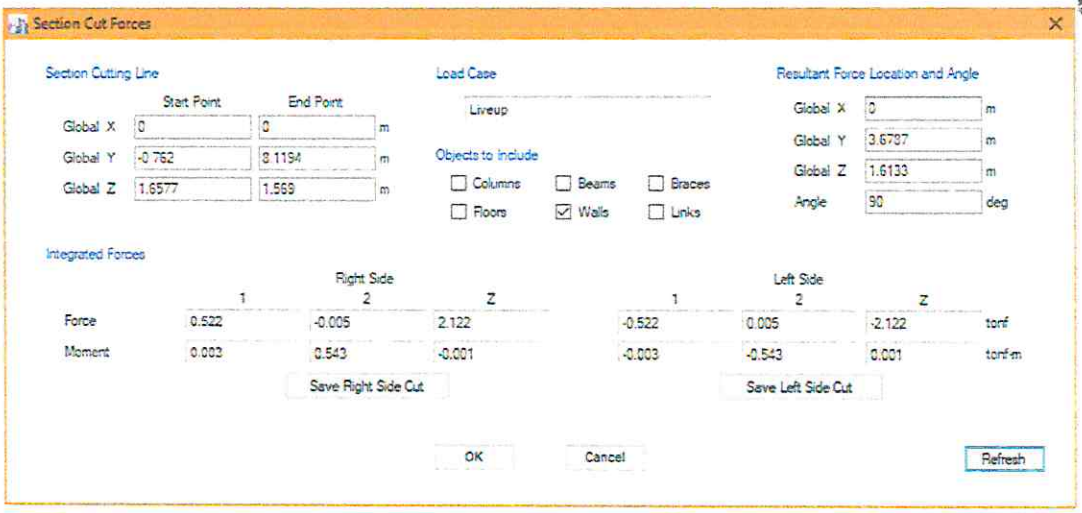
Save Right Side Cut | Save Left Side Cut

OK | Cancel | Refresh

PESO DEBIDO A CARGAS VIVAS (Kg)

Wilfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teofilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471



PESO DEBIDO A CARGAS VIVAS DE TECHO (Kg)

Cargas Actuantes

PD (Kg)	PL (Kg)	PLr (Kg)	Pm (Kg)	Pg (Kg)	V (Kg)	M (Kg-m)	Pcol (Kg)	Pu (Kg)
2832.00	0.00	2122.00	4954.00	3362.50	8623.00	4675.00	4603.00	3026.25

DISEÑO POR COMPRESION AXIAL

$$\sigma_m = \frac{P_m}{Lt} \leq 0.20\, f'm \left[1 - \left(\frac{h}{35t}\right)^2\right] \leq 0.15 f'm$$

Pm/Lt (Kg/cm2)	σm (Kg/cm2)	0.15 fm (Kg/cm2)	Revision
0.32	11.31	9.75	Ok

Diseño por compresion

Columna	Muro transversal	An (cm2)	An asumido (cm2)	Revision
Interior	no	390.18	544.00	Ok
Inicial	no	253.34	544.00	Ok
Final	no	253.34	544.00	Ok

Wilfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teofilo Cárdenas Cossio
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002536

DISEÑO POR CORTE

$$V_m = 0.50\, v'_m\, \alpha\, t\, L + 0.23\, P_g$$

υ'm (Kg/cm2)	α	Vm (Kg/cm2)	υm (Kg/cm2)	Revision
8.10	1.00	64115.38	4.10	Ok

Fuerzas internas en columnas de confinamiento

	Fuerza Cortante Vc	Tracción T	Compresion C
Interior	7542.99	25041.82	-9068.66
Exterior	11314.48	0.00	4609.88

Area de concreto requerido por corte

	Acf (cm2)	Ac min (cm2)	Aci (cm2)
Interior	211.29	345.00	345.00
Exterior	316.93	345.00	345.00

Area de concreto proporcionado

	b (cm)	l (cm)	Ac (cm2)
Interior	25.00	40.00	1000.00
Inicial	25.00	40.00	1000.00
Final	25.00	40.00	1000.00

Area de acero requerido

	Asf (cm2)	Ast (cm2)	As min (cm2)	As (cm2)
Interior	2.64	7.01	10.00	10.00
inicio	3.96	0.00	10.00	10.00
Fin	3.96	0.00	10.00	10.00

Area de Acero Proporcionado

Tramo Inicial As [cm2]	Tramo Intermedio As [cm2]	Tramo final As [cm2]
4 ø 5/8"	4 ø 5/8"	4 ø 5/8"
2 ø 1/2"	2 ø 1/2"	2 ø 1/2"
10.54	10.54	10.54
Ok	**Ok**	**Ok**

REVISION POR FLEXOCOMPRESIÓN

ϕ	As requerido (cm2)	σu (Kg/cm2)	C	Revision
0.84	0.21	0.40	0.04	**Ok**

Ramos Ito
CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

7.6 Diseño de la cimentación

002535

DISEÑO DE ZAPATAS CONECTADAS

Datos generales :

P_{D1} =	11842.00	kg	Carga Muerta en columna 1 (columna exterior)
P_{L1} =	1865.00	kg	Carga Viva en columna 1 (columna exterior)
Ps_1 =	552.00	kg	Carga de Sismo en columna 1 (columna exterior)
M_{D1} =	346.00	kg-m	Momento Muerto en columna 1 (columna exterior)
M_{L1} =	0.42	kg-m	Momento Vivo en columna 1 (columna exterior)
Ms_1 =	4851.00	kg-m	Momento de sismo en columna 1 (columna exterior)
P_{D2} =	16020.00	kg	Carga Muerta en columna 2 (columna interior)
P_{L2} =	2675.00	kg	Carga Viva en columna 2 (columna interior)
P_{S2} =	933.00	kg	Carga de Sismo en columna 2 (columna interior)
M_{D1} =	2935.00	kg-m	Momento Muerto en columna 2 (columna interior)
M_{L1} =	533.00	kg-m	Momento Vivo en columna 2 (columna interior)
Ms_1 =	554.00	kg-m	Momento de sismo en columna 2 (columna interior)
L =	5.87	m	Distancia entre ejes de columnas
q_{adm} =	2.628	kg/cm^2	Esfuerzo admisible del suelo de cimentación
D_f =	1.50	m	Profundidad de desplante
γ_m =	1670	kg/m^3	Peso específic del suelo
γ_c =	2400	kg/m^3	Peso específico del concreto
S/C_{piso} =	250	kg/m^2	Sobecarga de piso
f'c =	210	kg/cm^2	Resistencia a la compresión del concreto
fy =	4200	kg/cm^2	Esfuerzo de fluencia del acero
b_{col1} =	25	cm	Base de la columna 1
t_{col1} =	60	cm	Peralte total de la columna 1
b_{col2} =	25	cm	Base de la columna 2
t_{col2} =	70	cm	Peralte total de la columna 2
f'c =	210	kg/cm^2	Resistencia a la compresión del concreto en columnas
fy =	4200	kg/cm^2	Esfuerzo de fluencia del acero en columnas
ϕ_{col} =	5/8"		Diametro del acero longitudinal de las columnas
Factor CM =	1.40		Factores de amplificación de cargas
Factor CV =	1.70		

Wilfredo I. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002534

Dimensionamiento de la zapata:

*** Peralte requerido:**

ϕ_{col} =	1.59	cm	
ℓ_{d1} =	37	cm	Longitud de desarrollo en compresión
ℓ_{d2} =	27	cm	
ℓ_d =	37	cm	
h_{req} =	47	cm	
h_c =	50	cm	Peralte total de zapata asumido
h_t =	100	cm	Altura de suelo

*** Area de las zapatas**

q_n = $\sigma_t - \gamma_m * h_t - \gamma_c * h_c$ - S/C Esfuerzo neto del terreno

q_n = 2.63 - 0.17 - 0.12 - 0.03

q_n = 2.32 kg/cm^2

*** Zapata Exterior**

P_1 =	14259	kg
A_{req} =	6156.74	cm^2
m =	18.946	cm
B_{req} =	63	cm
L_{req} =	98	cm
Basum =	120	cm
Lasum =	120	cm
ℓ_{Bv} =	48	m
ℓ_{Lv} =	30	m
Area Total =	14400	cm

*** Zapata Interior**

P_2 =	19628	kg
A_{req} =	8475	cm^2
m =	24	cm
B_{req} =	72	cm
L_{req} =	117	cm
Basum =	120	cm
Lasum =	120	cm
ℓ_{Bv} =	48	m
ℓ_{Lv} =	25	m
Area Total =	14400	cm

Wilfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teofilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191571

002533

Verificación de Presiones σmax< σt:

$$PS = P_D + P_L + 0.8P_S \qquad MS = M_D + M_L + 0.8M_S$$

$$\sigma max = \frac{PS}{A} + \frac{MS \times C}{I} \qquad \sigma min = \frac{PS}{A} - \frac{MS \times C}{I}$$

*** Zapata Exterior**

En dirección X

PS=	14148.6	
MS=	4227.22	
A=	14400	
C=	60	
I=	664816.338	
σmax	1.364	SI CUMPLE
σmin	0.601	
e=	29.877	

En dirección Y

PS=	14148.6	
MS=	4227.22	
A=	14400	
C=	60	
I=	664816.338	
σmax	1.364	SI CUMPLE
σmin	0.601	
e=	29.877	

*** Zapata Interior**

En dirección X

PS=	19441.4	
MS=	3911.2	
A=	14400	
C=	60	
I=	221706.495	
σmax	2.409	SI CUMPLE
σmin	0.292	
e=	20.118	

En dirección Y

PS=	19441.4	
MS=	3911.2	
A=	14400	
C=	60	
I=	734114.583	
σmax	1.670	SI CUMPLE
σmin	1.030	
e=	20.118	

Walter J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 151471

002532

Diseño de la Viga de Conexión

*** Diseño por flexión**

ϕ =	0.9		
M_U =	10752	kg - m	Momento último por excentricidad
L =	3.90	m	
b =	25	cm	
h =	60	cm	
r =	7	cm	
d =	53	cm	
As_{min} =	3.20	cm^2	
ρ_{max} =	0.01594		
As_{max} =	21.12	cm^2	
M_{Umax} =	34374	kg - m	
As_{req} =	5.65	cm^2	As negativo Usar 3 de 5/8" (106% de As)
As_{req} / 3 =	1.88	cm^2	
$As_{(+)}$ =	3.20	cm^2	As positivo Usar 2 de 5/8" (125% de As)

*** Diseño por corte**

ϕ =	0.85		
V_U =	2757	m	
Vc =	10177	kg	
ϕVc =	8650	kg	
Vs =	0	kg	NO requiere estribos
$\phi_{estribos}$ =	3/8"		
Av =	1.42	cm^2	
s_{min} =	68	cm	
s_{req} =	0	cm	
s =	68	cm	

Diseño de las Zapatas

*** Zapata Exterior**

P_U =	20191	kg	
q_U =	1.40	kg/cm^2	(Reacción neta del terreno)
h =	50	cm	
ϕ =	1/2"		
r =	7	cm	
d =	43.00	cm	(peralte efectivo promedio)

Wilfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 161392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

Chequeo por fuerza cortante

	S	L	
Vu =	757	0	kg
ϕ =	0.85	0.85	
Vc =	39631	39631	kg
ϕVc =	33686	33686	kg
Vu < ϕVc ?	Si	Si	

Chequeo por punzonamiento

Vu =	12420	kg
ϕ =	0.85	
βc =	2.40	
b_0 =	231	cm
$1.1(f'c)^{0.5} * b_0 d$ =	158337	kg
Vc =	142264	kg
ϕVc =	120924	kg
Vu < ϕVc ?	Si, Bien	

Diseño por flexión

	S	L	
ϕ =	0.9	0.9	
Mu =	189815	75716	kg-cm
As =	1.17	0.47	cm^2
As_{min} =	10.80	10.80	cm^2
ϕ =	1/2"	1/2"	
N_{barras} =	9	9	
Espaciam. =	13	13	cm

*** Zapata Interior**

P_U =	27722	kg	
q_U =	1.93	kg/cm^2	(Reacción neta del terreno)
h =	50	cm	
ϕ =	1/2"		
r =	10	cm	
d =	40.00	cm	(peralte efectivo promedio)

Wilfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141892

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

Chequeo por fuerza cortante

	S	L	
Vu =	1733	0	kg
ϕ =	0.85	0.85	
Vc =	36866	36866	kg
ϕVc =	31336	31336	kg
Vu < ϕVc ?	Si	Si	

Chequeo por punzonamiento

Vu =	13957	kg
ϕ =	0.85	
βc =	2.80	
b_0 =	350	cm
$1.1(f'c)^{0.5} * b_0 d$ =	223167	kg
Vc =	187229	kg
ϕVc =	159144	kg
Vu < ϕVc ?	Si, Bien	

Diseño por flexión

	S	L	
ϕ =	0.9	0.9	
Mu =	260615	72192	kg-cm
As =	1.73	0.48	cm^2
As_{min} =	10.80	10.80	cm^2
ϕ =	1/2"	1/2"	
N_{barras} =	9	9	
Espaciam. =	12	12	cm

Wilfredo Ramos Ito
ING. CIVIL
CIP 141892

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

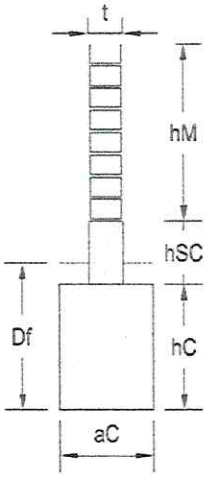
002579

7.7 Diseño de cimiento corrido

DISEÑO DE CIMIENTOS

El analisis de la Cimientos se realiza con los datos existentes en planos arquitectonicos, considerando efectos de de carga Dinamica (Sismo), y se considero el estudio de suelos del mismo.

Altura del muro (hM)=	2.90	*m*
Altura de Sobrecimiento (hSC)=	0.90	*m*
Altura del Cimiento (hC)=	0.50	*m*
Ancho de Cimiento (aC)=	0.50	*m*
Altura de Sobrecimiento enterrado (s/c e)=	0.70	*m*
Ancho de muro (t)=	0.23	*m*
Peso especifico del suelo (γs)=	1,670	*Kg/m3*
Angulo de friccion del Suelo (ϕ)=	29.1	°
Coeficiente de friccion (f)=	0.500	
Peso especifico del muro (γm)=	1,800	*Kg/m3*
Peso especifico del concreto (γc)=	2,400	*Kg/m3*
Esfuerzo admisible del suelo segun EMS (σt)=	2.628	*Kg/cm2*
Profundidad de desplante (Df)=	1.200	*m*
Cimiento Excentrico=	SI	
Tipo de Muro=	Tabique	
Coeficiente C1=	0.8	
Zona Sismica=	2	
Coeficiente Z=	0.25	



CALCULO DE EMPUJES

A continuacion se muestra el calculo de empujes, el analisis se realiza para un muro de un metro de longitud

Ka	Kp	Ea (kg)	Ep (kg)
0.346	2.894	416	3480

CALCULO DE FACTOR DE SEGURIDAD ANTE EL DESLIZAMIENTO

	Ancho (m)	Alto (m)	γ (Kg/m3)	Peso (Kg)
Muro	0.23	2.90	1,800.00	1,201
Sobrecimiento	0.23	0.90	2,400.00	497
Cimiento	0.50	0.50	2,400.00	600
Suelo	0.27	0.7	1,670.0	316
			Total	2,614

Cs	Fr	Fa	FSD	FS Min	Revision
0.144	4787	793	6.04	1.50	Ok

Winfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141892

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

CALCULO DE FACTOR DE SEGURIDAD ANTE EL VOLTEO

	Peso (kg)	Hi (Kg)	di (m)	Mi (Kg-m)
Muro	1,201.00	172	2.85	491
Sobrecimiento	497.00	72	0.95	69
Cimiento	600.00	87	0.25	22
Suelo	316.00	46	0.85	40
Empuje Activo	103.00	416	0.40	167
			Total Ma	**789**

	Peso (kg)	ai (m)	Mi (Kg-m)
Muro	1,201.00	0.115	139
Sobrecimiento	497.00	0.115	58
Cimiento	600.00	0.115	69
Suelo	316.00	0.365	116
Empuje Activo	3,480.00	0.400	1,392
		Total Mr	**1,774**

Mr (Kg-m)	Ma (Kg-m)	FSD	FS Min	Revision
1774	789	2.25	2.00	Ok

VERIFICACION DE ESFUERZOS EN EL TERRENO

Mr (Kg-m)	Ma (Kg-m)	Peso (Kg)	Xa (m)	e (m)	e/6 (m)
1774	789	2614.00	0.377	**0.127**	**0.083**

La resultante se ubica fuera del tercio central

	Peso (kg)	Ancho (cm)	e (cm)	σ	σadm	Revision
σ1 (kg/cm2)	2,614	50.00	12.68	1.415	2.63	Ok
σ2 (kg/cm2)				0.000		Ok

Wilfredo Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 191392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002527

8. CONCLUSIONES Y COMENTARIOS.

- La estructuración principal propuesta para el BLOQUE B, cumple en su integridad con las verificaciones requeridas por la norma E.030 de Diseño Sismo Resistente.
- Los diseños estructurales del proyecto, cumplen en su integridad con los requerimientos y verificaciones de la norma E.060 de Concreto Armado y la norma E.070 Albañileria
- La validez del presente modelamiento, análisis, verificación y diseño estructural; dependerá de que, durante la ejecución del proyecto de estructuras, se respeten los materiales, dimensiones y refuerzo de los elementos suscritos en los planos de estructuras. En caso contrario se deberá realizar un nuevo modelamiento, análisis, verificación y diseño estructural, donde se implementen las modificaciones realizadas.
- La estructura es regular.
- La estructura no presenta irregularidad torsional, irregularidad por piso blando, irregularidad de planta.
- No es necesario escalar las fuerzas actuantes en la estructura.
- Luego de verificar los elementos estructurales, se concluye que la estructura soportará las solicitaciones a las cuales será sometida.
- En conclusión, la estructura del BLOQUE B es sismo resistente.

Wilfredo Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 111392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002576

MEMORIA DE CALCULO DE ESTRUCTU RAS DE BLOQUE C

"MEJORAMIENTO DEL SERVICIO DE EDUCACIÓN EN LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA POLITÉCNICO INDUSTRIAL DEL DISTRITO DE MACUSANI, PROVINCIA DE CARABAYA – PUNO"

"MEJORAMIENTO DEL SERVICIO DE EDUCACIÓN EN LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA POLITÉCNICO INDUSTRIAL DEL DISTRITO DE MACUSANI, PROVINCIA DE CARABAYA – PUNO"

002525

MUNICIPALIDAD PROVINCIAL DE CARABAYA

MEMORIA DE CALCULO ESCTRUCTURAL BLOQUE C

PROYECTO: IES POLITÉCNICO INDUSTRIAL MACUSANI - Cód. Local: 018929 / Cód. Modular: 1308790

MACUSANI – CARABAYA – PUNO
2020

Wilfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002524

CONTENIDO

1. GENERALIDADES 3
1.1 Antecedentes 3
1.2 Ubicación 3
1.3 Objetivos 5
1.4 Alcances 5
1.5 Descripción de ambientes 5
1.6 Relación de planos 7
1.7 Descripción de los componentes estructurales 7
2. CONSIDERACIONES GENERALES DE DISEÑO 7
2.1 Marco normativo 7
2.2 Materiales 8
2.3 Condiciones de cimentación 9
2.4 Sobrecargas empleadas 9
2.5 Parámetros Sismorresistentes 10
2.6 Método de diseño 10
3. PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES 12
3.1 Pre dimensionamiento de los techos 12
3.2 Pre dimensionamiento de una viga 12
3.3 Pre dimensionamiento de una columna y/o placa 13
4. ANÁLISIS POR CARGAS DE GRAVEDAD 14
4.1 Modelo estructural 14
4.2 Metrado de cargas de una vigueta 18
4.3 Metrado de cargas de una viga 19
4.4 Metrado de cargas de una columna 19
4.5 Cargas de nieve 21
5. CARGAS DINAMICAS 21
5.1 Cargas de viento 21
5.2 Cargas de Sismo 22
6. ANÁLISIS SÍSMICO 28
6.1 Estimación del Peso (P) (Articulo 26, NTE E 030) 28
6.2 Periodo fundamental de vibración y masas participativas 28
6.3 Fuerza cortante estática en la base 31
a. Verificación de C/R 31
b. Determinación de la fuerza cortante estática en la base 32

Wilfredo Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP. 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002523

6.4 Fuerza dinámica en la base 32

6.5 Fuerza Cortante Mínima, Factor de Escalamiento 33

6.6 Desplazamiento máximo en el último nivel, máximo desplazamiento de entrepiso y deriva máxima. 33

7. DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES 35

7.1 Resultados del análisis por cargas de gravedad y cargas sísmicas..... 35

7.2 Diseño de aligerados 46

7.3 Diseño de Vigas 49

7.4 Diseño de Columnas 57

7.5 Diseño de albañilería 61

7.6 Diseño de la cimentación 65

7.7 Diseño de cimiento corrido 71

8. CONCLUSIONES Y COMENTARIOS. 73

Wilfredo Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141692

Luis Teofilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 151671

002522

1. GENERALIDADES

1.1 Antecedentes

La Institución Educativa "Politécnico Industrial Macusani" comenzó a funcionar el 04 de abril del año 2004 bajo la autorización de las autoridades educativas y municipales en ese entonces representando a la UGEL Carabaya como directora profesora Nancy ROSEL ANCLES. La institución ha sido creada por la comunidad de Jorge Chávez y el barrio del mismo nombre, para lo cual se constituyó un comité de gestión de la institución. Posteriormente , en el año 2006 fue reconocido como una Institución de gestión no estatal (Particular) reuniendo los mínimos requisitos, es por ello se autorizó su funcionamiento oficial con Resolución Director al N° 0060 de fecha 18 de enero de 2006 en donde se formaliza y se reconocen los grados primero y segundo, que funcionó durante el año 2004 y 2005 En el grafico siguiente se aprecia a mayor detalle los antecedentes e hitos relevantes con respecto a la Institución educativa del nivel secundario "Politécnico Industrial":

Figura 1: Render Volumétrico del Nuevo Proyecto.

2020		Se elabora el Proyecto de "MEJORAMIENTO DEL SERVICIO DE EDUCACIÓN EN LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA POLITECNICO INDUSTRIAL DEL DISTRITO DE MACUSANI, PROVINCIA DE CARABAYA – PUNO"

Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

1.2 Ubicación

El Proyecto de Inversión Pública: "MEJORAMIENTO DEL SERVICIO DE EDUCACIÓN EN LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA POLITECNICO INDUSTRIAL DEL DISTRITO DE MACUSANI, PROVINCIA DE CARABAYA – PUNO", se encuentra ubicado en:

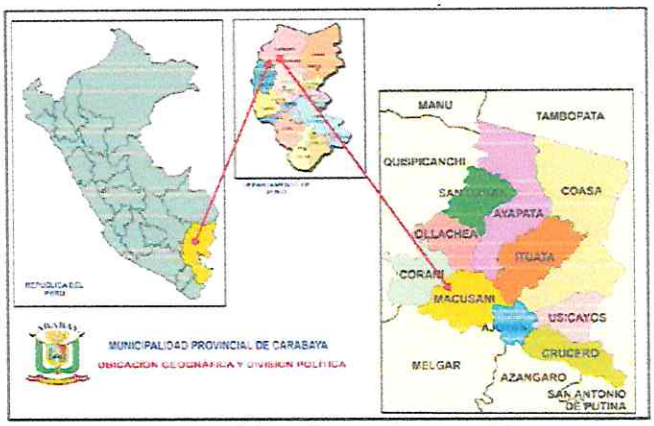
Región : Puno
Departamento : Puno
Provincia : Carabaya
Distrito : Macusani

Winfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP- 141392

Luis Teófilo Cárdenas Ccama
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002521

Figura 2: Ubicación de la Región de Puno, Provincia de Carabaya, Distrito de Macusani.



Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

El predio para el proyecto posee una extensión de 4,343.433 m² y un perímetro de 268.640 ml; según su inscripción en los Registros Públicos, dentro de los siguientes linderos y colindancias:

- Pon el Norte: Colinda con la Av. Jorge Chávez, con una longitud de 62.92ml.
- Por el Sur: Colinda con la propiedad privada de Flora Quispe Aliaga, con una longitud de 78.9ml.
- Por el Este: Colinda con la calle Gonzales Prada con una longitud de 64.34ml.
- Por el Oeste: Colinda con el Jr. Chichicapac, con una longitud de 60.19ml.

Figura 3: Ubicación de Distrito de Macusani, emplazamiento del Colegio

Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Chávez Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002520

1.3 Objetivos

El objetivo de este requisito básico consiste en asegurar que la edificación tenga un comportamiento estructural adecuado frente a las acciones e influencias a las que pueda estar sometido durante su construcción y uso previsto. Se deberá comprobar la adecuación de la resistencia y la estabilidad para que no se generen riesgos indebidos frente a las acciones previsibles (sismos, vientos, etc), así como evitar que se produzcan consecuencias desproporcionadas frente a eventos extraordinarios. La aptitud al servicio será conforme con el uso previsto del edificio, de forma que no se produzcan deformaciones excesivas que impidan el normal discurrir de las actividades o una merma el confort general.

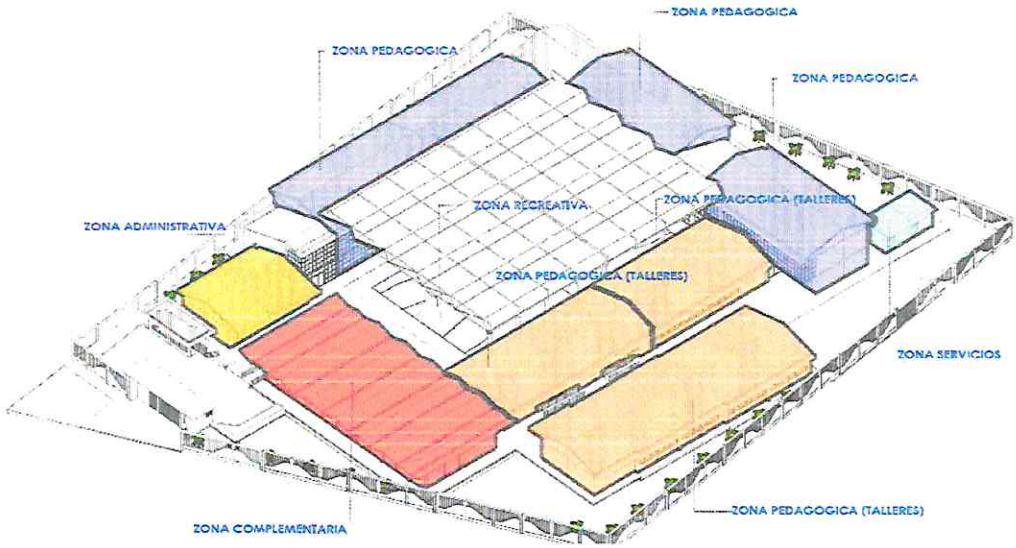
1.4 Alcances

El presente documento establece las directrices a seguir para el análisis estructural y posterior diseño de las estructuras de las Edificaciones que conforman el proyecto para el "MEJORAMIENTO DEL SERVICIO DE EDUCACIÓN EN LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA POLITECNICO INDUSTRIAL DEL DISTRITO DE MACUSANI, PROVINCIA DE CARABAYA – PUNO" de modo de obtener estructuras funcionales y seguras ante solicitaciones de cargas estáticas y dinámicas aplicando procedimientos y desarrollos que estarán reflejados en planos de ingeniería de detalle y memorias de cálculo debidamente sustentadas, en aplicación de prácticas aceptadas de ingeniería y en cumplimiento de las normas y reglamentos vigentes. El presente documento comprende las estructuras correspondientes al componente: POLITÉCNICO INDUSTRIAL.

1.5 Descripción de ambientes

Se describe los ambientes de la edificación, número de pisos y usos del proyecto.

Figura 4: Vista Isométrica de Zonificación y Distribución Espacial



Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Ing. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002519

Figura 5:Diagrama: Primer nivel, accesos y circulación que contiene el proyecto

Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Figura 6:Diagrama: Primer nivel, accesos y circulación que contiene el proyecto

Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Willredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 191392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002518

1.6 Relación de planos

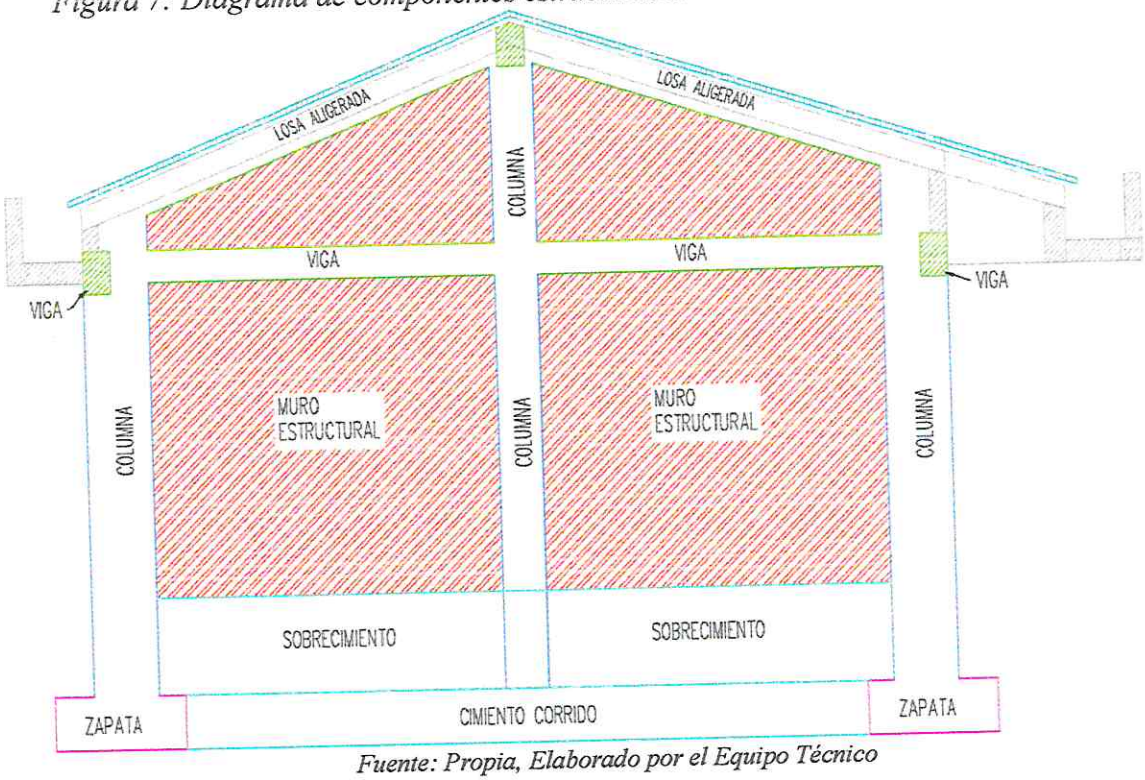
- E-C-01: Plano de cimentaciones, detalles de vigas, columnas y albañilería
- E-C-02: Plano aligerado, detalles de vigas y columnas.
- E-C-03: Plano de detalles de vigas, columnas y especificaciones técnicas

1.7 Descripción de los componentes estructurales

A. Aulas pedagógicas

Se describen los componentes estructurales del Bloque C.

Figura 7: Diagrama de componentes estructurales



Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

2. CONSIDERACIONES GENERALES DE DISEÑO

2.1 Marco normativo

Para el desarrollo del presente proyecto se hizo uso de las normativas y estándares que se especifican en los siguientes documentos:

- NTE E020 Norma Técnica de Edificaciones - Cargas.
- NTE E030 Norma Técnica de Edificaciones - Diseño Sismorresistente.

Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 111092

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002517

- NTE E050 Norma Técnica de Edificaciones - Suelos y Cimentaciones.
- NTE E060 Norma Técnica de Edificaciones - Concreto Armado.
- NTE E070 Norma Técnica de Edificaciones - Albañilería.
- NTE E090 Norma Técnica de Edificaciones – Diseño en Acero.
- ACI 318-14 American Concrete Institute. Building Code Requirements for structural Concrete.
- ASCE 7-10 Minimun Design Loads for Buildings and other structures
- AISC 360-10 Specification for Structural Steel Building

2.2 Materiales

- **Concreto**

Peso específico	: 2,400 Kg/m3
Módulo de elasticidad (Ec) $1500 \times \sqrt{f'c}$	: 217,000 Kg/cm2
Coeficiente de poisson	: 0.2
Esfuerzo mínimo de compresión ($f'c$)	: 210 Kg/cm2
Deformación unitaria máxima (εcu)	: 0.003
Módulo de rigidez al esfuerzo cortante (G)	: $Ec/2.3$

- **Acero de refuerzo, fierro corrugado ASTM A615-Grado 60**

Peso específico	: 7,850 Kg/m3
Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo (fy)	: 4,200 Kg/cm2
Resistencia a la tracción (fu)	: 6,300 Kg/cm2
Módulo de elasticidad (Es)	: 2,000,000 Kg/cm2

- **Albañilería Confinada**

Tipo de ladrillo	: Ladrillo de arcilla King Kong
Peso específico albañilería	: 1,800 Kg/m3
Resistencia característica a la compresión ($f'm$)	: 65 Kg/cm2
Resistencia característica al corte ($v'm$)	: 8.1 Kg/cm2
Módulo de elasticidad (Em)	: 32,500 Kg/cm2

- **Acero Estructural ASTM A500 Grado A (Sección Cuadrada y Rectangular)**

Esfuerzo de Fluencia (fy)	: 2,700 Kg/cm2
Resistencia a la tracción (fu)	: 3,100 Kg/cm2
Módulo de elasticidad (Es)	: 2, 000,000 Kg/cm2

- **Acero Estructural ASTM A500 Grado B (Sección Cuadrada y Rectangular)**

Esfuerzo de Fluencia (fy)	: 3,150 Kg/cm2
Resistencia a la tracción (fu)	: 4,000 Kg/cm2
Módulo de elasticidad (Es)	: 2, 000,000 Kg/cm2

Wilfredo Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002516

2.3 Condiciones de cimentación

El estudio de suelos realizado por el Laboratorio de Mecánica de Suelos y Asfaltos de la Universidad Andina Néstor Cáceres Velázquez.

El terreno 1 donde se proyectan todos los componentes se tienen buenas condiciones geotécnicas debido a su resistencia, según el estudio de suelos.

Tabla 1
Resultado del estudio de suelo del terreno

DESCRIPCIÓN	CALICATA 1 MUESTRA 2	CALICATA 2 MUESTRA 1	CALICATA 3 MUESTRA 2	CALICATA 4 MUESTRA 2
COORDENADAS ESTE	345632.95	345636.733	345662.9	345676.744
COORDENADAS NORTE	8444800.87	8444835.352	8444820.1	8444796.34
PROFUNDIDAD (m)	3.60	3.50	3.30	3.50
NIVEL FREATICO	NO HALLADO	NO HALLADO	NO HALLADO	NO HALLADO
LÍMITE LÍQUIDO (%)	17.14	28.79	28.07	28.78
LÍMITE PLÁSTICO (%)	NP	15.91	16.71	17.75
INDICE DE PLASTICIDAD (%)	NP	12.88	11.35	11.02
CLASIFICACIÓN SUCS	GP-GM	GW	GP-GC	GP
DENSIDAD NATURAL DE CAMPO (kg/cm3)	1.67	1.66	1.75	1.76
ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA(ø)	21.19°	31.81°	29.01°	31.51°
PROFUNDIDAD DE CIMENTACIÓN (Df)	1.50	1.50	1.50	1.50
CAPACIDAD ADMISIBLE (Qadm)	0.958	3.604	2.628	3.67

Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico.

Para los cálculos siguientes se procederá al uso de una capacidad de carga admisible de suelo de 0.958 Kg/cm2 y 2.628 Kg/cm2, según la ubicación de cada estructura, para obtener un diseño más conservador.

2.4 Sobrecargas empleadas

Centro de Educación

- Aulas : 250 kg/m^2
- Talleres : 350 kg/m^2
- Auditorios : 300 kg/m^2
- Laboratorios : 300 kg/m^2
- Corredores y escaleras : 400 kg/m^2
- Otros ambientes (SS.HH.) : 250 kg/m^2

Wilfredo Ramos Ilo
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

Según el Artículo 26 de la NTE E 030 "Diseño Sismorresistente", el peso (P) se calcula adicionando a la carga permanente y total de la edificación un porcentaje de la sobre carga, en este caso se toma el 50% de la sobre carga por ser una edificación de la categoría A. 002515

2.5 Parámetros Sismorresistentes

Según la Norma E.030	
Zona de peligro sísmico del Perú	: 2
Factor de Zona (*Z*)	: 0.25
Perfil de Suelo	: S_2
Factor de Amplificación de Suelo (S)	: 1.20
Período T_P (S)	: 0.60 seg
Período T_L (S)	: 2.00 seg
Categoría de la Edificación	: A Edificaciones Esenciales
Factor de Uso (U)	: 1.50
Dirección de Análisis Eje X	
Sistema estructural eje X	: Muros Estructurales
Coef. Básico de Reducción Sísmica (R_{OX})	: 6.00
Irregularidad Estructural en Altura	: No presenta
Factor de Irregularidad en Altura (I_{aX})	: 1.00
Irregularidad Estructural en Planta	: No presenta
Factor de Irregularidad en Planta (I_{pX})	: 1.00
Coeficiente de Reducción Sísmica (R_X)	: 6.00
Dirección de Análisis Eje Y	
Sistema estructural eje Y	: Albañilería Armada o Confinada
Coef. Básico de Reducción Sísmica (R_{OY})	: 3.00
Irregularidad Estructural en Altura	: No presenta
Factor de Irregularidad en Altura (I_{aY})	: 1.00
Irregularidad Estructural en Planta	: No presenta
Factor de Irregularidad en Planta (I_{pY})	: 1.00
Coeficiente de Reducción Sísmica (R_Y)	: 3.00

2.6 Método de diseño

Se indica el diseño por cada tipo de material:

a. Concreto Armado

Para el diseño de estructuras de concreto armado de utilizará el Diseño por Resistencia, debiendo proporcionarse a todas las acciones de los elementos estructures Resistencia de Diseño (ϕRn). Se comprobará que la respuesta de los elementos estructurales en condiciones de servicio (deflexiones, fatiga, etc), queden limitadas a valores tales que el funcionamiento sea satisfactorio. (NTE E.060)

Wilfredo J Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teofilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002514

b. Albañilería

Los muros serán diseñados por resistencia de elementos sometidos a flexión y carga axial. (NT E.060)

c. Estructuras metálicas

Las estructuras metálicas serán Diseñados por Condiciones de Resistencia el método LRFD la resistencia de diseño de cada sistema o componente estructural deberá ser igual o mayor a la resistencia requerida por las cargas factorizadas.

d. Cargas y combinaciones

Cargas:

- ✓ D = Carga muerta
- ✓ L = Carga viva
- ✓ Lr = Carga viva de techo (se considera el más crítico)
- ✓ S = Carga de nieve (se considera el más crítico)
- ✓ W = Carga de viento
- ✓ E = Carga de Sismo

Combinaciones de Carga para estructuras de Albañilería y Concreto Armado

Combinaciones de cargas a servicio: (NT E-020)

- ✓ D
- ✓ D + L
- ✓ D ± 0.70E
- ✓ 0.75 (D + L ± 0.70E)

Combinaciones de cargas a rotura: (NT E-060)

- ✓ 1.40D+1.70L
- ✓ 1.25(D+L)±E
- ✓ 0.90D±E

Combinaciones de Carga para estructuras de Acero

- ✓ 1.25D + 1.25L ± 1.0E
- ✓ 0.9D ± 1.0E
- ✓ 1.25D + 1.25L ± 1.0W
- ✓ 0.9D ± 1.25W
- ✓ 0.9D ± 1.0E

La resistencia requerida de la estructura y sus elementos debe ser determinada para la adecuada combinación crítica de cargas de este numeral. El efecto crítico

Wilfredo Ramos Ilo
INGENIERO CIVIL
CIP 141892

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

puede ocurrir cuando una o más cargas no estén actuando. Para la aplicación del método LRFD, las siguientes combinaciones deben ser investigadas:

002513

- ✓ 1.4D
- ✓ 1.2D+1.6L+0.5(Lr or S)
- ✓ 1.2D+1.6(Lr or S)+(0.5L ó ±0.8W)
- ✓ 1.2D+0.5L+0.5(Lr or S)±1.3W
- ✓ 1.2D+0.5L±1E+0.2S
- ✓ 0.9D±(1.3W ó 1.0E)

Peso de la edificación
D: 100%
L: 50%
Lr: 25%

3. PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

3.1 Pre dimensionamiento de los techos

El peralte de las losas aligeradas se dimensionando considerando los siguientes criterios para sobrecargas menores a 500Kg/m2

h=17 cm Luces menores a 4 mts
h=20 cm Luces comprendidas entre 4 y 4.5 mts.
h=25 cm Luces comprendidas entre 5 y 6.5 mts
h=30 cm Luces comprendidas entre 6 y 7.5 mts

Cuando existen tabiques de ladrillo paralelos a la dirección de viguetas se coloca una viga chata con la intención de reforzar el techo para la carga aplicada.

3.2 Pre dimensionamiento de una viga

Las vigas se dimensionan generalmente considerando un peralte (h) del orden de 1/10 para cargas mayores a 300 kg/m^2 y 1/12 para cargas menores a 300 kg/m^2, con respecto a la luz libre del elemento, siendo el ancho de viga (b), h/2.

El ancho es menos importante que el peralte, pudiendo variar entre 0.3 a 0.5 de la altura. La NTE E060 Concreto Armado nos indica que las vigas deben tener un ancho mínimo de 25cm., para el caso de que estén formen parte de pórticos o elementos sismo-resistentes de estructuras de concreto armado.

Las vigas denominadas "secundarias" porque no cargan la losa de pisos o techos, pueden tener menos peralte si se admite que ellas solo reciben esfuerzos debidos al sismo, sin embargo, si se toma en cuenta las fuerzas del sismo son muchas veces más importantes que las cargas por gravedad, no debe reducirse mucho su peralte por que se perdería rigidez lateral en esa dirección.

A continuación, se indican dimensiones usuales de vigas, en cm:

L <= 4.50m 25x40, 30x40

Wilfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teofilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002512

L <= 5.50m	25x50, 30x50
L <= 6.50m	25x60, 30x60, 40x60
L <= 7.50m	25x70, 30x70, 40x70, 50x70
L <= 8.50m	30x75, 40x75, 30x80, 40x80
L <= 9.50m	30x85, 30x90, 40x85, 40x90

3.3 Pre dimensionamiento de una columna y/o placa

Las columnas al ser sometidos a carga axial y momento flector, tienen que ser dimensionadas considerando los dos efectos simultáneamente, tratando de evaluar cuál de los dos es el que gobierna en forma más influyente el dimensionamiento.

Tabla 2
Pre-dimensionamiento de columnas - método practico

Columna Tipo	Descripción	b
1	Centradas	$b = \frac{Pservicio}{0.45 * f'c}$
2	Excéntricas y esquinadas	$b = \frac{Pservicio}{0.35 * f'c}$

Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico.

Tabla 3
Pre-dimensionamiento de Columnas Módulo

Columna			
	Centrada	Esquina	Excéntrica
Area tributaria Mayor		9.22 m2	17.50 m2
Pisos		2	2
P (Edificio Categoria A)		1500 kg/m2	1500 kg/m2
P servicio		9130 kg	14606 kg
f'c		210 kg/cm2	210 kg/cm2
Area de columna		124.22 cm2	198.72 cm2
Lado de la Columna		**11.15 cm**	**14.10 cm**
Altura de Columna		3.4 m	3.4 m
Tipo		H/9	H/8
Lado de la Columna		**0.38 m**	**0.425 m**
80% peralte Viga Principal	**0.425 m**		

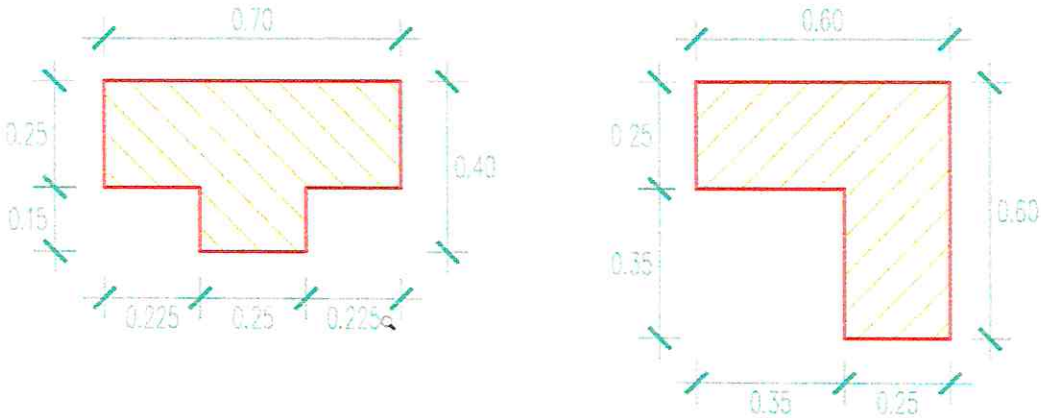
Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico.

Wilfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141892

Luis Teofilo Cáceres Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191671

Asumimos Columnas en T y L con las áreas necesaria para soportar estáticamente la estructura, los que en el análisis dinámico serán redimensionados. 002511

Figura 8: Columnas utilizadas en el Bloque C



Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

4. ANÁLISIS POR CARGAS DE GRAVEDAD

4.1 Modelo estructural

Para el análisis estructural se realizó una idealización matemática con la ayuda del Programa ETABS 15.2.0 (Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems) aplicando todas las solicitaciones de acuerdo con la normativa pertinente. A continuación, se muestra el modelo en planta, elevación y vista tridimensional del análisis estructural.

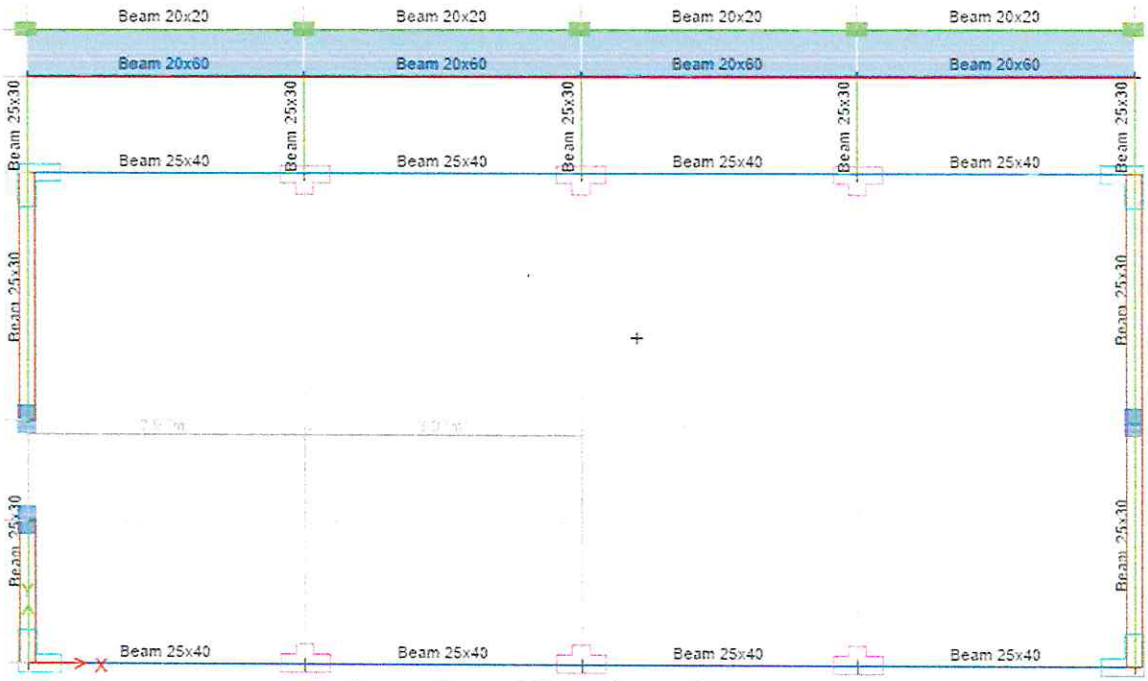
Modelo estructural de la edificación **Bloque C**

Figura 9: Planta primer piso - Bloque C, modelado en el programa ETABS

Wilfredo Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP- 141392

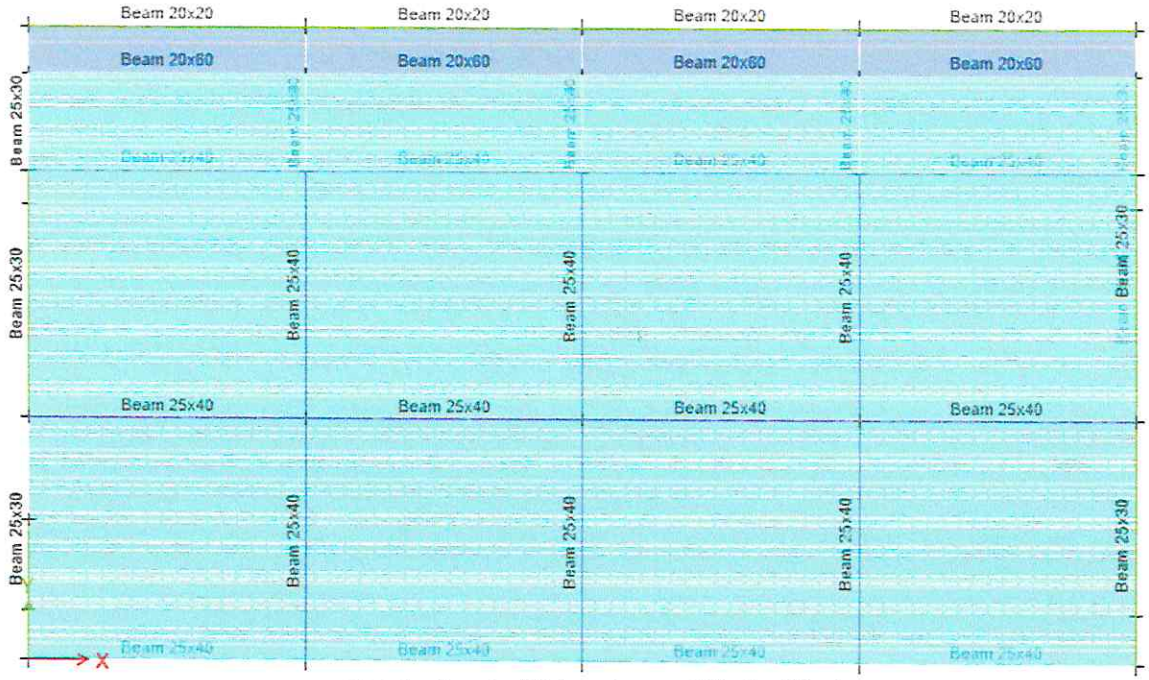
Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002510



Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Figura 10: Planta techo - Bloque C, modelado en el programa ETABS



Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Figura 11: Elevación eje 9 - Bloque C, modelado en el programa ETABS

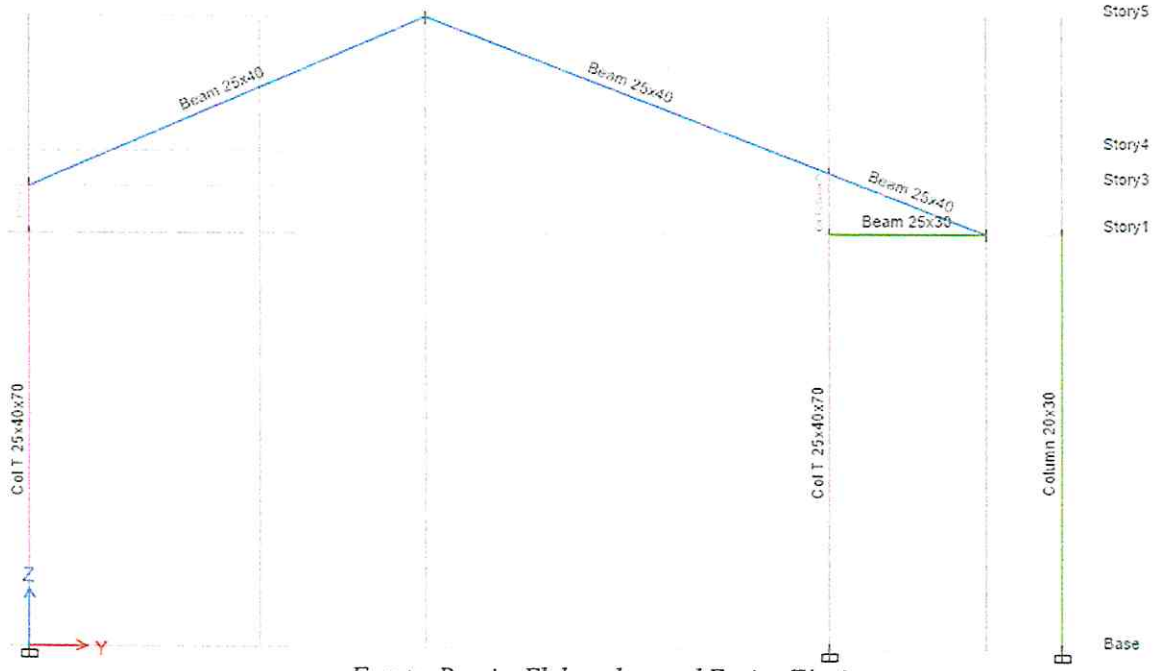
Wilfredo J Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teofilo Cardenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002509

Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Figura 12: Elevación eje 10, 12 y 14 - Bloque C, modelado en el programa ETABS



Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Figura 13: Elevación eje 15 - Bloque C, modelado en el programa ETABS

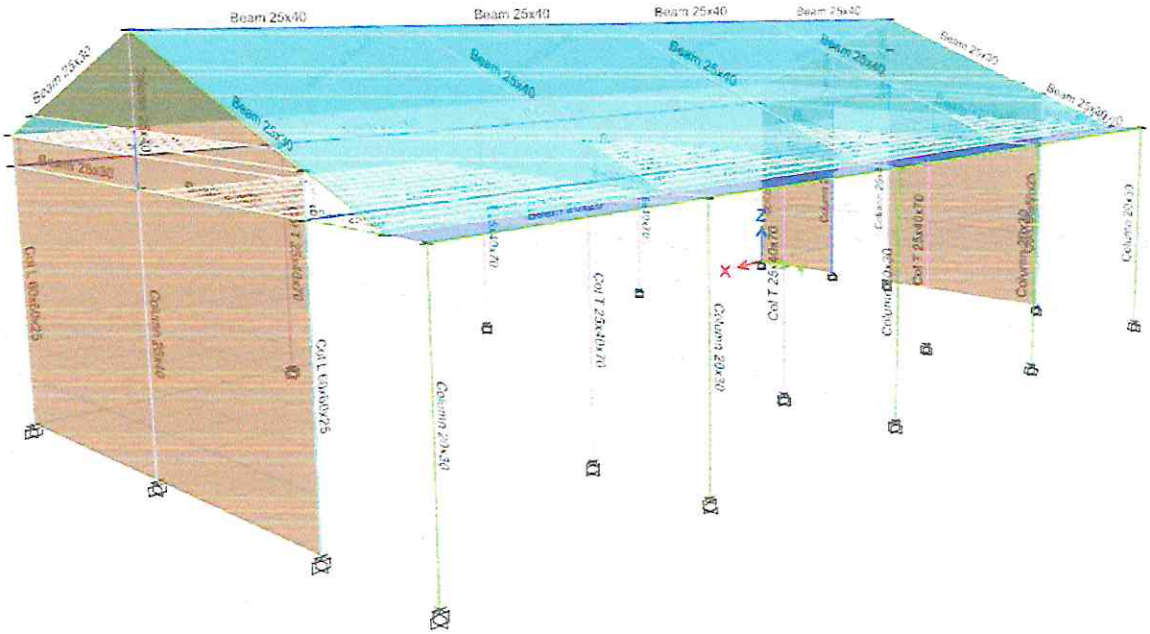
Winfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002508

Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Figura 14: Vista 3D - Bloque C, modelado en el programa ETABS



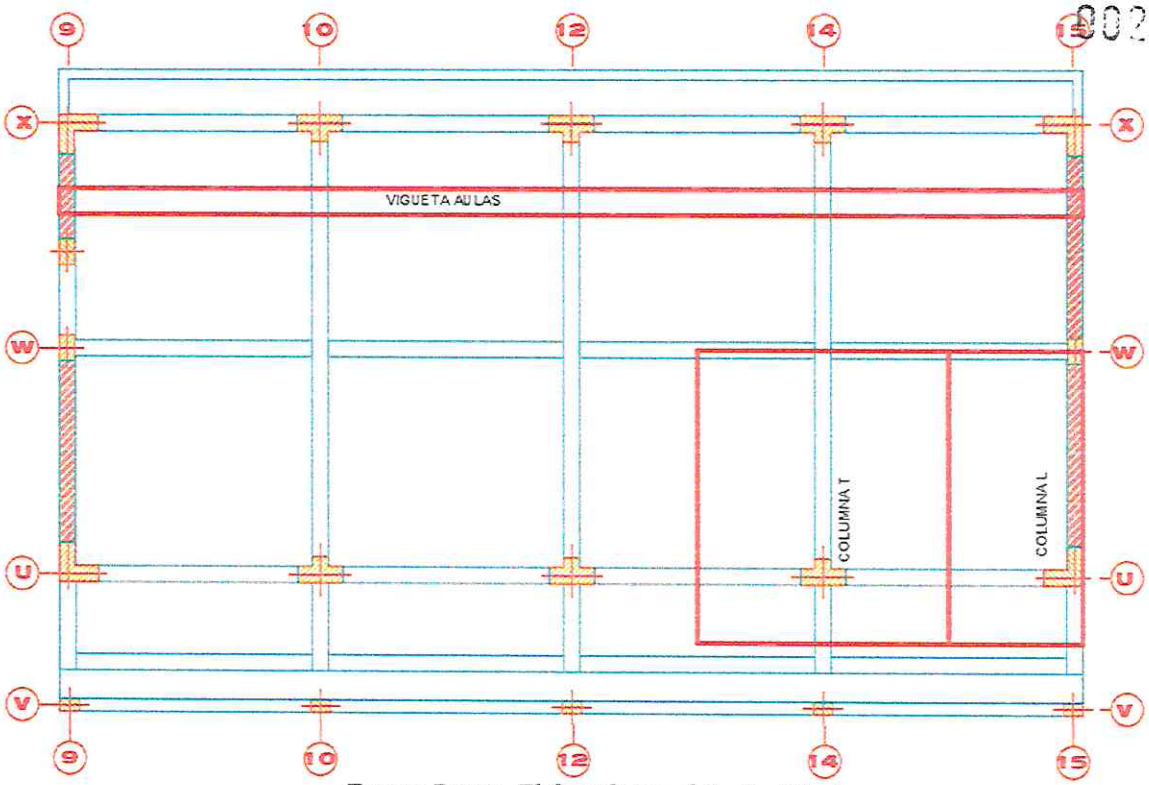
Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Figura 15: Elementos metrados - Bloque C

Wilfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teofilo Cárdenas Collazos
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002507



Fuente: Propia. Elaborado por el Equipo Técnico

4.2 Metrado de cargas de una vigueta

En este ítem se considera el tramo de vigueta más crítica, considerando toda las cargas muertas y vivas requeridas para el modelamiento y diseño.

Carga Muerta: Se considera el peso propio de la estructura de acuerdo a los pesos unitarios de los materiales, al que se incluye una carga muerta por techos:

Acabado	100 kg/m²	x	0.4 m	=	40	kg/m
Cielo raso	50 kg/m²	x	0.4 m	=	8	kg/m
Aligerado	300 kg/m²	x	0.4 m	=	120	kg/m
			Total	**=**	**168**	**kg/m**

Carga Viva: Se considera la carga viva de techo mencionada anteriormente multiplicada por el área tributaria.

S/c (techo)= 100 kg/m² x 0.4 m = **40 kg/m**

Siento 0.4 el ancho tributario de la vigueta.

Carga última: En la suma de las cargas muertas y cargas vivas, amplificadas respectivamente.

Wilfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teofilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002506

Wu = 1.4 WD + 1.7 WL

Wu = 303.20 kg/m (taller)

4.3 Metrado de cargas de una viga

En este ítem se considera el tramo de viga más crítica, considerando solo las cargas que no incluyen en el modelamiento, como carga muerta de tabiquería, que solo van en ciertos tramos de vigas.

a. Viga principal

En el Bloque C, según la distribución arquitectónica, no existen muros de tabiquería en el sentido de las vigas principales, solo existen muros estructurales que están considerados en el modelamiento general. Por lo tanto, no hay metrado de cargas para vigas principales.

b. Viga secundaria

En el Bloque C, según la distribución arquitectónica, no existen muros de tabiquería en el sentido de las vigas secundariass, solo existen muros estructurales que están considerados en el modelamiento general. Por lo tanto, no hay metrado de cargas para vigas principales.

4.4 Metrado de cargas de una columna

En este ítem se considera la columna excéntrica y columna de esquina más crítica, donde se encuentran la mayor cantidad de cargas y tenga de área tributaria más extensa, considerando toda las cargas muertas y vivas requeridas para el pre dimensionamiento preliminar, modelamiento y diseño.

a. Columna T

Carga Muerta: Se considera el peso propio de la estructura y peso de otros elementos de acuerdo a los pesos unitarios de los materiales:

Carga	Peso unitario		Cant.	Área trib.	Ancho	Largo	Altura	Peso parcial	
Columna	2400	kg/m3	1		Área=	0.2125	4.60	2346.00	kg
Viga principal azotea	2400	kg/m3	1		0.25	3.218	0.4	772.32	kg
Viga principal Var.	2400	kg/m3	1		0.25	Área=	0.8129	487.74	kg
Viga secundaria	2400	kg/m3	1		0.125	3.9	0.4	468.00	kg
Viga secundaria	2400	kg/m3	2		0.25	1.6	0.4	768.00	kg
Parapeto	2400	kg/m3	2		1.6	Área=	0.083	637.44	kg
Losa aligerada	300	kg/m2	1	17.55				5265.00	kg
Acabados	100	kg/m2	1	17.55				1755.00	kg
Cielo raso	20	kg/m2	1	17.55				351.00	kg
							PD=	**12850.50**	**kg**

Carga Viva: Se considera la carga viva de techo mencionada anteriormente multiplicada por el área tributaria.

Wilfredo Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teofilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002505

Carga	Peso unitario		Área Tributaria	Peso parcial	
Sobrecarga azotea	100	kg/m3	17.55	1755.00	kg
			PL=	**1755.00**	**kg**

Carga última: En la suma de las cargas muertas y cargas vivas, amplificadas respectivamente.

Pu = 1.4 PD + 1.7 PL

Pu = 20974.20 kg

b. Columna L

Carga Muerta: Se considera el peso propio de la estructura y peso de otros elementos de acuerdo a los pesos unitarios de los materiales:

Carga	Peso unitario		Cant.	Área Trib.	Ancho	Largo	Altura	Peso parcial	
Columna	2400	kg/m3	1		Área=	0.2375	4.60	2622.00	kg
Viga principal	2400	kg/m3	1		0.25	1.4	0.3	252.00	kg
Viga principal azotea	2400	kg/m3	1		0.25	1.466	0.3	263.88	kg
Viga principal Var.	2400	kg/m3	1		0.25	Área=	0.8129	487.74	kg
Viga secundaria	2400	kg/m3	1		0.25	1.475	0.4	354.00	kg
Parapeto	2400	kg/m3	1		1.475	Área=	0.083	293.82	kg
Losa aligerada	300	kg/m2	1	9.34				2802.00	kg
Acabados	100	kg/m2	1	9.34				934.00	kg
Cielo raso	20	kg/m2	1	9.34				186.80	kg
							PD=	**8196.24**	**kg**

Carga Viva: Se considera la carga viva de techo mencionada anteriormente multiplicada por el área tributaria.

Carga	Peso unitario		Área Tributaria	Peso parcial	
Sobrecarga azotea	100	kg/m3	9.34	934.00	kg
			PL=	**934.00**	**kg**

Carga última: En la suma de las cargas muertas y cargas vivas, amplificadas respectivamente.

Pu = 1.4 PD + 1.7 PL

Pu = 13062.54 kg

Wilfredo Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP- 141392

Luis Teofilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002504

4.5 Cargas de nieve

La estructura y todos los elementos de techo que estén expuestos a la acción de carga de nieve serán diseñados para resistir las cargas producidas por la posible acumulación de la nieve en el techo. La sobrecarga de nieve en una superficie cubierta es el peso de la nieve que, en las condiciones climatológicas más desfavorables, puede acumularse sobre ella. La carga de nieve debe considerarse como carga viva. No será necesario incluir en el diseño el efecto simultáneo de viento y carga de nieve.

Sobre carga de Nieve = 30 Kg/m2

5. CARGAS DINAMICAS

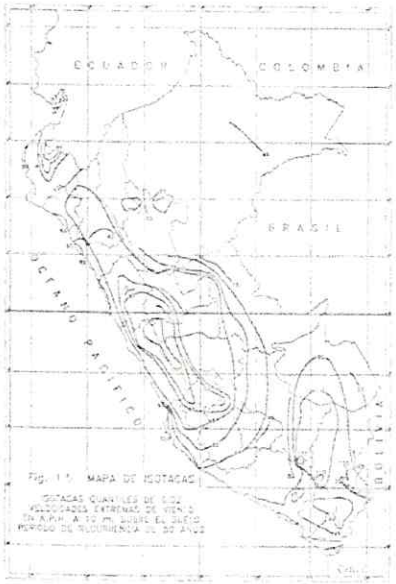
5.1 Cargas de viento

Existen algunos procedimientos básicos para el cálculo de probabilidades de ocurrencia de vientos extremos. La naturaleza de las variables para que funcione un modelo apropiado de viento extremo es proporcionada por las distribuciones probabilísticas de los valores altos.

La selección de un intervalo medio de recurrencia (IMR) con la cual hay asociada una cierta velocidad básica del viento, depende de la función del edificio y las consecuencias de su falla.

En el presente estudio se utilizó un IMR de 50 años y se tomó en cuenta el mapa eólico que se muestra en la figura donde se muestran las isostáticas que permiten establecer las velocidades máximas esperadas en diversos puntos del territorio peruano en un periodo de 50 años.

Figura 16: Mapa Eólico del Perú



Fuente: N. T. E. E 030

Wilfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teofilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

5.2 Cargas de Sismo

002503

Como para el análisis se considera un Análisis dinámico modal espectral, se considera una aceleración espectral de acuerdo lo indica la norma E.030, para cada una de las direcciones horizontales analizadas se utilizó un espectro inelástico de pseudo aceleraciones definido por:

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

Z :	Factor de zonificación sísmica
U :	Factor de uso e importancia
C :	Coeficiente de amplificación sísmica
S :	Factor de suelo
Tp:	Periodo corto del terreno
TL:	Periodo largo del terreno
R :	Coeficiente de reducción sísmica
Ia:	Irregularidad en altura
Ip:	Irregularidad en planta.

Z =	**0.25**	Zona 2
U =	**1.50**	Edificaciones Tipo A (A2)
S =	**1.20**	Suelo Intermedio Tipo S2
Tp=	**0.60**	Periodo corto del terreno
TL=	**2.00**	Periodo largo del terreno
Ro (x)=	**6.00**	Muros estructurales según E.030
Ro (y)=	**3.00**	Albañilería Confinada o Armada según E.030
Ia =	**1**	Tabla N°8 del E. 030
Ip =	**1**	Tabla N°9 del E. 030
Rx =	**6.000**	$R = R_o I_p I_a$
Ry =	**3.000**	

Wilfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002502

Figura 17: Zonas sísmicas

Fuente: N. T. E. E 030

a. Factor de Zona

Tabla 4

Factores de Zona "Z"

FACTORES DE ZONA	
ZONA	**Z**
04	0.45
03	0.35
02	0.25
01	0.10

Fuente: NTE E 030.

Wilfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teofilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002501

b. Parámetros de Suelo y Periodos T_P y T_L

Tabla 5

Factor de Suelo "S"

FACTOR DE SUELO						
SUELO / ZONA	S_0	S_1	S_2	S_3	TIPO	DESCRIPCIÓN
Z4	0.80	1.00	1.05	1.10	S0	Roca Dura
Z3	0.80	1.00	1.15	1.20	S1	Roca o suelo muy rígido
Z2	0.80	1.00	1.20	1.40	S2	Suelo intermedio
Z1	0.80	1.00	1.60	2.00	S3	Suelos blandos

Fuente: NTE E 030.

Tabla 6

Periodos "T_P" y "T_L"

PERIODOS T_P y T_L				
	Perfil de Suelo			
	S_0	S_1	S_2	S_3
T_P (S)	0.3	0.4	0.6	1
T_L (S)	3	2.5	2	1.6

Fuente: NTE E 030.

c. Categoría de las Edificaciones y Factor de Uso "U"

Tabla 7

Categoría de las Edificaciones y Factor de Uso "U"

CATEGORIA DE LAS EDIFICACIONES		
CATEGORIAS	DETALLE	U
A	Edificaciones Esenciales	1.50
B	Edificaciones importantes	1.30
C	Edificaciones comunes	1.00
D	Edificaciones menores	*

(*) En estas edificaciones deberá proveerse resistencia y rigidez adecuadas para acciones laterales, a criterio del proyectista.

Víctor M. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teofilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002500

d. Sistemas Estructurales y Coeficiente Básico de Reducción de las Fuerzas Sísmicas "R_0"

Tabla 8

Sistemas Estructurales

COEFICIENTE DE REDUCCION PARA ESTRUCTURAS	
SISTEMA ESTRUCTURAL	**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	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de Ductilidad limitada	4
Albañilería armada o confinada	3
Madera (Por esfuerzos admisibles).	7

Fuente: NTE E 030.

e. Factores de Irregularidad (I_a, I_p)

Tabla 9

Factores de Irregularidad (Ia, Ip)

		X	Y
Irregularidad en altura	I_a=	1	1
Irregularidad en planta	I_p=	1	1
	R=	6.00	3.00

$$R = R_o I_p I_a$$

Fuente: NTE E 030.

f. Factor de Amplificación Sísmica C

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

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

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

Walter Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teofilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002499

g. Calculo de Espectro Pseudo - Aceleración

Tabla 10

Espectro Pseudo - Aceleración

			Sismo X	Sismo Y
T (seg)	C	T (seg)	Sa/g (X)	Sa/g (Y)
0.00	2.5000	0.00	0.1875	0.3750
0.02	2.5000	0.02	0.1875	0.3750
0.04	2.5000	0.04	0.1875	0.3750
0.06	2.5000	0.06	0.1875	0.3750
0.08	2.5000	0.08	0.1875	0.3750
0.10	2.5000	0.10	0.1875	0.3750
0.12	2.5000	0.12	0.1875	0.3750
0.14	2.5000	0.14	0.1875	0.3750
0.16	2.5000	0.16	0.1875	0.3750
0.18	2.5000	0.18	0.1875	0.3750
0.20	2.5000	0.20	0.1875	0.3750
0.25	2.5000	0.25	0.1875	0.3750
0.30	2.5000	0.30	0.1875	0.3750
0.35	2.5000	0.35	0.1875	0.3750
0.40	2.5000	0.40	0.1875	0.3750
0.45	2.5000	0.45	0.1875	0.3750
0.50	2.5000	0.50	0.1875	0.3750
0.55	2.5000	0.55	0.1875	0.3750
0.60	2.5000	0.60	0.1875	0.3750
0.65	2.3077	0.65	0.1731	0.3462
0.70	2.1429	0.70	0.1607	0.3214
0.75	2.0000	0.75	0.1500	0.3000
0.80	1.8750	0.80	0.1406	0.2813
0.85	1.7647	0.85	0.1324	0.2647
0.90	1.6667	0.90	0.1250	0.2500
0.95	1.5789	0.95	0.1184	0.2368
1.00	1.5000	1.00	0.1125	0.2250
1.60	0.9375	1.60	0.0703	0.1406
2.00	0.7500	2.00	0.0563	0.1125
2.50	0.4800	2.50	0.0360	0.0720
3.00	0.3333	3.00	0.0250	0.0500

Wilfredo Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

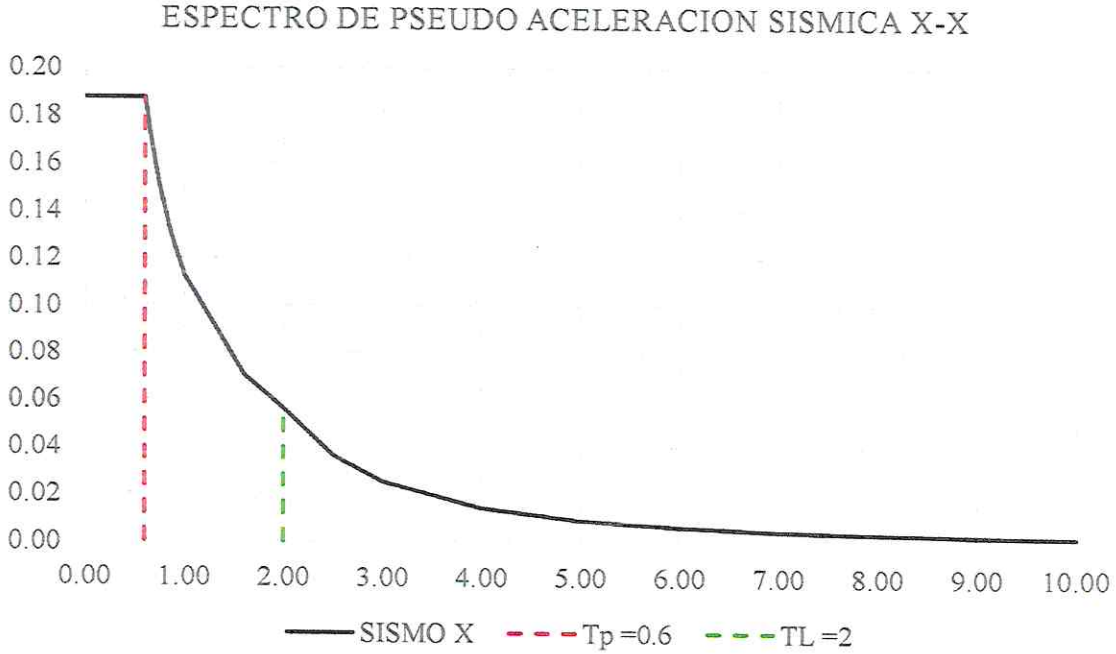
Luis Teofilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002498

4.00	0.1875	4.00	0.0141	0.0281
5.00	0.1200	5.00	0.0090	0.0180
6.00	0.0833	6.00	0.0063	0.0125
7.00	0.0612	7.00	0.0046	0.0092
8.00	0.0469	8.00	0.0035	0.0070
9.00	0.0370	9.00	0.0028	0.0056
10.00	0.0300	10.00	0.0023	0.0045

Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Figura 18: Espectro de Pseudo Aceleración Sísmica X-X



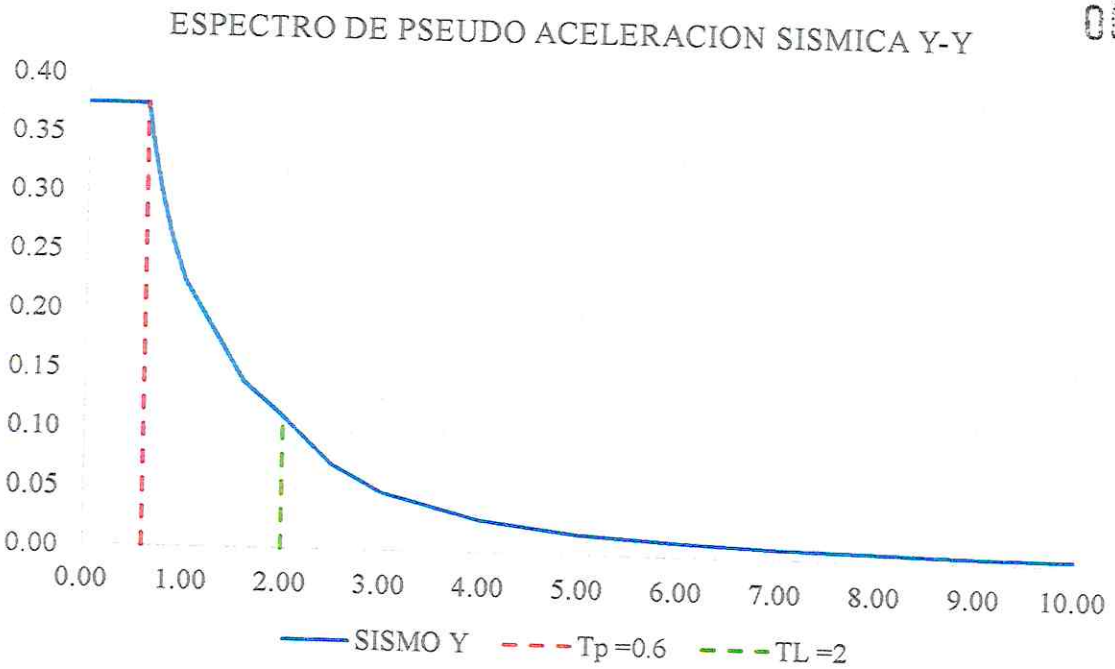
Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Willebo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teofilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

Figura 19: Espectro de Pseudo Aceleración Sísmica X-X

002497



Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

6. ANÁLISIS SÍSMICO

6.1 Estimación del Peso (P) (Articulo 26, NTE E 030)

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

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

6.2 Periodo fundamental de vibración y masas participativas

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

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

Wilfredo J Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teofilo Cárdenas Sánchez
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002436

Tabla 11
Periodo fundamental y Masa participativa (supera 90% en el modo 3)

N° de Modos	Periodo T (S)	Masa Participativa		Masa Participativa Acumulada	
		Masas X (%)	Masas Y (%)	Masas X (%)	Masas Y (%)
1	0.166	0.99560000	0.00000560	0.99560000	0.00000560
2	0.087	0.00002026	0.02880000	0.99560000	0.02880000
3	0.08	0.00001523	0.91520000	0.99570000	0.94400000
4	0.066	0.00020000	0.00100000	0.99580000	0.94500000
5	0.06	0.00100000	0.00300000	0.99680000	0.94790000
6	0.058	0.00010000	0.00480000	0.99680000	0.95270000
7	0.037	0.00000999	0.00010000	0.99680000	0.95280000
8	0.036	0.00010000	0.00540000	0.99690000	0.95810000
9	0.035	0.00020000	0.00000460	0.99720000	0.95810000
10	0.034	0.00050000	0.00020000	0.99770000	0.95830000
11	0.032	0.00000229	0.00380000	0.99770000	0.96210000
12	0.03	0.00020000	0.00190000	0.99790000	0.96400000
13	0.029	0.00000398	0.01150000	0.99790000	0.97540000
14	0.026	0.00000193	0.01600000	0.99790000	0.99150000
15	0.024	0.00000135	0.00070000	0.99790000	0.99220000
16	0.024	0.00000000	0.00000944	0.99790000	0.99220000
17	0.023	0.00000904	0.00110000	0.99790000	0.99330000
18	0.02	0.00020000	0.00000000	0.99810000	0.99330000
19	0.019	0.00000062	0.00010000	0.99810000	0.99340000
20	0.018	0.00000950	0.00010000	0.99810000	0.99350000
21	0.018	0.00002207	0.00020000	0.99820000	0.99370000
22	0.018	0.00010000	0.00010000	0.99820000	0.99370000
23	0.017	0.00010000	0.00000877	0.99840000	0.99370000
24	0.017	0.00001326	0.00020000	0.99840000	0.99390000
25	0.016	0.00004083	0.00130000	0.99840000	0.99530000
26	0.015	0.00010000	0.00030000	0.99850000	0.99560000
27	0.015	0.00020000	0.00000822	0.99870000	0.99560000
28	0.015	0.00000582	0.00004403	0.99870000	0.99560000
29	0.014	0.00001915	0.00010000	0.99870000	0.99570000
30	0.014	0.00003225	0.00010000	0.99870000	0.99580000

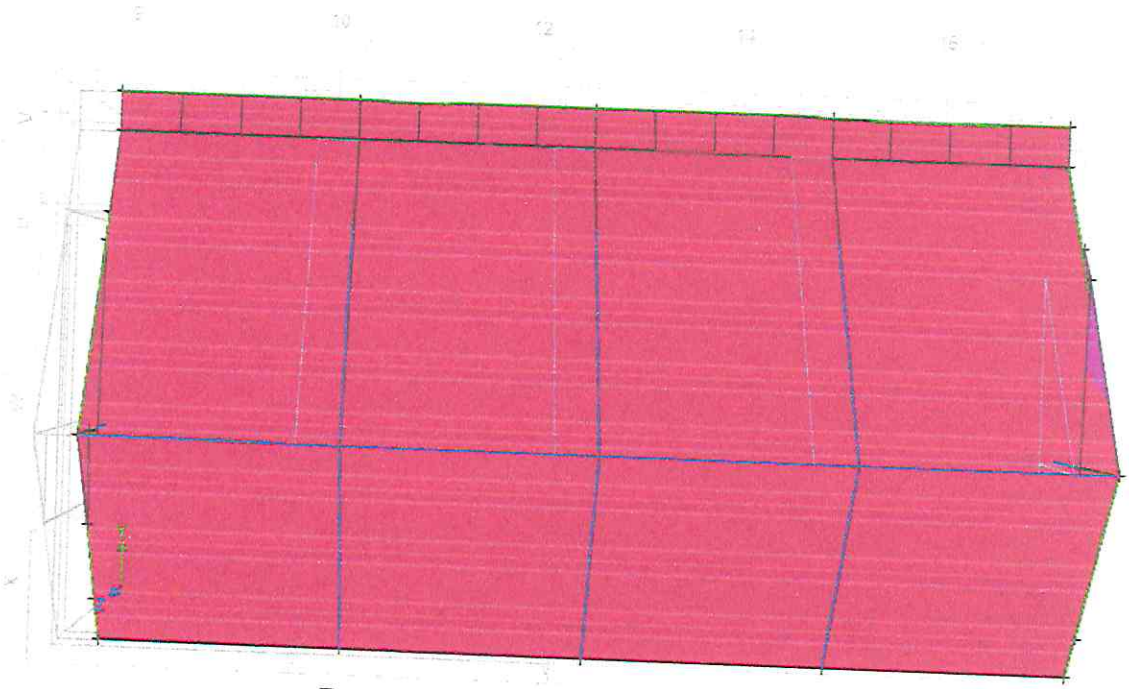
Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Wilfredo Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

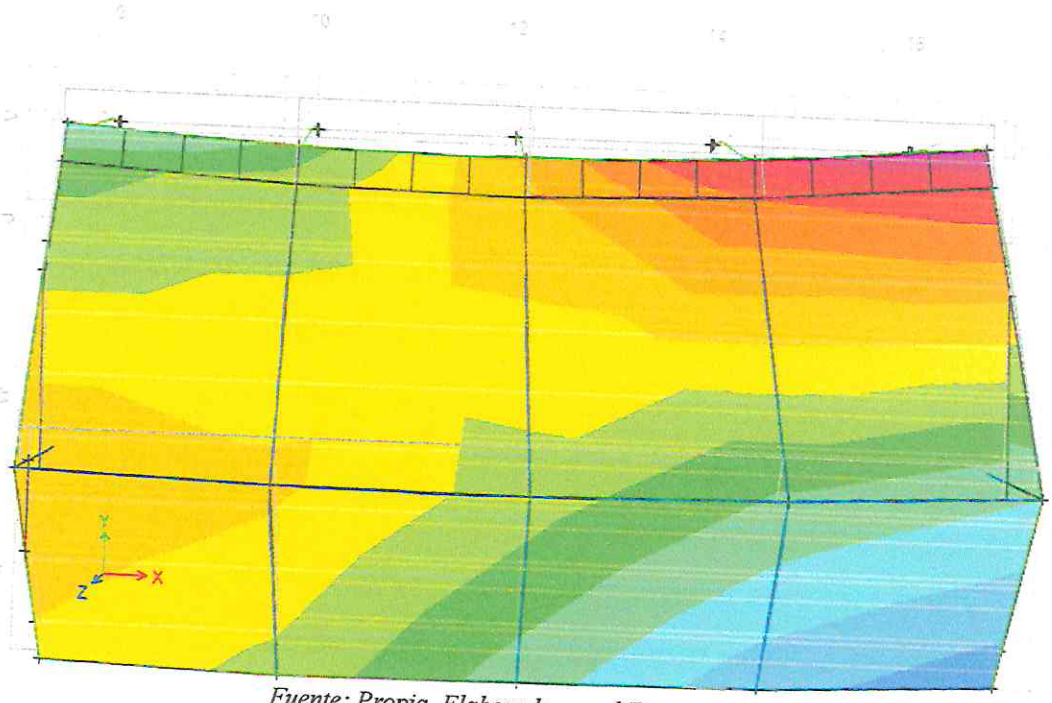
Figura 20: Primer modo de vibración - traslación en X

002495



Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Figura 21: Segundo modo de vibración - traslación en Y



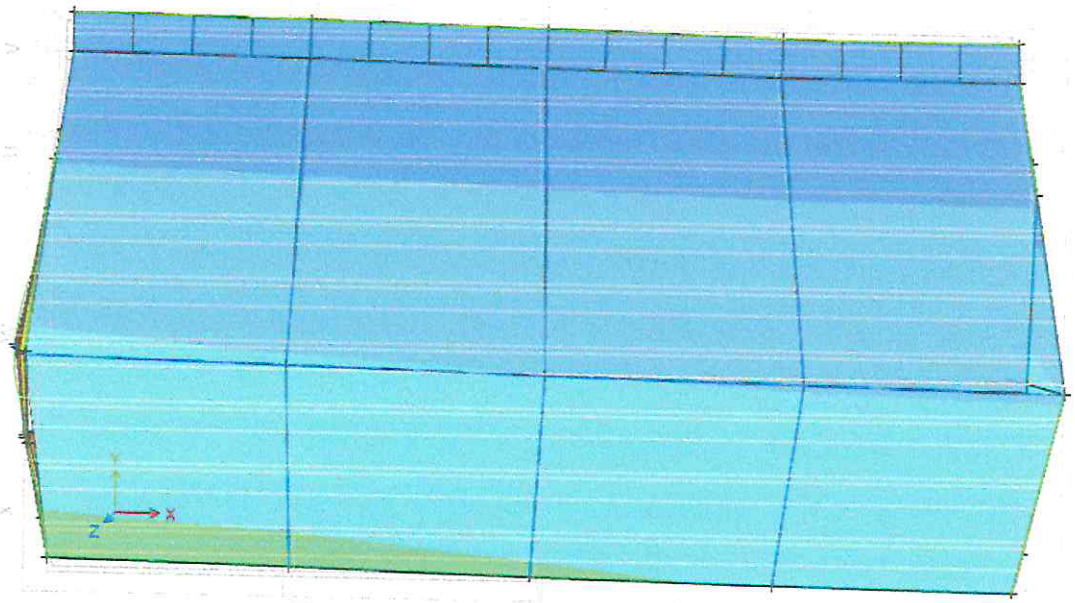
Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Wilfredo Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002434

Figura 22: Tercer modo de vibración - Rotación XY



Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

6.3 Fuerza cortante estática en la base

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

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

El valor de *C/R* no se considera menor que:

$$\boxed{\frac{C}{R} \geq 0.11}$$

a. Verificación de C/R

$$\boxed{\begin{array}{ll} T < T_p & C = 2.5 \\ T_p < T < T_L & C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_p}{T}\right) \\ T > T_L & C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2}\right) \end{array}}$$

$$\frac{C}{R} = \frac{2.5}{6} = 0.4167 \geq 0.11, CUMPLE$$

Wilfredo Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Trofilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002433

$$\frac{C}{R} = \frac{2.5}{3} = 0.8333 \geq 0.11, CUMPLE$$

b. Determinación de la fuerza cortante estática en la base

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

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

Tabla 12
Cortante estática en la base

	Dirección X - X	Dirección Y - Y
Z=	0.25	0.25
U=	1.50	1.50
S=	1.20	1.20
Tp=	0.60	0.60
TL=	2.00	2.00
Ro=	6.00	3.00
Ia=	1	1
Ip=	1	1
R=	6.00	3.00
C=	2.5	2.5
P=	132.2957 tnf	132.2957 tnf
V=	**24.8054 tnf**	**49.6109 tnf**

Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

6.4 Fuerza dinámica en la base

Tabla 13
Cortante dinámica en la base

Load Case/Combo	VX tonf	VY tonf	MX tonf-m	MY tonf-m
Comb 1.25(D+L)±EX	24.6889	1.2104	821.0308	-1570.5452
Comb 1.25(D+L)±EY	0.2594	46.3759	999.0119	-1557.8002
Comb 0.90D±EX	24.6889	1.2104	600.6953	-1162.5424
Comb 0.90D±EY	0.2594	46.3759	778.6764	-1149.7973

Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Wilfredo Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002492

6.5 Fuerza Cortante Mínima, Factor de Escalamiento

Para cada una de las direcciones consideradas en el análisis, la fuerza cortante en el primer entrepiso del edificio no puede ser menor que el 80% del valor calculado según el artículo 25 (Norma E.030) para estructuras regulares, ni menor que el 90% para estructuras irregulares.

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

Tabla 14
Cortante dinámica en la base

Cortante	Estático tonf	80 % Estático tonf	Dinámico tonf	Factor de escalamiento
Cortante X	24.8054	19.8444	24.6889	0.8038
Cortante Y	49.6109	39.6887	46.3759	0.8558

Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

6.6 Desplazamiento máximo en el último nivel, máximo desplazamiento de entrepiso y deriva máxima.

Para estructuras regulares, los desplazamientos laterales se calculan multiplicando por 0,75 R los resultados obtenidos del análisis lineal y elástico con las solicitaciones sísmicas reducidas. Para estructuras irregulares, los desplazamientos laterales se calculan multiplicando por 0,85 R los resultados obtenidos del análisis lineal elástico.

Para el cálculo de los desplazamientos laterales no se consideran los valores mínimos de C/R indicados en el numeral 28.2 (Norma E.030) ni el cortante mínimo en la base especificada en el numeral 29.4 (Norma E.030).

El máximo desplazamiento relativo de entrepiso, calculado, no excede la fracción de la altura de entrepiso (distorsión) que se indica en la siguiente tabla.

Tabla 15
Límites para la distorsión del entrepiso

LÍMITES PARA LA DISTORSIÓN DEL ENTREPISO	
Material Predominante	(Δi / hei)
Concreto Armado	0.007
Acero	0.010
Albañilería	0.005
Madera	0.010
Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0.005

Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Wilfredo Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teofilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002431

Tabla 16
Sismo dinámico en la dirección X – Desplazamientos y derivas

Pisos	Desplazamiento X m	Altura H m	Derivas X	Cumple
Techo	0.001583	1.15	0.000332	SI
1"	0.001527	0.3	0.000280	SI
1'	0.001575	0.4	0.000482	SI
1	0.001502	3.55	0.000423	SI

Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Tabla 17
Sismo dinámico en la dirección Y – Desplazamientos y derivas

Pisos	Desplazamiento Y m	Altura H m	Derivas	Cumple
Techo	0.000794	1.15	0.000676	SI
1"	0.001301	0.3	0.000095	SI
1'	0.001598	0.4	0.000196	SI
1	0.001581	3.55	0.000445	SI

Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Wilmer J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

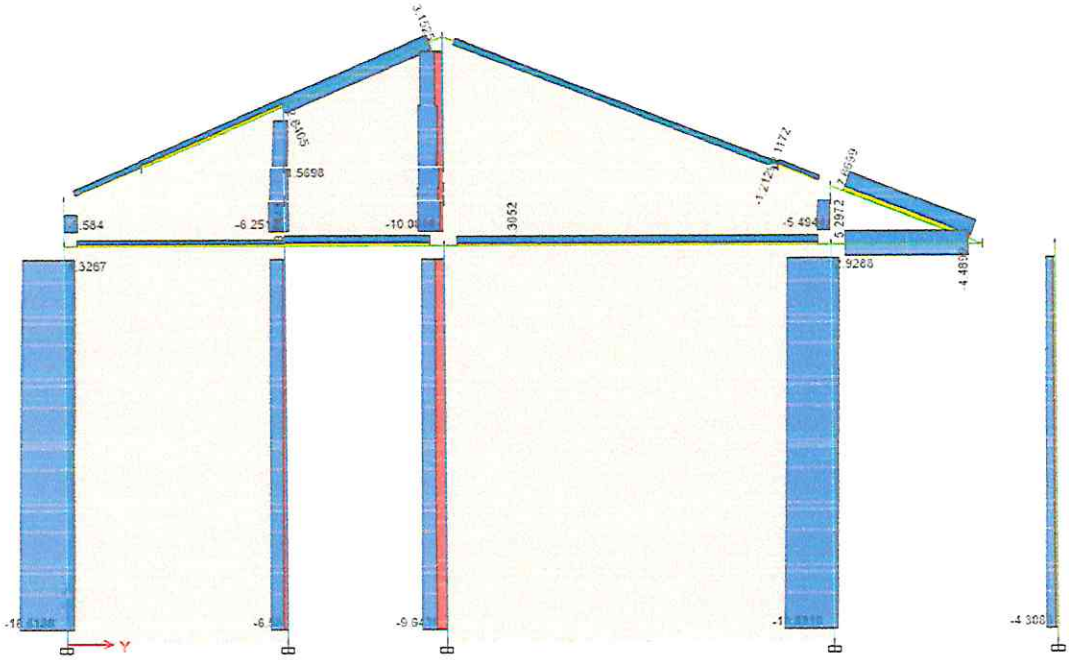
Luis Teofilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

7. DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

7.1 Resultados del análisis por cargas de gravedad y cargas sísmicas

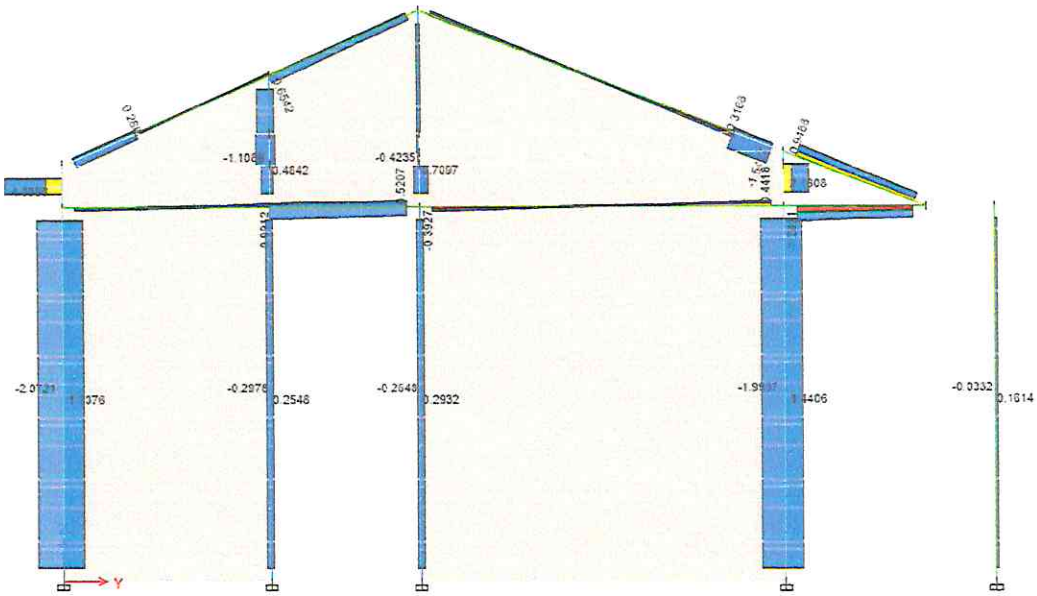
002490

Figura 23 Diagrama de Fuerza Axial Pórtico 9 – 9



Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Figura 24: Diagrama de Fuerza Cortante 2-2 Pórtico 9 – 9



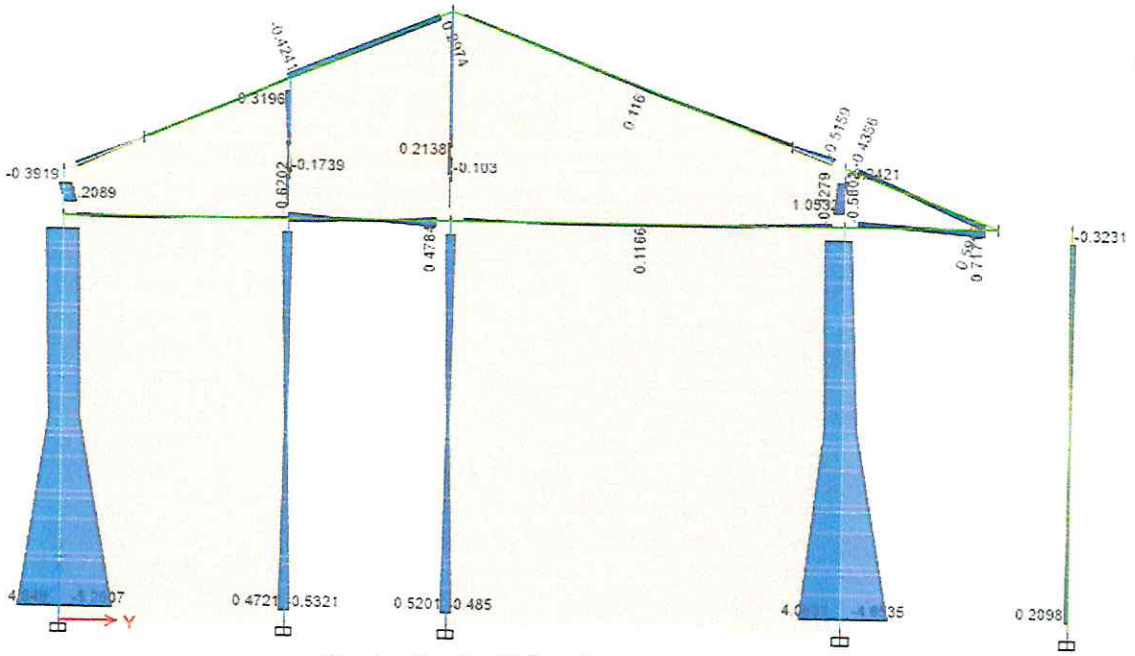
Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Wilfredo Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Calderas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

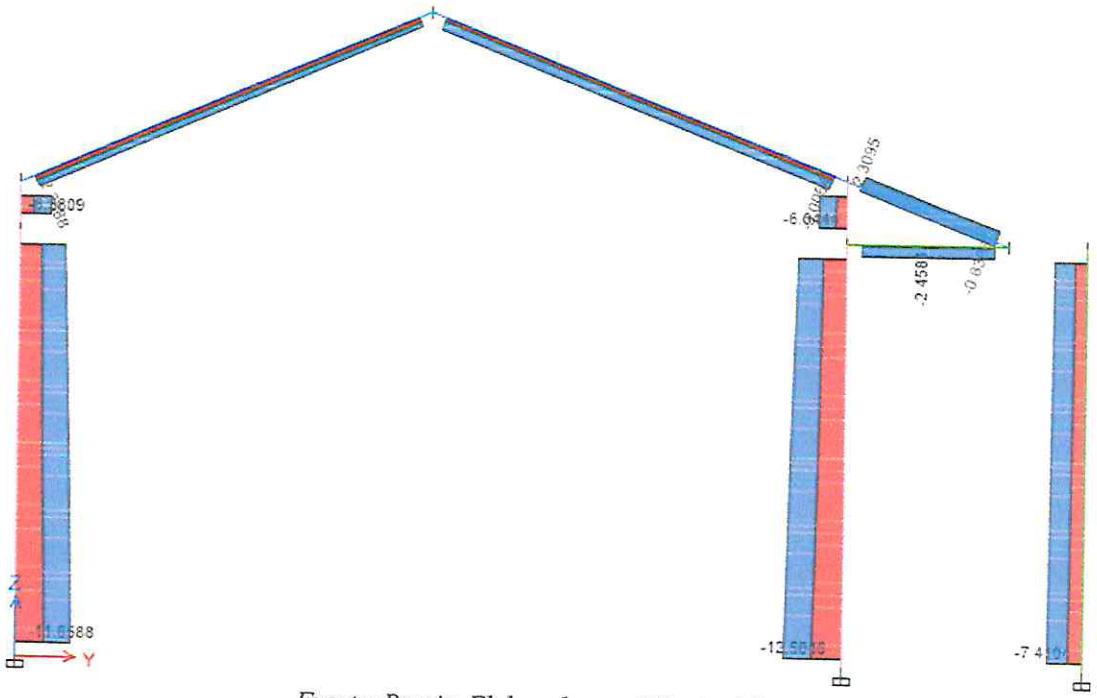
002489

Figura 25: Diagrama de Momento Flector 3-3 Pórtico 9 – 9



Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Figura 26: Diagrama de Fuerza Axial Pórtico 10 - 10



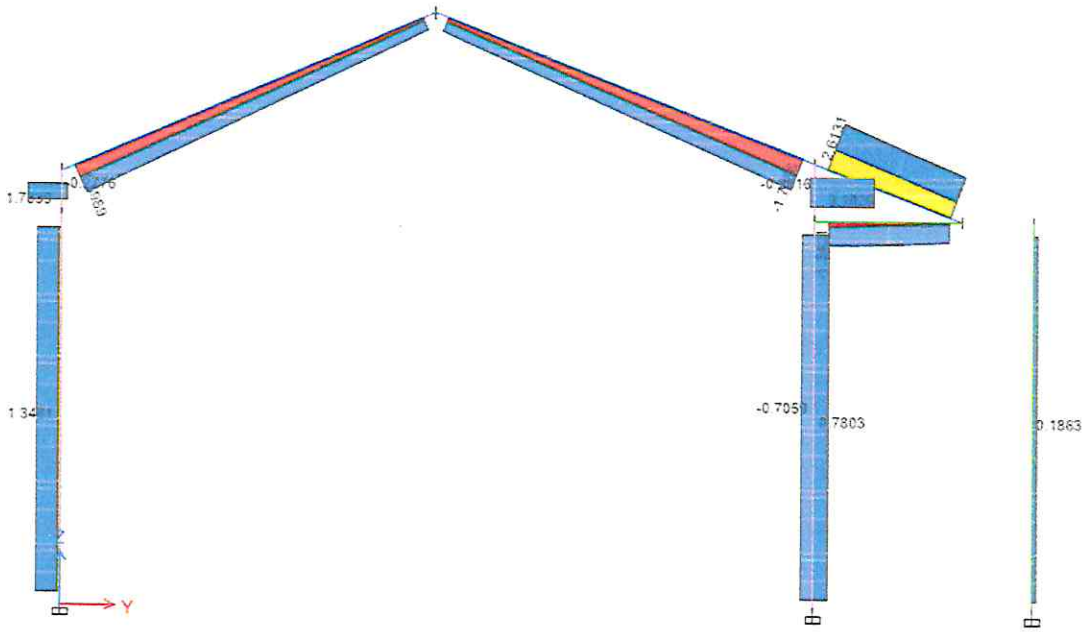
Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teofilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

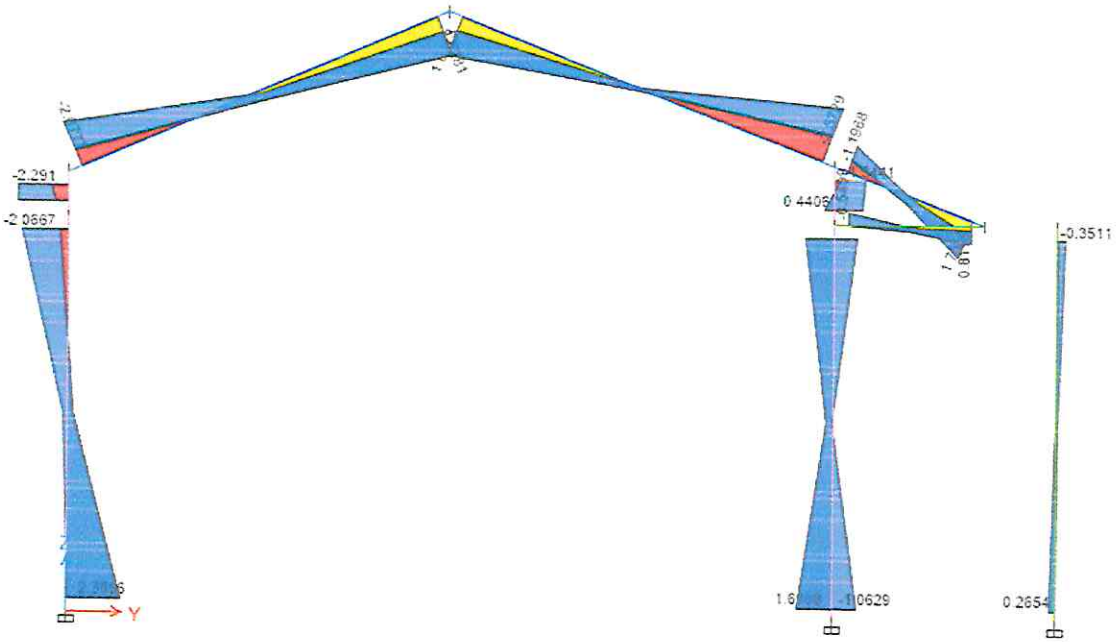
Figura 27: Diagrama de Fuerza Cortante 2-2 Pórtico 10 - 10

002488



Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Figura 28: Diagrama de Momento Flector 3-3 Pórtico 10 - 10



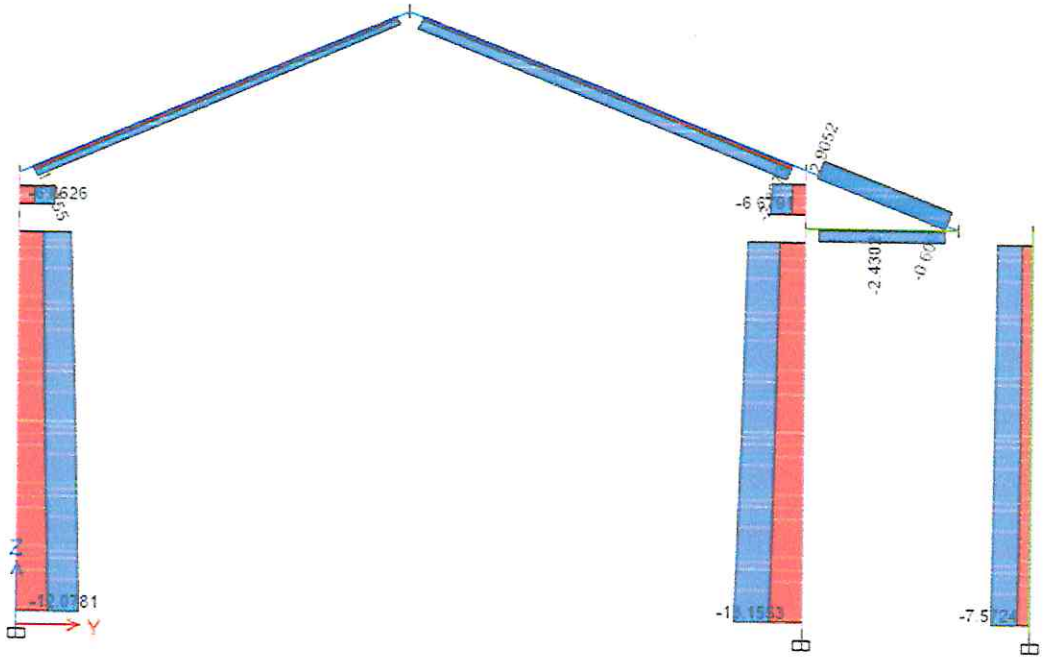
Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Wilfredo Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teofilo Cáceres Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

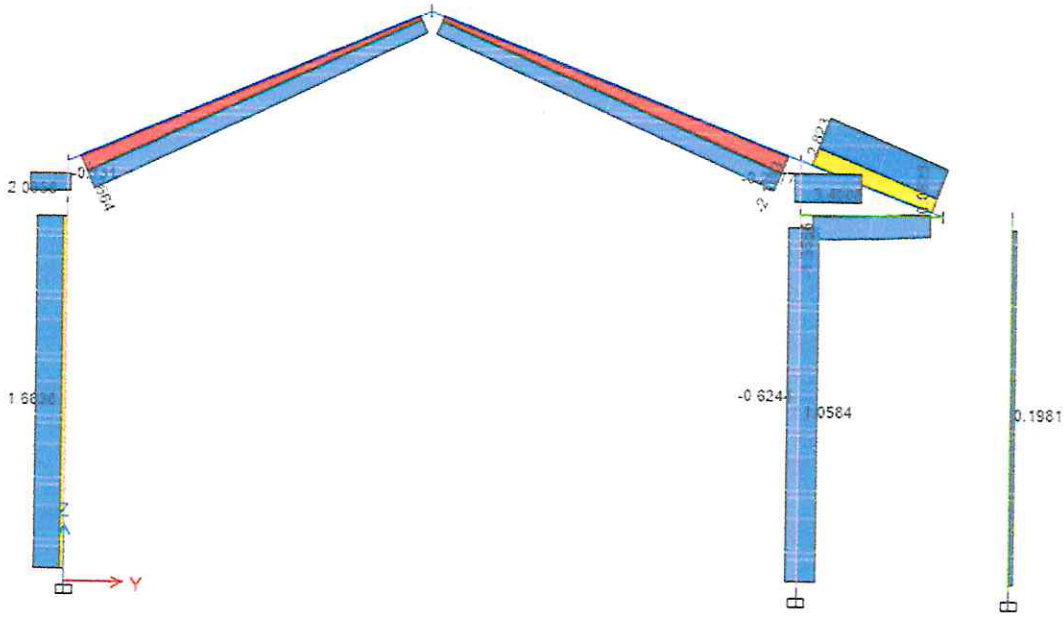
002487

Figura 29: Diagrama de Fuerza Axial Pórtico 12 - 12



Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Figura 30: Diagrama de Fuerza Cortante 2-2 Pórtico 12 - 12

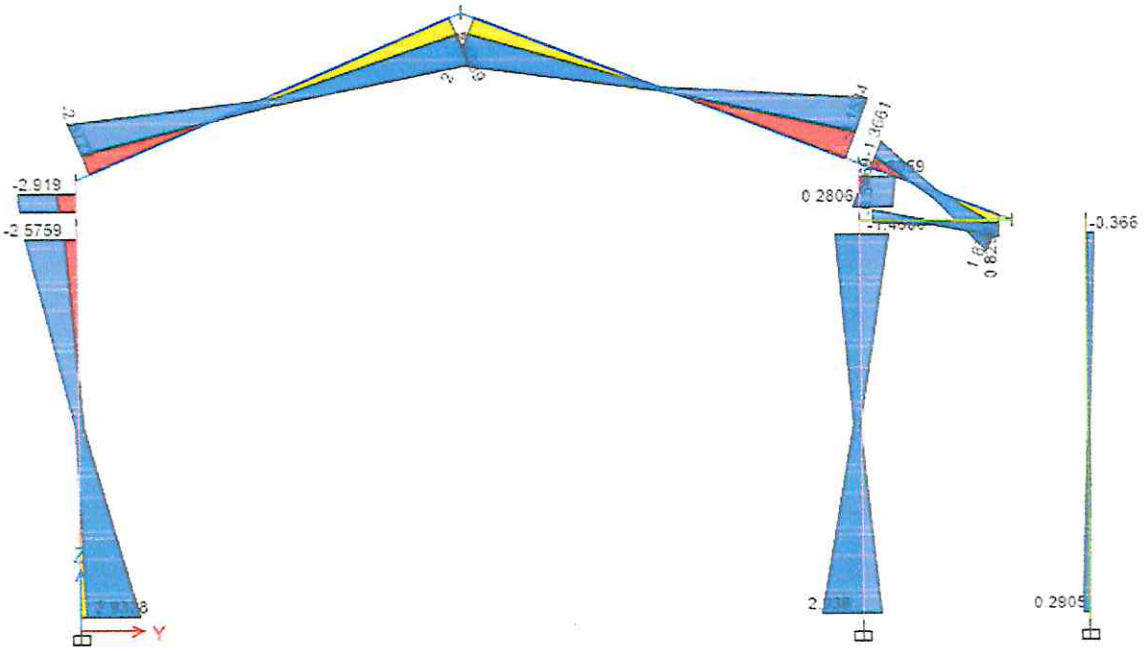


Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Wilfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

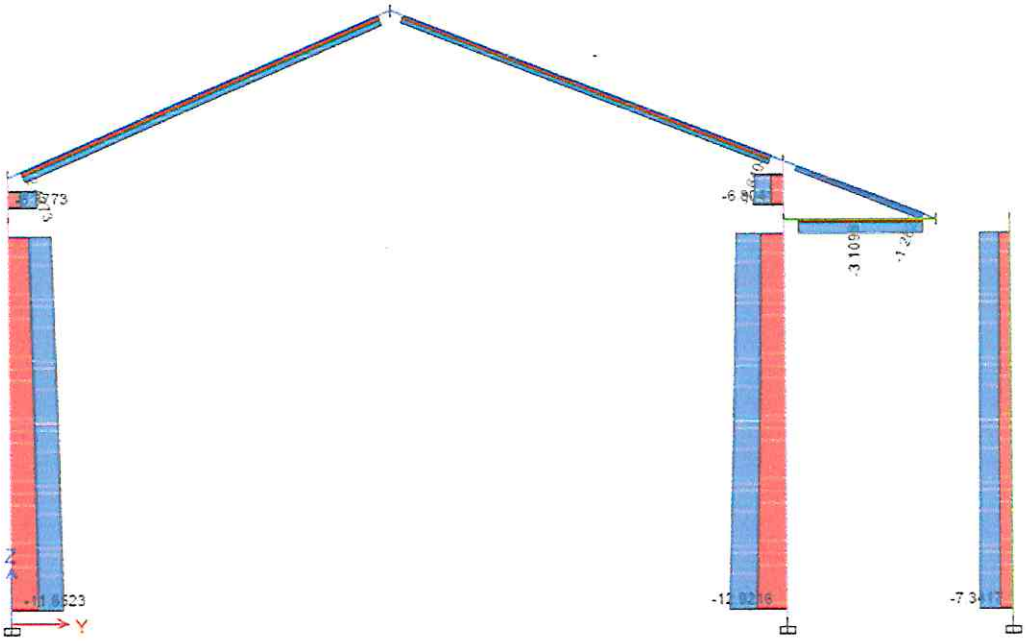
Luis Teofilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

Figura 31: Diagrama de Momento Flector 3-3 Pórtico 12 - 12



Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Figura 32: Diagrama de Fuerza Axial Pórtico 14 – 14



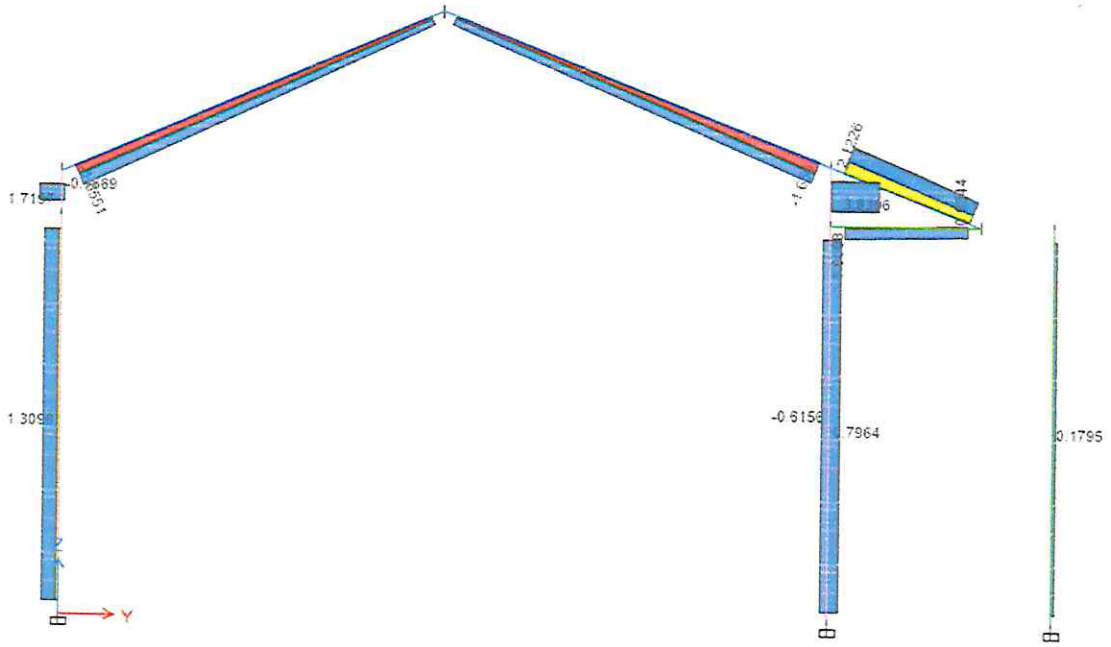
Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Wenceslao Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Alfonso Tárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

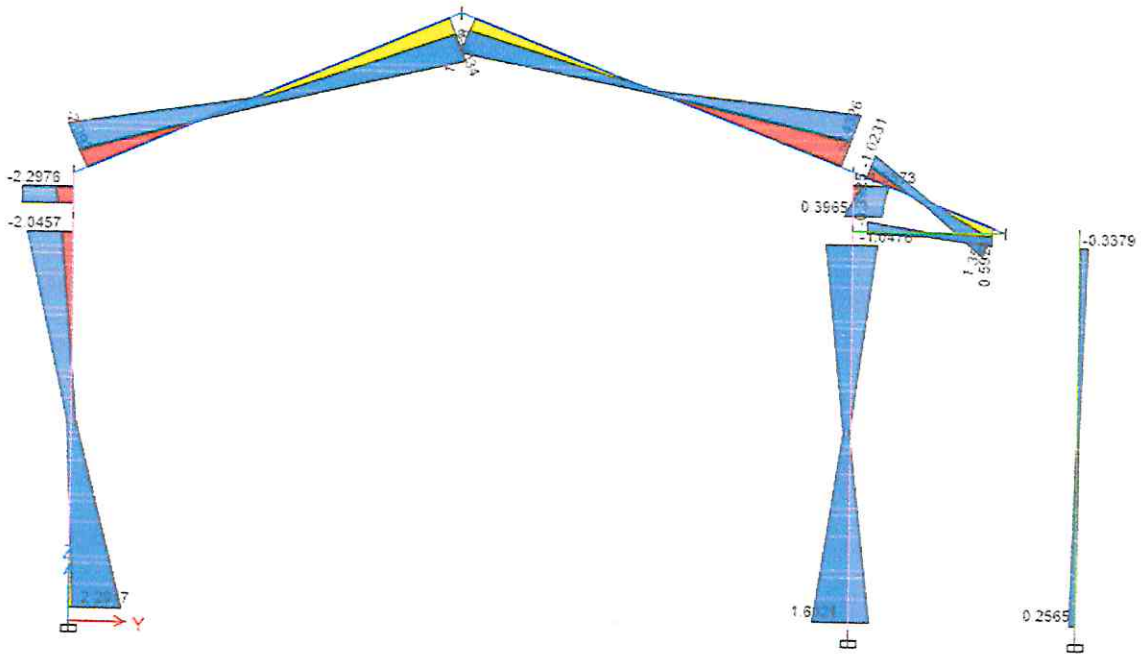
002485

Figura 33: Diagrama de Fuerza Cortante 2-2 Pórtico 14 – 14



Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Figura 34: Diagrama de Momento Flector 3-3 Pórtico 14 – 14



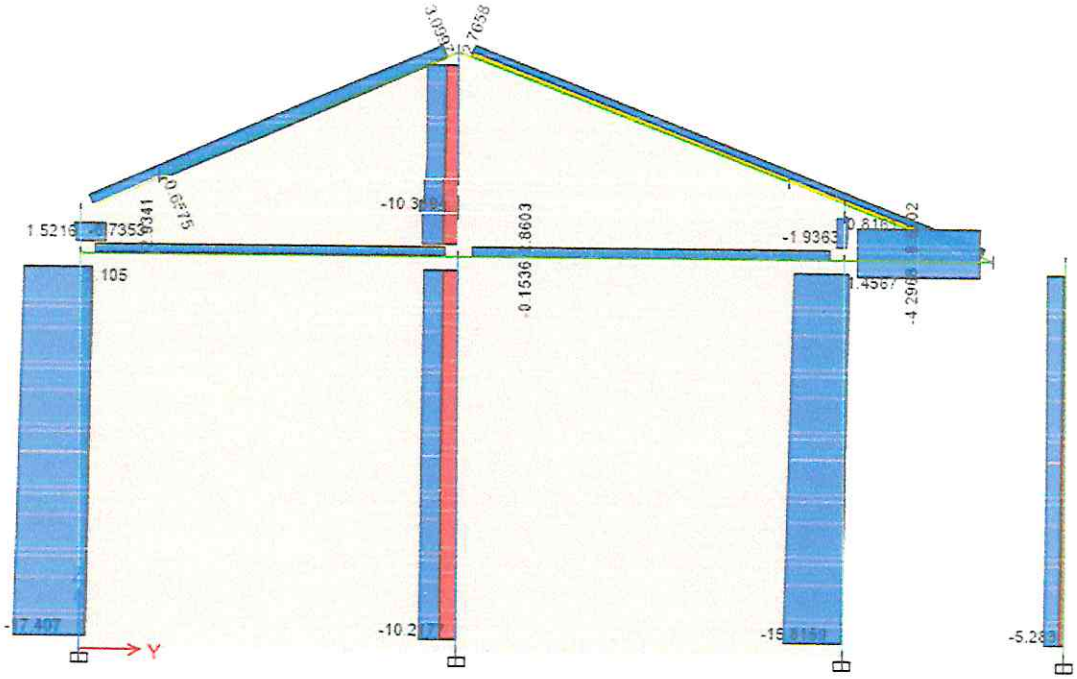
Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Wilfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

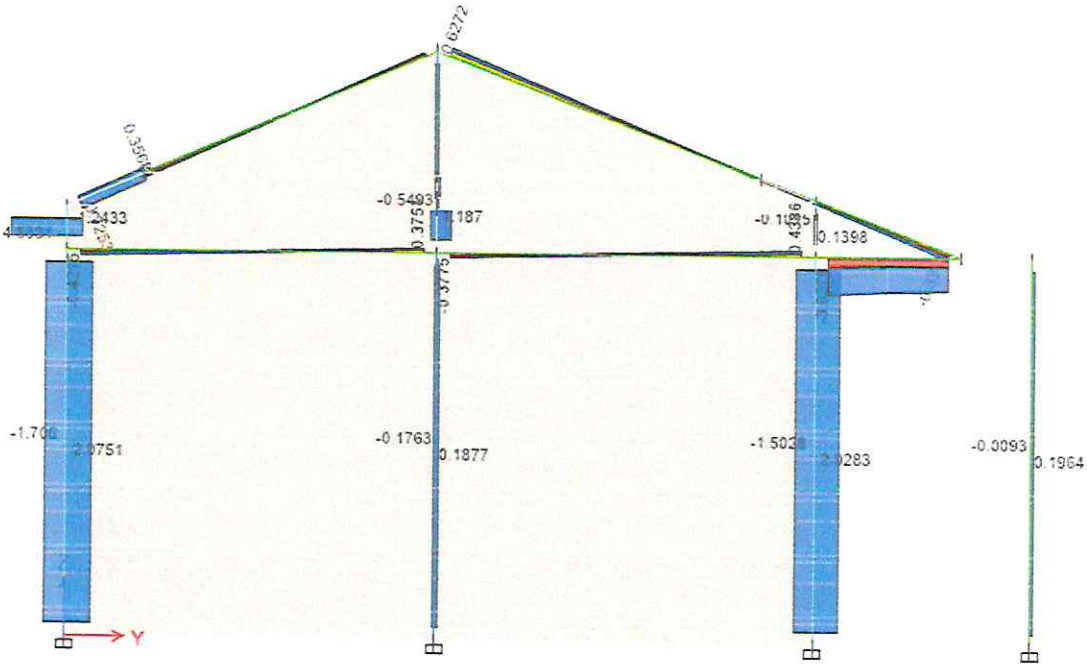
002484

Figura 35: Diagrama de Fuerza Axial Pórtico 15 – 15



Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Figura 36: Diagrama de Fuerza Cortante 2-2 Pórtico 15 – 15



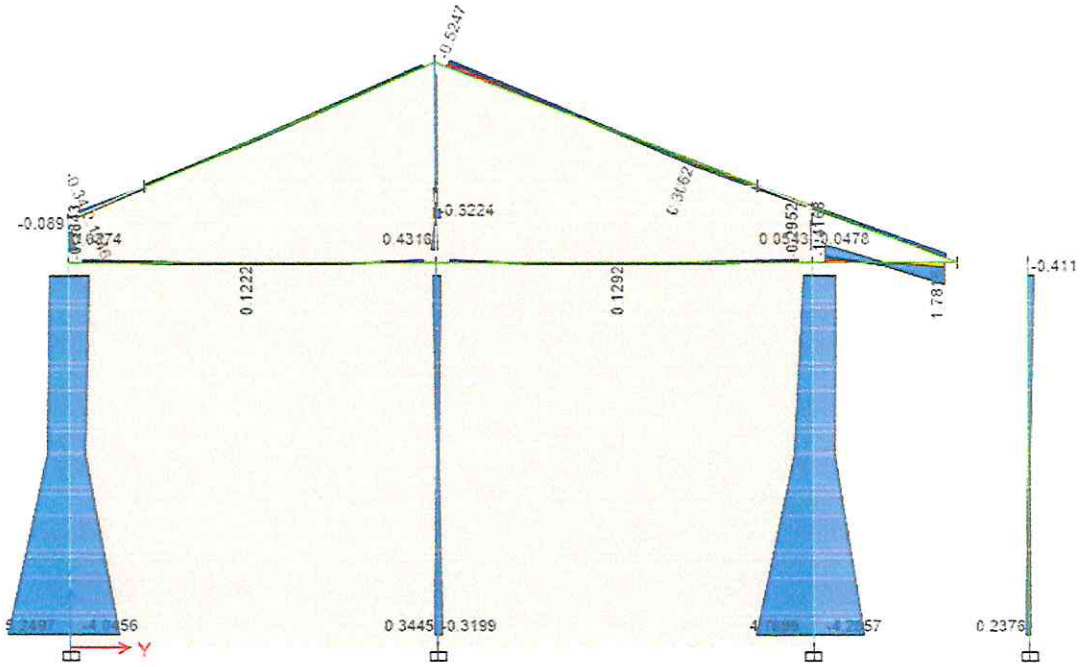
Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Wilfredo Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teofilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

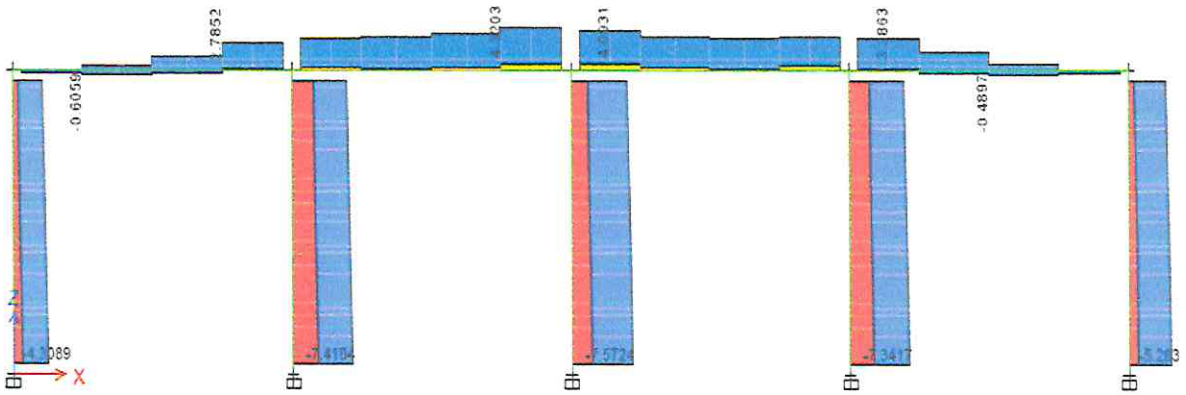
002483

Figura 37: Diagrama de Momento Flector 3-3 Pórtico 15 – 15



Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Figura 38: Diagrama de Fuerza Axial Pórtico V - V

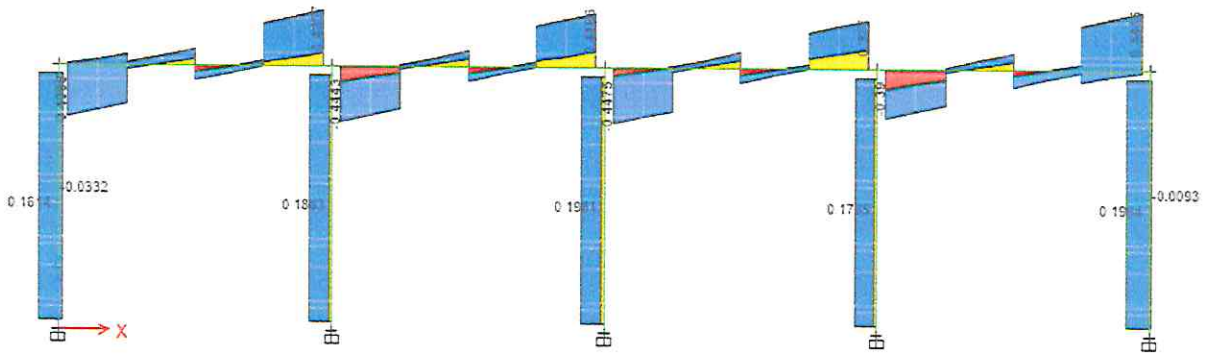


Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Winfredo J Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

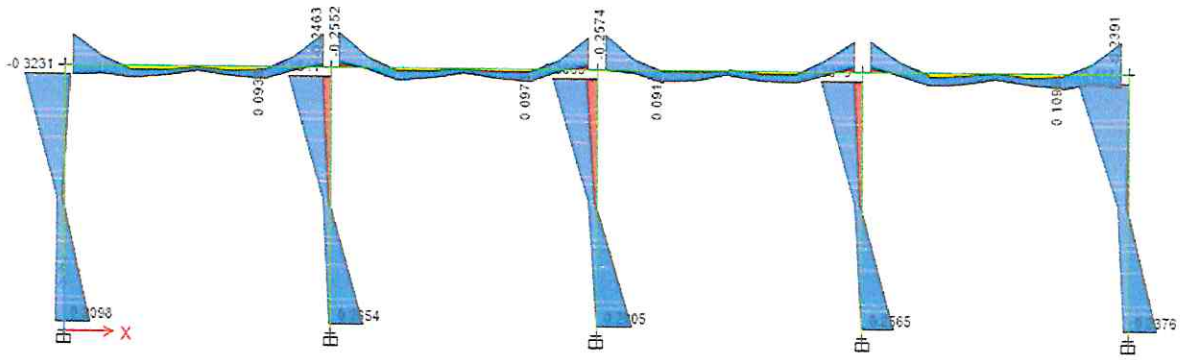
Luis Teofilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

Figura 39: Diagrama de Fuerza Cortante 2-2 Pórtico V - V



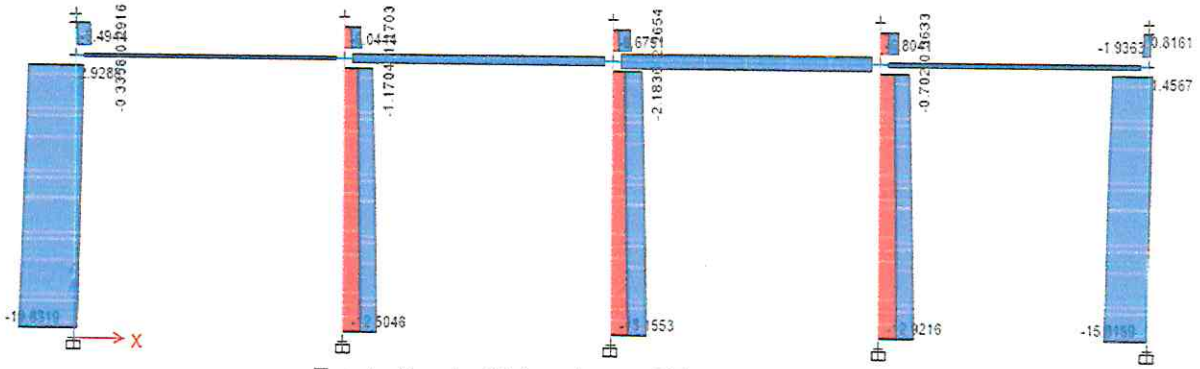
Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Figura 40: Diagrama de Momento Flector 3-3 Pórtico V – V



Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Figura 41: Diagrama de Fuerza Axial Pórtico U - U



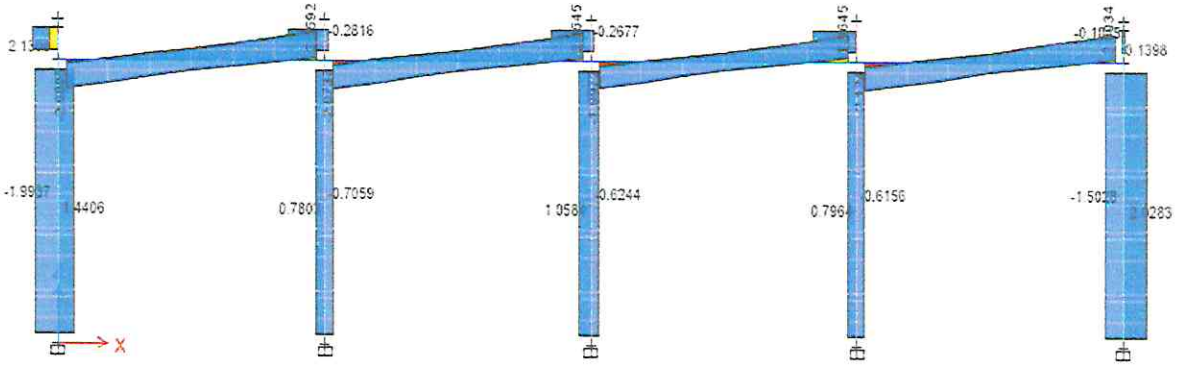
Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Wilfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP: 141392

Luis Teofilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

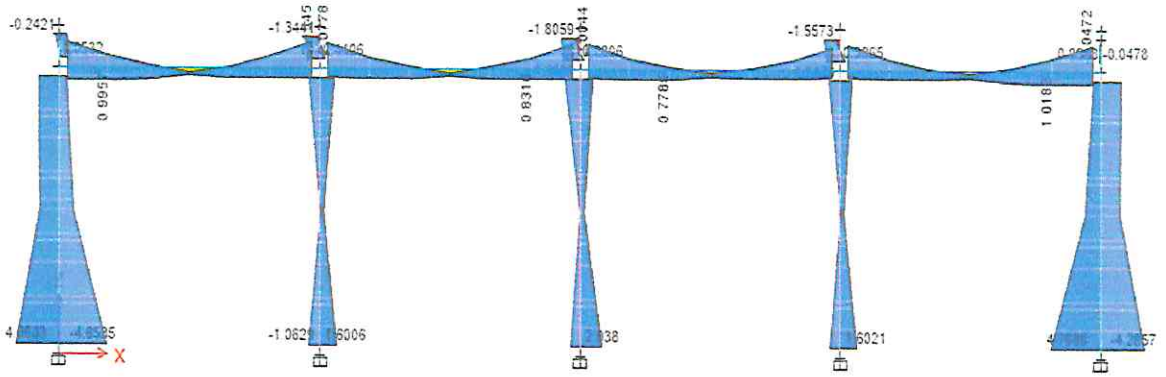
002481

Figura 42: Diagrama de Fuerza Cortante 2-2 Pórtico U - U



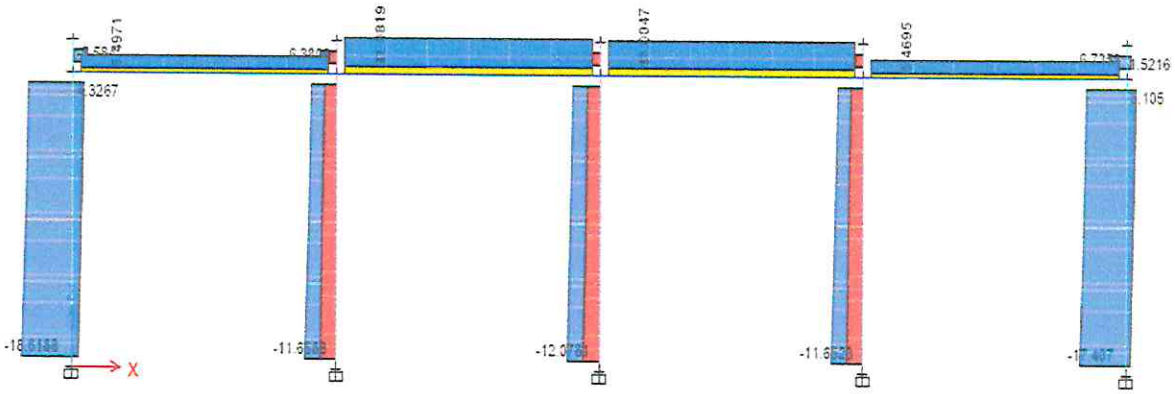
Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Figura 43: Diagrama de Momento Flector 3-3 Pórtico U - U



Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Figura 44: Diagrama de Fuerza Axial Pórtico X - X



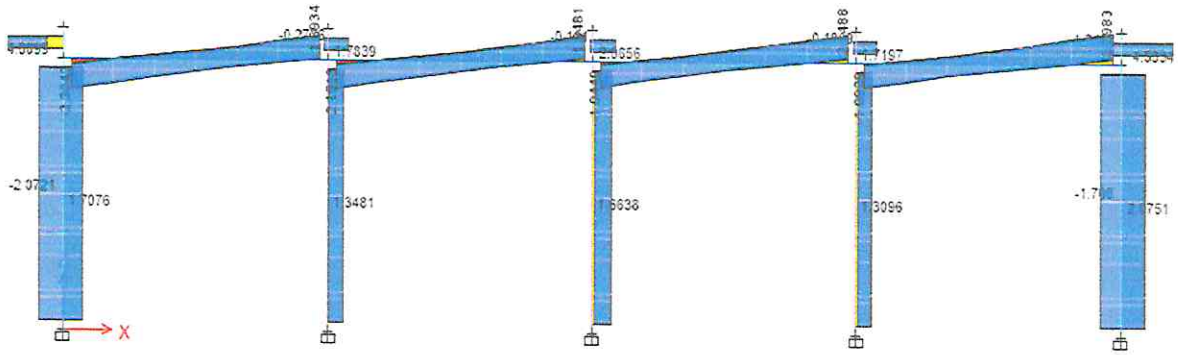
Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Wilfredo Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

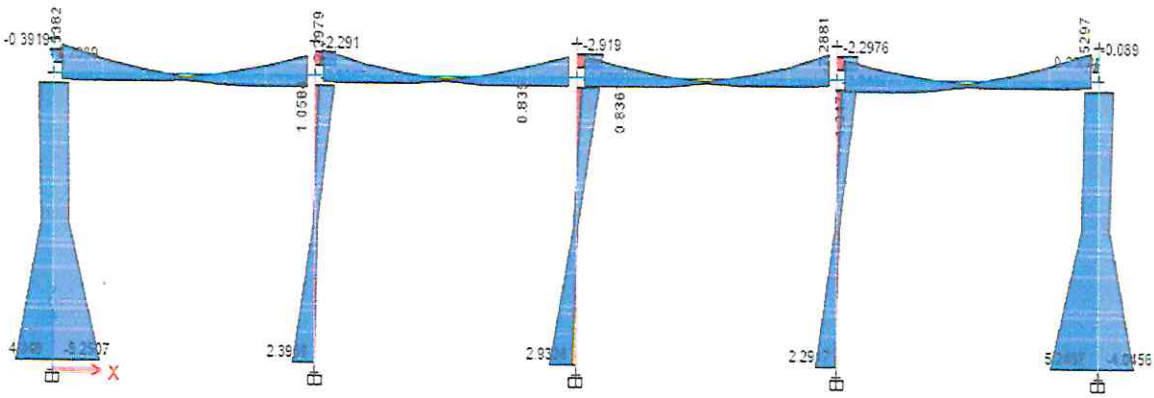
002480

Figura 45: Diagrama de Fuerza Cortante 2-2 Pórtico X - X



Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Figura 46: Diagrama de Momento Flector 3-3 Pórtico X - X



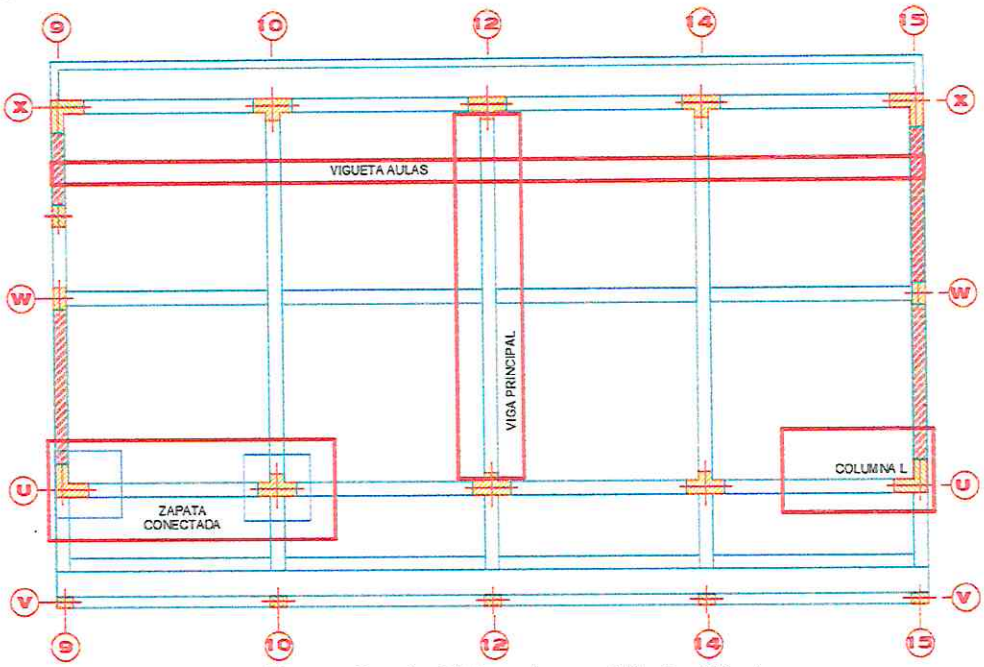
Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Wilfredo J Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP· 141392

Luis Teofilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

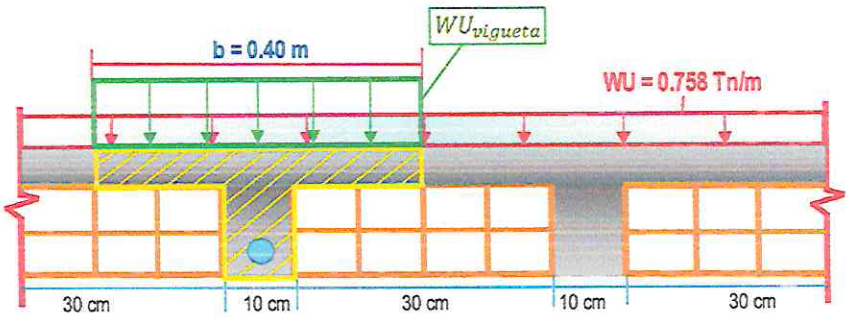
002479

Figura 47: Elementos estructurales diseñados - representativos y/o el más esforzado



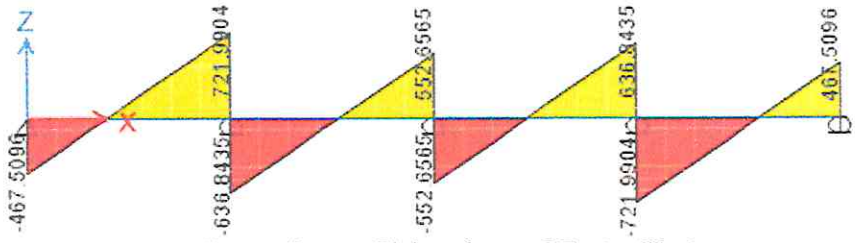
Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

7.2 Diseño de aligerados



$WU_{vigueta} = WU * b$ 758 Kg/m2 * 0.40 m = 303.2 Kg/m WUvigueta = 0.303 Tn/m

Figura 48: Diagrama de Fuerza Cortante 2-2 Losa Aligerada



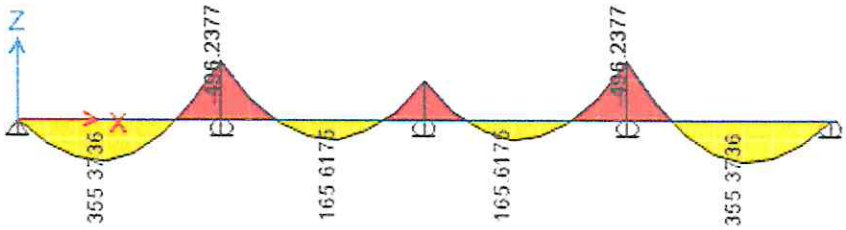
Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Wilfredo Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

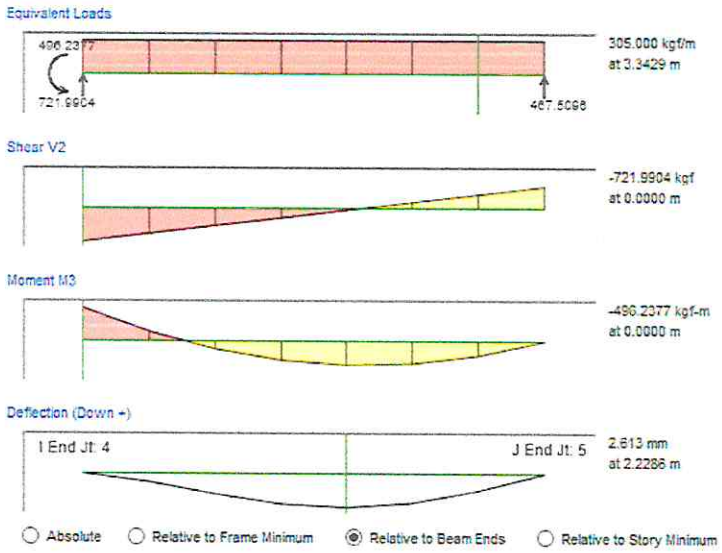
002478

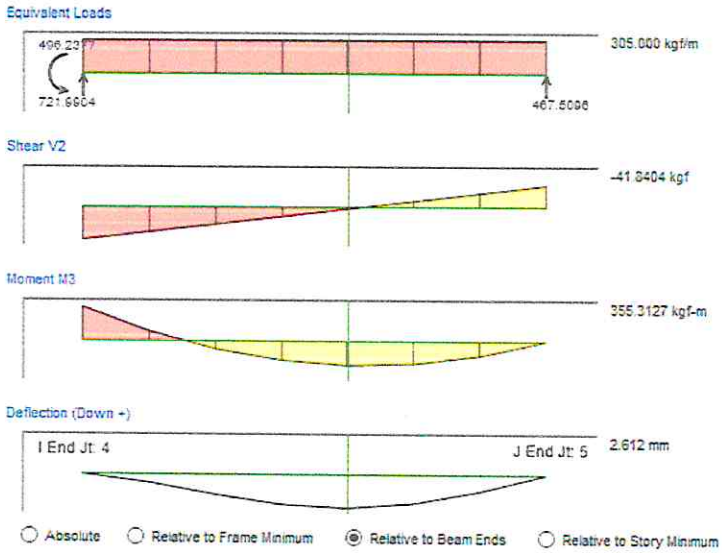
Figura 49: Diagrama de Momento Flector 3-3 Losa Aligerada



Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

a. Diseño por flexión

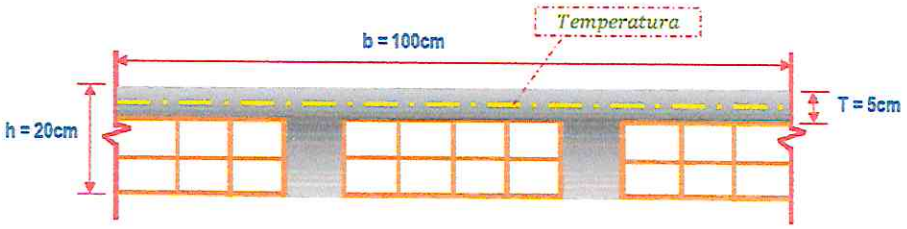




Wilfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teofilo Quispe Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

b. Refuerzo por temperatura



$As_{min} = 0.0018 * b * T$ 0.0018 * 100 * 5 = 0.90cm2

*Considerando siempre Ø 1/4"

$\#Barras = \frac{As_{min}}{As_b}$ $\frac{0.90cm2}{0.32cm2}$ = 3 Ø1/4

$S_{max} = S * T$ 5 * 5 = 25 cm

$S_{\emptyset} = \frac{b}{\#Barras}$ $\frac{100\ cm}{3}$ = 33 cm

→ usaremos: Ø 1/4" @ 25cm

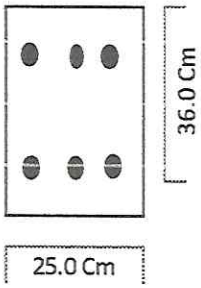
Wilfredo J Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teofilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

7.3 Diseño de Vigas

a. Diseño por flexión

ANALISIS Y DISEÑO EN FLEXIÓN DE VIGAS



F_y =	4,200 Kg/cm^2	ϕ flexión = 0.9	
F_c =	210 Kg/cm^2	1.2*Mcr =	231862 kg-cm
b =	25 cm		
h =	40 cm		
r =	4 cm		
fr =	29 Kg/cm2		
Ig =	133,333 cm^4		
Yt =	20 cm		
Mcr =	193,218 kg-cm		
Mcr	2 Ton-m		

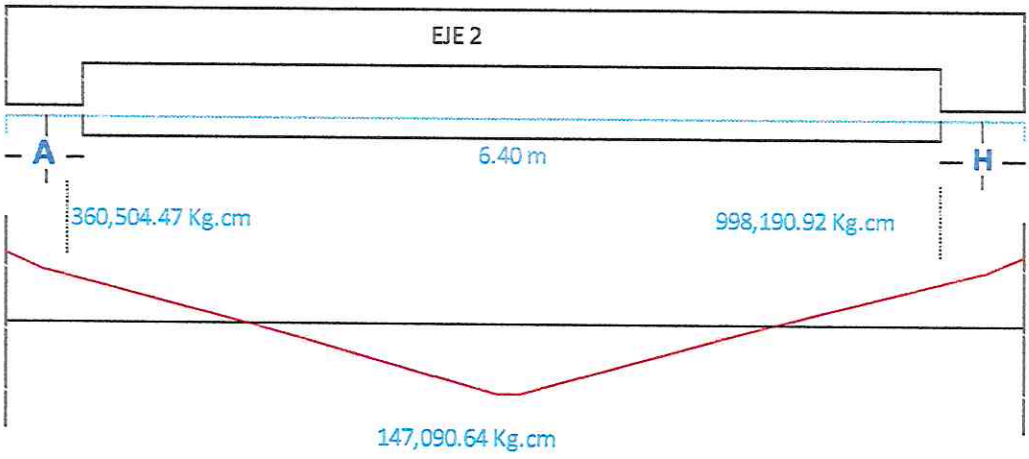
10.5 REFUERZO MÍNIMO EN ELEMENTOS SOMETIDOS A FLEXIÓN

10.5.1 En cualquier sección de un elemento estructural - excepto en zapatas y losas macizas - sometido a flexión, donde por el análisis se requiera refuerzo de acero en tracción, el área de acero que se proporcione será la necesaria para que la resistencia de diseño de la sección sea por lo menos 1,2 veces el momento de agrietamiento de la sección bruta Mcr ($\phi Mn \geq 1{,}2\ Mcr$), donde:

$$Mcr = \frac{fr\ Ig}{Yt} \qquad fr = 0.62\sqrt{f'c}$$

10.5.2 El área mínima de refuerzo por tracción de las secciones rectangulares y de las secciones T con el ala en compresión, no será menor de:

$$As\min = \frac{0.22\sqrt{f'c}}{fy}\ bw\ d \qquad (10\text{-}3)$$



257,624.48 Kg.cm

As= $\rho * b * d$

$$\rho = W * \frac{f'C}{fy} \qquad W = \frac{\emptyset - \sqrt{\emptyset^2 - 4 * 0.59 * \emptyset * K_u}}{2 * 0.59 * \emptyset}$$

Asmin= $\rho min * b * d$

$$\rho_{min} = 0.7 * \frac{\sqrt{f'C}}{fy} \qquad K_u = \frac{M_U}{f'c * b * d^2}$$

Wilfredo Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas C.
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002475

ANALISIS DE ACERO EN VIGA

M_U	360,504.47	257,624.48	998,190.92
b	25.00	25.00	25.00
d	36.00	36.00	36.00
ϕ	0.90	0.90	0.90
K_U	0.05298	0.03786	0.14671
W	0.06107	0.04317	0.18270
ρ	0.00305	0.00216	0.00914
ρ_{min}	0.00242	0.00242	0.00242
A_s	2.75	1.94	8.22
$A_{s\,min}$	2.17	2.17	2.17
$A_{s\,sel.}$	2.75	2.17	8.22

Alternativa 1: $A_{s\ 5/8} = 1.98\ cm^2$

Ø	1.39	1.10	4.15
5/8"	2 Barillas	2 Barillas	4 Barillas

: $A_{s\ 1/2} = 1.27\ cm^2$

Ø	-0.96	-1.41	0.24
1/2"	1 Barillas	1 Barillas	1 Barillas

Acero asumido en los planos

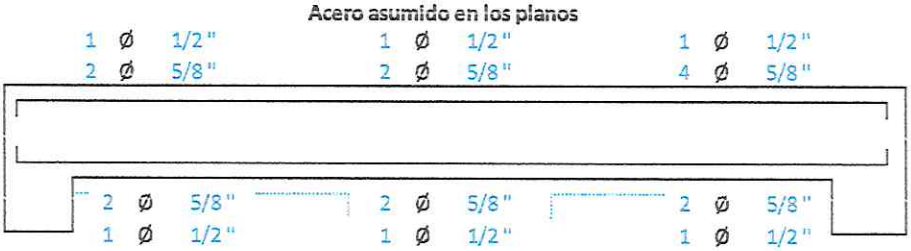
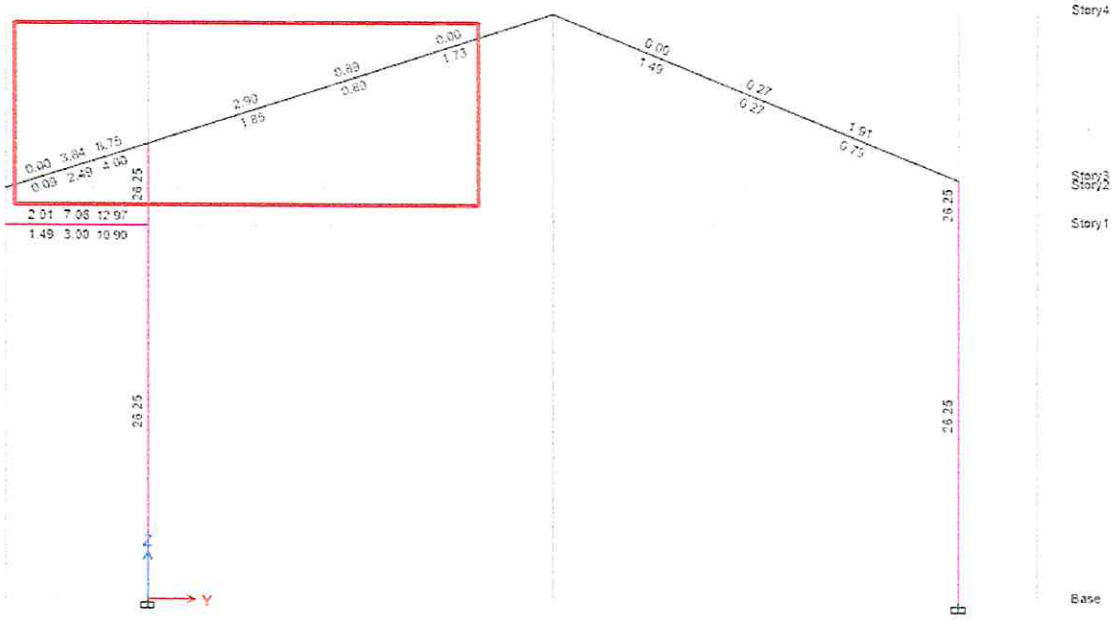


Diagrama de Esfuerzos (Momentos),Fue Obtenido Con la Combinacion de Carga de E-060 Capítulo 9 Parte 1 requisitos generales de resistencia

Wilfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Cruz
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002474



comparacion de resulatados:

Comparacion de Resulatados Obtenidos del Programa Etabs y del Diseño en esta Hoja:

	Acero (-) cm2	Acero (+) cm2	Acero (-) cm2
Hoja	2.75	2.17	8.22
Etabs	3.84	2.49	8.75
Plano	5.23	5.23	9.18

Se concluye que los resultados son similares por lo que por eficiencia se tomara en cuenta los resultados obtenidos en el programa Etabs, manteniendonos dentro del marco normativo.

Para el Dibujo de Planos se Considero lo siguiente y la tabla de la hoja "Grafica y datos"; ademas se trato de uniformizar para una mejor, facil y rapido proceso constructivo

7.11 REFUERZO TRANSVERSAL PARA ELEMENTOS A FLEXIÓN

7.11.1 El refuerzo en compresión en vigas debe confinarse con estribos que cumplan las limitaciones de tamaño y espaciamiento de 7.10.5 o bien con un refuerzo electrosoldado de alambre de un área equivalente. Los estribos deben colocarse a lo largo de toda la distancia donde se requiera refuerzo en compresión.

7.11.2 El refuerzo transversal para elementos de pórticos sometidos a esfuerzos de torsión o a esfuerzos reversibles de flexión en los apoyos debe consistir en estribos cerrados o espirales colocados alrededor del refuerzo de flexión.

7.11.3 Los estribos cerrados se deben formar de una sola pieza con sus ganchos extremos colocados superpuestos abrazando la misma barra longitudinal, o se deben formar de una o dos piezas unidas mediante un empalme por traslape Clase B (longitud de traslape de 1.3 ℓ_d) o anclándolas de acuerdo con 12.13.

Wilfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cardenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

7.10.5.3 Los estribos deben disponerse de tal forma que cada barra longitudinal de esquina y cada barra alterna tenga apoyo lateral proporcionado por la esquina de un estribo con un ángulo interior no mayor de 135º y ninguna barra longitudinal esté separada a más de 150 mm libres de una barra apoyada lateralmente. Cuando las barras longitudinales estén localizadas alrededor del perímetro de un círculo, se permite el uso de un estribo circular completo.

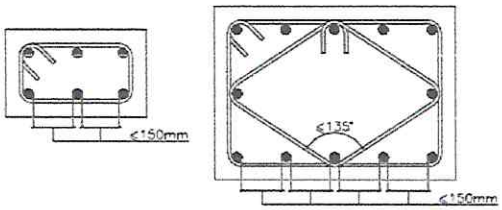
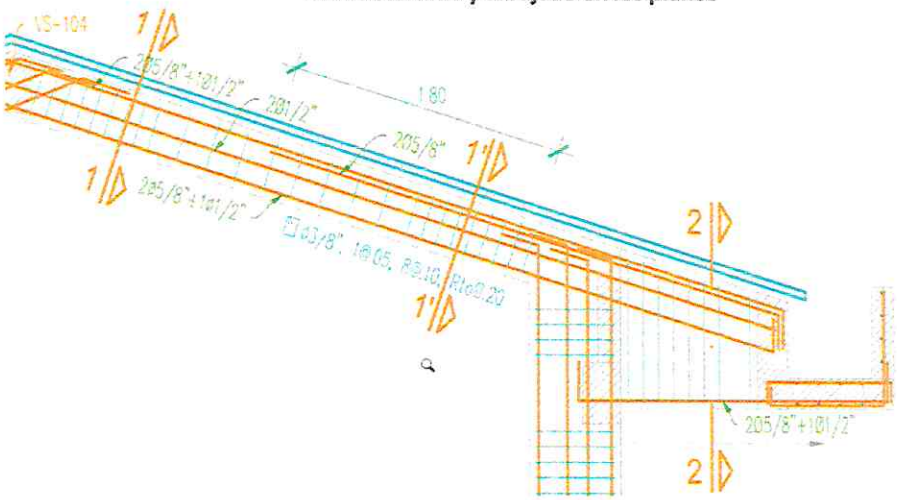
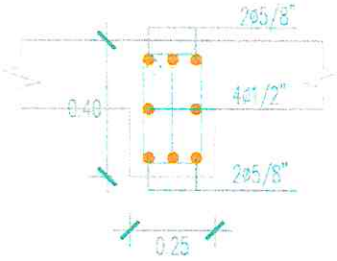


Fig. 7.10.5.3 Separación máxima de barras sin apoyo lateral.

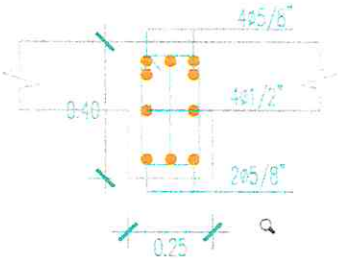
Acero asumido y dibujado en los planos





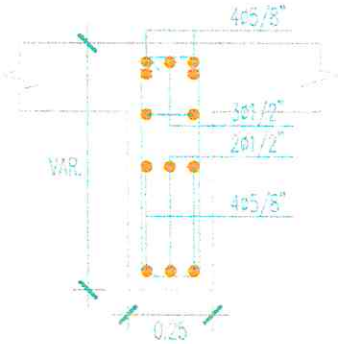
CORTE 1 - 1

Ø 3/8": 1@ 0.05, 8@.10, R@.20



CORTE 1' - 1'

Ø 3/8": 1@ 0.05, 8@.10, R@.20



CORTE 2 - 2

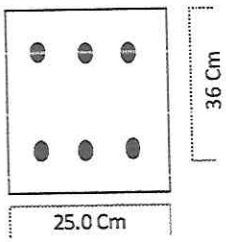
Ø 3/8": 1@ 0.05, 8@.10, R@.20

Wilfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

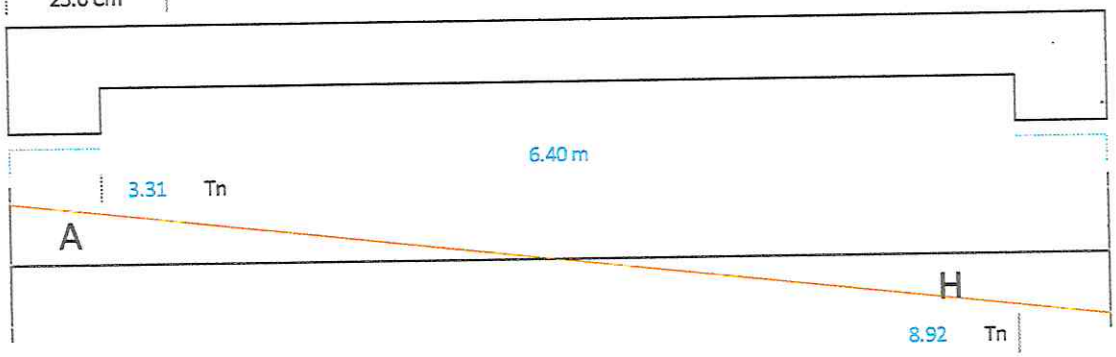
Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

b. Diseño por cortante

ANALISIS DE CORTE EN VIGAS



F_y = 4,200 Kg/cm²
F_c = 210 Kg/cm²
b = 25 cm
h = 40 cm
r = 4 cm



Cortante actuante = 3.31 Tn.
Cortante nominal = 3.89 Tn.
V_n = 3,894.12 Kg

$$V_n = \frac{V_a}{0.85} = \frac{3.31}{0.85} = 3.89$$

Cortante actuante = 8.92 Tn.
Cortante nominal = 10.49 Tn.
V_n = 10,494.12 Kg

$$V_n = \frac{V_a}{0.85} = \frac{8.92}{0.85} = 10.49$$

Resistencia del concreto al corte

V_c = 6,912.39 Kg. = 6.91 Tn.

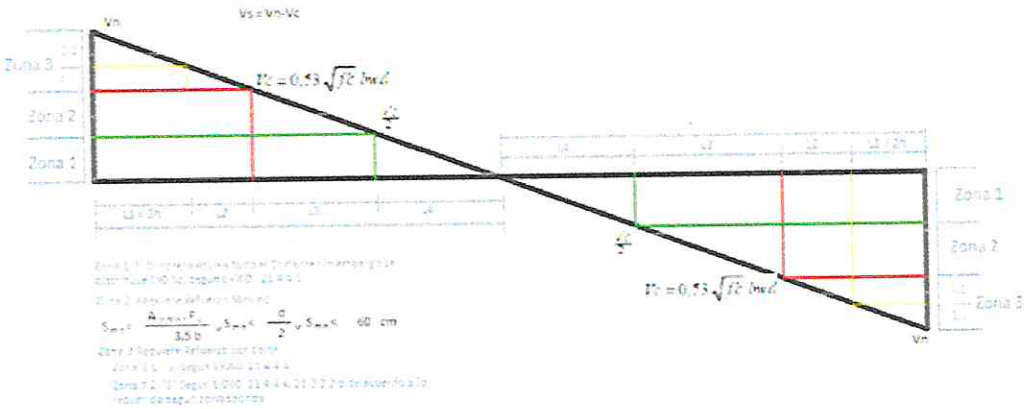
$$V_c = 0.53\,(f'c)^{1/2}.b.d = 0.53\ (210)^{1/2}\ (25)\ (36) = 6{,}912.39$$

Cortante asumido por el estribo (V_s)

$V_s = V_n - V_c$ = -3.02 Tn.

Cortante asumido por el estribo (V_s)

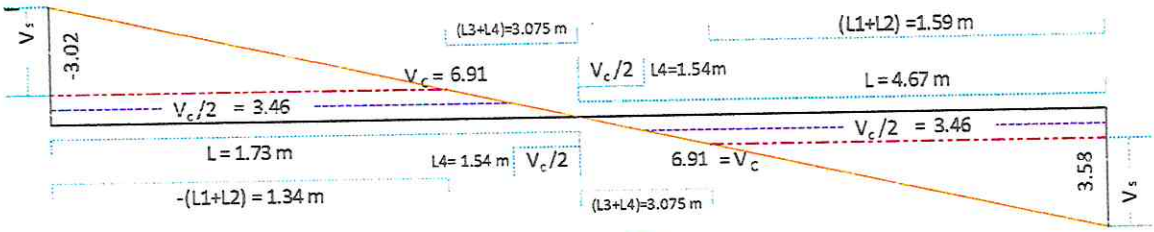
$V_s = V_n - V_c$ = 3.58 Tn.



Wilfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teofilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002471



Acero seleccionado Ø = 3/8 "
Area de acero del estribo (A_V) = 0.71 cm^2
Area de acero minimo ($A_{V\,min}$) = 1.43 cm^2

1) Zona 1 si $V_n \leq V_c/2$

En la zona 1 no se requiere estribos. Pero por E-060 -21.4.4.5

@: 18

N°: 17.1

2) Zona 2

Si $V_c \geq V_n \geq V_c/2$

$$S_{min} = \frac{A_{V\,min} \cdot F_y}{3.5\,b} \quad \wedge \quad S_{min} < \frac{d}{2} \quad \wedge \quad S_{min} < 60 \text{ cm}$$

68.41 cm ^ 18.0 cm ^ 60.0 cm

2*La= 1.725 @: 18.0

N°: 10 no existe zona 2

3) Zona 3

3.1) Zona 3.1 L1 = 2h= 0.80 m

si $1.06\,(f'c)^{1/2}\,b\,.d \geq V_s > 0$

$$S = \frac{A_V \cdot F_y \cdot d}{V_s} \quad \wedge \quad S = \frac{d}{4} \quad \wedge \quad S = 30\text{ cm}$$

13.82 Tn. ≥ -3.02 Tn. > 0.00 Tn.
no existe zona 3.1

13.82 Tn. ≥ 3.58 Tn. > 0.00 Tn.
existe zona 3.1

S_1 =	5.0	≈	5.0	cm ;	ΣS =	0.05	m ;	V_{S1} =	-3.13	S_1 =	5.0	≈	5.0	cm ;	ΣS =	0.05	m ;	V_{S1} =	3.47
S_2 =	15.0 cm	≈	10.0	cm ;	ΣS =	0.15	m ;	V_{S2} =	-3.36	S_2 =	15.0 cm	≈	10.0	cm ;	ΣS =	0.15	m ;	V_{S2} =	3.24
S_3 =	15.0 cm	≈	10.0	cm ;	ΣS =	0.25	m ;	V_{S3} =	-3.58	S_3 =	15.0 cm	≈	10.0	cm ;	ΣS =	0.25	m ;	V_{S3} =	3.02
S_4 =	15.0 cm	≈	10.0	cm ;	ΣS =	0.35	m ;	V_{S4} =	-3.81	S_4 =	15.0 cm	≈	10.0	cm ;	ΣS =	0.35	m ;	V_{S4} =	2.79
S_5 =	15.0 cm	≈	10.0	cm ;	ΣS =	0.45	m ;	V_{S5} =	-4.03	S_5 =	15.0 cm	≈	10.0	cm ;	ΣS =	0.45	m ;	V_{S5} =	2.57
S_6 =	15.0 cm	≈	10.0	cm ;	ΣS =	0.55	m ;	V_{S6} =	-4.25	S_6 =	15.0 cm	≈	10.0	cm ;	ΣS =	0.55	m ;	V_{S6} =	2.35
S_7 =	15.0 cm	≈	10.0	cm ;	ΣS =	0.65	m ;	V_{S7} =	-4.48	S_7 =	15.0 cm	≈	10.0	cm ;	ΣS =	0.65	m ;	V_{S7} =	2.12
S_8 =	15.0 cm	≈	10.0	cm ;	ΣS =	0.75	m ;	V_{S8} =	-4.70	S_8 =	15.0 cm	≈	10.0	cm ;	ΣS =	0.75	m ;	V_{S8} =	1.90
S_9 =	15.0 cm	≈	10.0	cm ;	ΣS =	Z-3.2	m ;	V_{S9} =	Z-3.2	S_9 =	15.0 cm	≈	10.0	cm ;	ΣS =	0.85	m ;	V_{S9} =	Z-3.2
S_{10} =	Z-3.2	≈	10.0	cm ;	ΣS =	#####	m ;	V_{S10} =	#####	S_{10} =	Z-3.2	≈	10.0	cm ;	ΣS =	0.95	m ;	V_{S10} =	Z-3.2
S_{11} =	########	≈	10.0	cm ;	ΣS =	#####	m ;	V_{S11} =	#####	S_{11} =	Z-3.2	≈	10.0	cm ;	ΣS =	1.05	m ;	V_{S11} =	Z-3.2
S_{12} =	########	≈	10.0	cm ;	ΣS =	#####	m ;	V_{S12} =	#####	S_{12} =	Z-3.2	≈	10.0	cm ;	ΣS =	1.15	m ;	V_{S12} =	Z-3.2
S_{13} =	########	≈	10.0	cm ;	ΣS =	#####	m ;	V_{S13} =	#####	S_{13} =	Z-3.2	≈	10.0	cm ;	ΣS =	1.25	m ;	V_{S13} =	Z-3.2

Wilfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teofilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191671

002470

3.2) Zona 3.2

Asume: NO-LA ZONA 3.1 ASUME TODA LA ZONA 3

3.2) Zona 3.2.1

$$\text{Si } 2.12\,(f'c)^{1/2}\,b.d \geq V_s > 1.06\,(f'c)^{1/2}\,b.d$$

$$S = \frac{A_V \cdot F_Y \cdot d}{V_s} \quad \wedge \quad S = \frac{d}{4} \quad \wedge \quad S = 30\text{ cm}$$

27.6495 Tn. ≥ -3.02 Tn. > 13.82 Tn.
no existe zona 3.2

27.6495 Tn. ≥ 3.58 Tn. > 13.82 Tn.
no existe zona 3.2

4) Limitante

$$\text{Si } V_s > 2.12\,(f'c)^{1/2}\,b.d\text{ ; redimensionar}$$

-3.02 Tn. > 27.6495 Tn. correcto

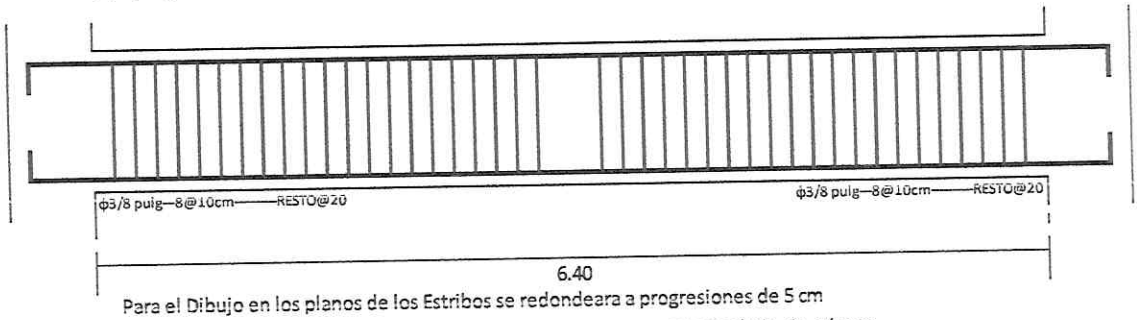
3.58 Tn. > 27.6495 Tn. correcto

(num. 11.5.7.9) En ningún caso se debe considerar V_s mayor que $2.1\sqrt{f'c}\ bwd$

Distribucion de Estribos:

ϕ3/8 pulg---8@10cm----------RESTO@20

ϕ3/8 pulg---8@10cm----------RESTO@20



Para el Dibujo en los planos de los Estribos se redondeara a progresiones de 5 cm

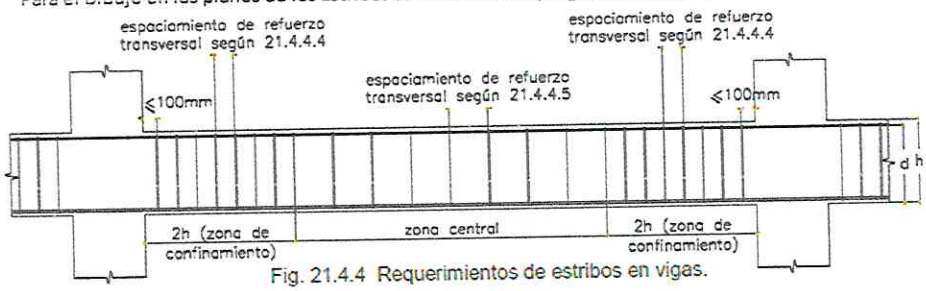


Fig. 21.4.4 Requerimientos de estribos en vigas.

Para la distribución de estribos se consideró las siguientes recomendaciones, según el artículo 21 (Norma E.060).

Wilfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teofilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002469

21.4.4.4 En ambos extremos del elemento deben disponerse estribos cerrados de confinamiento en longitudes iguales a dos veces el peralte del elemento medido desde la cara del elemento de apoyo hacia el centro de la luz. El primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de 100 mm de la cara del elemento de apoyo. Los estribos serán como mínimo de 8 mm de diámetro para barras longitudinales de hasta 5/8" de diámetro, de 3/8" para barras longitudinales de hasta 1" de diámetro y de 1/2" para barras longitudinales de mayor diámetro. El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder del menor de (a), (b), (c) y (d):

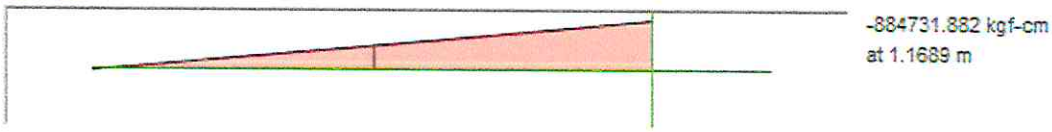
(a) $d/4$, pero no es necesario que el espaciamiento sea menor de 150 mm;
(b) Diez veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro;
(c) 24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento;
(d) 300 mm.

21.4.4.5 Los estribos deben estar espaciados a no más de $0{,}5d$ a lo largo de la longitud del elemento. En todo el elemento la separación de los estribos, no deberá ser mayor que la requerida por fuerza cortante.

c. Cálculo de deflexiones

Shear V2

Moment M3

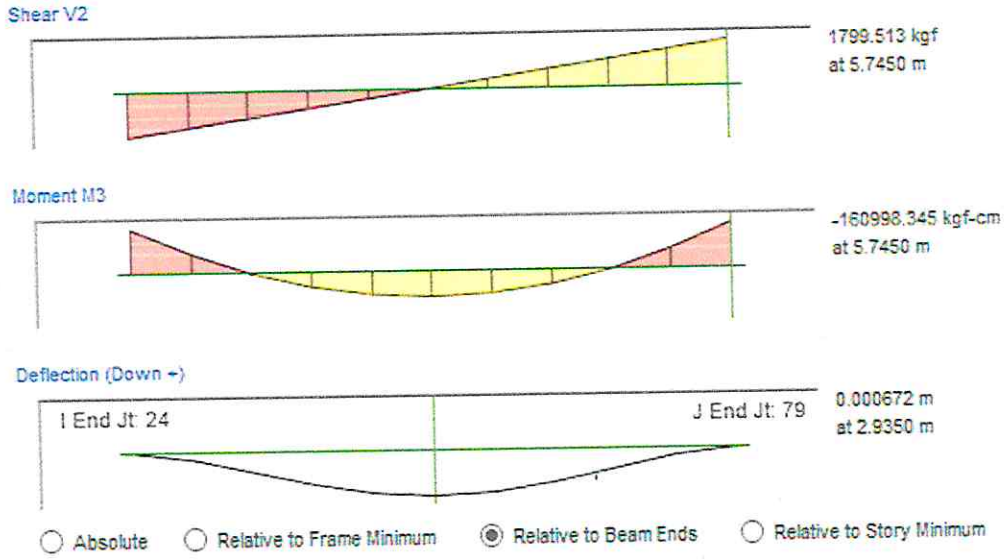


Deflection (Down +)

○ Absolute ○ Relative to Frame Minimum ◉ Relative to Beam Ends ○ Relative to Story Minimum

Wilfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471



7.4 Diseño de Columnas

a. Diseño por flexo-compresión

Wilfredo Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP- 141392

Luis Teofilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 151471

DIAGRAMA DE INTERACCION PARA COLUMNAS

002467

Columna: C-2 L Nivel: 1° Y TECHO

Norma: ACI 318-02

Datos:

b=	60	cm
h=	60	cm
f'c=	210	Kg/cm2
fy=	4200	Kg/cm2
Es=	2.E+06	Kg/cm2
Pu=	14.6	Tn
Mu=	4.94	Tn-m

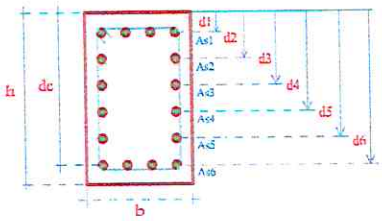
Factor de Reduccion
según RNE E-060 CAP9.3:

si $Pu > 0.1f'_cA_g$

$\phi = 0.70$ (para columnas Estribadas)

si $Pu \le 0.1f'_cA_g$

$\phi = 0.90 - \frac{2P_U}{f'_cA_g} \ge 0.70$ (para columnas Estribadas)



Datos de Refuerzo en la Columna:

Datos	d	A1		A2		A3		A1+A2
Acero	cm	#	f	#	f	#	f	cm²
As1	5.00	2	3/4	2	5/8			9.66
As2	20.00	2	3/4	2	5/8			9.66
As3	37.50	2	5/8					3.96
As4	55.00	2	5/8					3.96
As5								0.00
As6								0.00

Ast= 27.236 cm2 r= 0.008

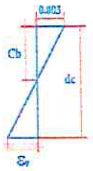
a) Condicion de Carga Concentrica

$$P_{no} = 0.85f'_c(A_g - A_{st}) + A_{st}f_Y$$

$$A_g = bh$$

Ag= 3600 cm2
Pno= 752.13 Tn

b) Condicion Balanceada



55.00

ε_y= 0.0021

Cb= 32.35

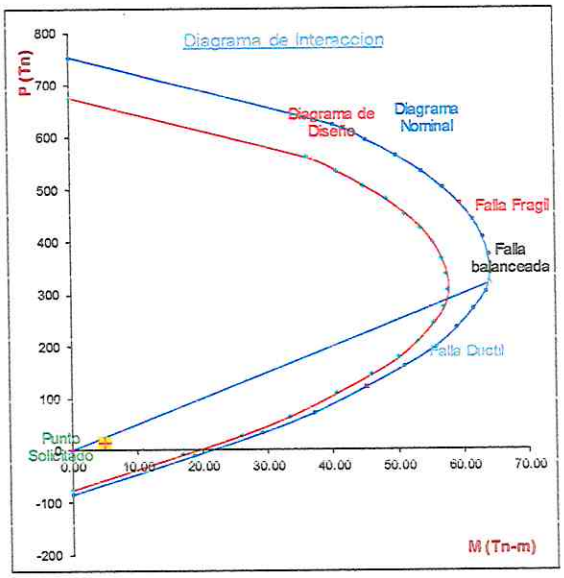
$$f_{si} = 0.003 \times E_s \times \frac{(c - d_i)}{c}$$

#	fs	Ps (Tn)	Brazo (m)	M(Tn-m)
fs1	4200	40.57	0.25	10.14207
fs2	2290.909	22.13	0.10	2.212815
fs3	-954.545	-3.78	-0.08	0.283404
fs4	-4200	-16.626339	-0.25	4.156585
fs5	4200	0	0.30	0
fs6	4200	0	0.30	0
Cc		277.20	0.170588	47.28706
	Pn=	319.49	Mn=	64.08193

c) Calculo de puntos haciendo Variar "C":

Factor de reduccion:
f= 0.90 Columnas Con Estribos

C	Pn	Mn
cm	Tn	Tn-m
3.10	-82.78	0.11
6.20	-9.48	18.77
9.30	32.66	28.99
12.40	72.06	37.10
15.50	121.99	45.14
18.60	162.32	51.06
21.70	197.78	55.64
24.80	235.48	59.00
27.90	271.23	61.59
31.00	305.13	63.48
34.10	339.77	64.15
37.20	374.54	63.87
40.30	408.04	63.03
43.40	440.55	61.61
46.50	472.26	59.60
49.60	503.34	56.99
52.70	533.88	53.76
55.80	563.98	49.91
58.90	593.70	45.43
62.00	623.11	40.32



MUR = ΦMn Φ = 0.9 Según indica la norma E-060
MUR = 57.6737 Tn-m

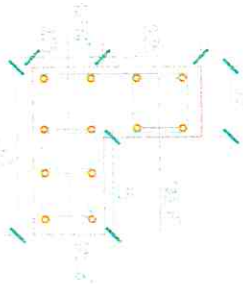
MUR > Mu El acero colocado en la columna mostrada tiene la capacidad de soportar la solicitud.
MUR < Mu El acero colocado en la columna mostrada no tiene la capacidad de soportar la solicitud.

MUR = 57.6737 Tn-m
Mu= 4.94 Tn-m

MUR > Mu ok
El refuerzo colocado en la columna mostrada tiene la capacidad de soportar la solicitud

Cuantía:
RNE E-060 para elementos en flexocompresión (columnas). La cuantía de refuerzo longitudinal no será menor que 1% ni mayor que 6%. Cuando la cuantía exceda de 4% los planos deberán incluir detalles consructivos de la armadura en la unión viga - columna.

C - 2 L



A = 2375 cm2
Φ = 27.24 cm2
ρ = 1.15 % ok

Wilfredo F. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP- 141392

Luis Teofilo Cáceres Cardenas
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002466

b. Diseño por cortante

Para la distribución de estribos en columnas se consideró las siguientes recomendaciones, según el artículo 21 (Norma E.060).

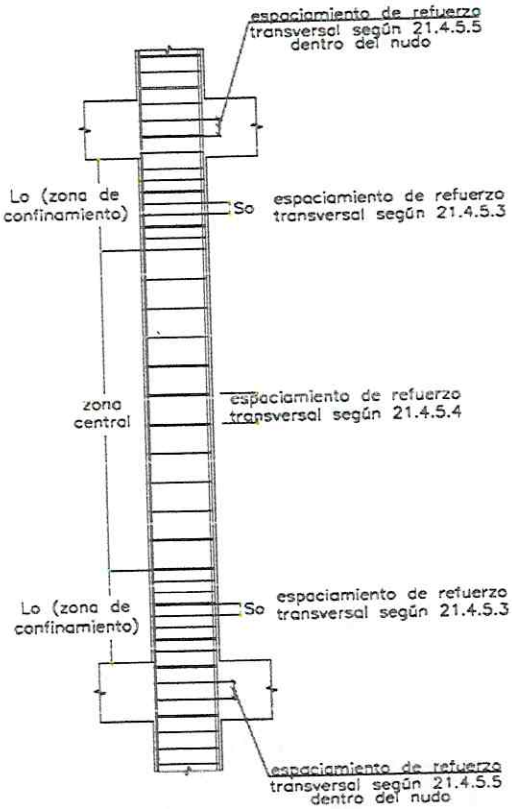


Fig. 21.4.5 Requerimientos de estribos en columnas

21.4.5.2 Las columnas que se refuercen con espirales deben cumplir con 7.10.4 y 10.9.3 y cuando se usen estribos deberán cumplir con 21.4.5.3 a 21.4.5.5.

21.4.5.3 En ambos extremos del elemento debe proporcionarse estribos cerrados de confinamiento con un espaciamiento *So* por una longitud *Lo* medida desde la cara del nudo. Los estribos serán como mínimo de 8 mm de diámetro para barras longitudinales de hasta 5/8" de diámetro, de 3/8" para barras longitudinales de hasta 1" de diámetro y de 1/2" para barras longitudinales de mayor diámetro.

El espaciamiento *So* no debe exceder al menor entre (a), (b) y (c):

(a) Ocho veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro;
(b) La mitad de la menor dimensión de la sección transversal del elemento;
(c) 100 mm.

La longitud *Lo* no debe ser menor que el mayor entre (d), (e) y (f):

(d) Una sexta parte de la luz libre del elemento;
(e) La mayor dimensión de la sección transversal del elemento;
(f) 500 mm.

Wilfredo Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP- 141392

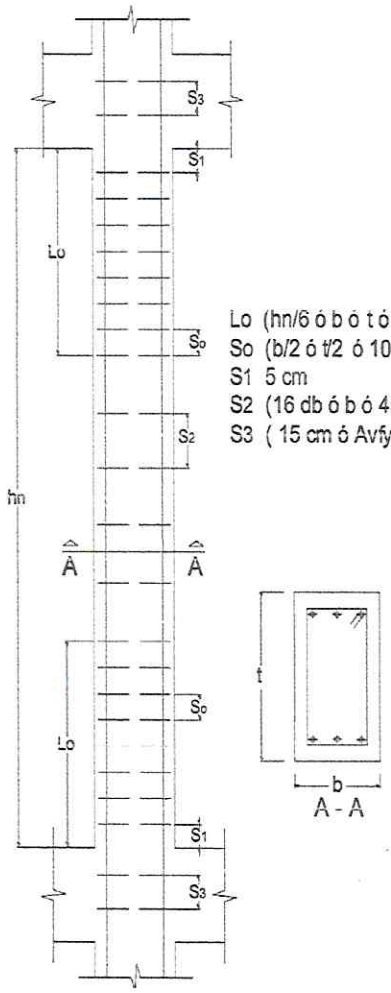
INGENIERO CIVIL

21.4.5.4 Fuera de la longitud *Lo*, el espaciamiento del refuerzo transversal debe cumplir con 7.10 y 11.5.5.1. En todo el elemento la separación de los estribos, no será mayor que la requerida por fuerza cortante ni de 300 mm.

21.4.5.5 El refuerzo transversal del nudo debe estar de acuerdo con 11.11.2. El espaciamiento no debe exceder de 150 mm.

ESPACIAMIENTOS MÁXIMOS EN EL DISEÑO POR CORTANTE CON SISMO EN COLUMNAS

PISO	TIPO
1°	**C-2 L**



Lo (hn/6 ó b ó t ó 45 cm)
So (b/2 ó t/2 ó 10 cm)
S1 5 cm
S2 (16 db ó b ó 48dbestribo ó 30 cm)
S3 (15 cm ó Avfy/7b ó Avfy/7t)

DATOS:

hn =	3.55 m
b =	25 cm
t =	60 cm
db longitudinal =	1.59 cm
db de estribo=	0.95 cm

CALCULOS:

Lo =	59.17	25.00	45.00	60.00
USAR: Lo =	60.00 cm			
So =	12.72	30.00	10.00	
USAR: So =	10.00 cm			
S2 =	25.44	45.60	25.00	30.00
USAR: S2 =	25.00 cm			
S3 =	15.00	34.08	14.20	
USAR: S3 =	14.20 cm			

POR LO TANTO USAR ESTRIBOS A:

Ø 3/8";	1	@	0.05 m
	6	@	0.10 m
	r	@	0.25 m

ENCUENTRO VIGA-COLUMNA
Ø 3/8"; 0.15 m

Willreqo Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teofilo Cárdenas Cusiri
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002464

7.5 Diseño de albañilería

PROPIEDADES DE LA SECCION

L (cm)	h (cm)	t (cm)	A (cm2)	S (cm3)	I (cm3)
680.00	290.00	23.00	15640	1772533	602661333

# Paños	Nc	Lm (cm)
2.00	3.00	320.00

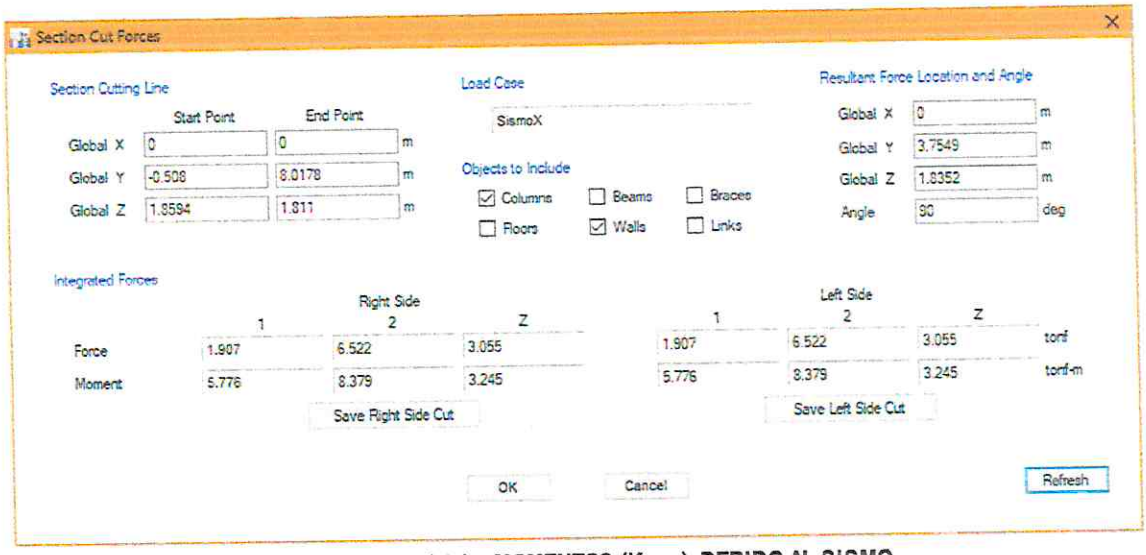
Tipo de ladrillo de arcilla a usar: King Kong Industrial

fb (Kg/cm2)	fm (Kg/cm2)	υ'm(Kg/cm2)	f'c (Kg/cm2)	fy (Kg/cm2)
145.00	65.00	8.10	210.00	4200.00

Em(Kg/cm2)	Gm(Kg/cm2)	Ec (Kg/cm2)	Es (Kg/cm2)
32500.00	13000.00	217370.65	2000000.00

MOMENTOS FLECTORES Y FUERZAS CORTANTES

La cargas actuantes se distribuyeron de manera adecuada, para la determinación de cargas actuantes. Se ingresan las cargas al programa ETABS para obtener la envolvente de las fuerzas ultimas de diseño que se muestran a continuación.



FUERZAS CORTANTE (Kg) y MOMENTOS (Kg-m) DEBIDO AL SISMO

Wilfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

INGENIERO CIVIL
CIP 191471

002463

Section Cut Forces

Section Cutting Line

	Start Point	End Point	
Global X	0	0	m
Global Y	-0.4572	8.1194	m
Global Z	1.436	1.5247	m

Load Case: CM

Objects to Include: ☐ Columns ☐ Beams ☐ Braces ☐ Floors ☑ Walls ☐ Links

Resultant Force Location and Angle

Global X	0	m
Global Y	3.8311	m
Global Z	1.4804	m
Angle	90	deg

Integrated Forces

	Right Side 1	Right Side 2	Right Side Z	Left Side 1	Left Side 2	Left Side Z	
Force	0.922	-0.016	2.832	-0.922	0.016	-2.832	tonf
Moment	0.002	2.004	0.008	-0.002	-2.004	-0.008	tonf-m

Save Right Side Cut Save Left Side Cut

OK Cancel Refresh

PESO DEBIDO A CARGAS MUERTAS (Kg)

Section Cut Forces

Section Cutting Line

	Start Point	End Point	
Global X	0	0	m
Global Y	-0.6096	8.2524	m
Global Z	1.702	1.6577	m

Load Case: Live

Objects to Include: ☐ Columns ☐ Beams ☐ Braces ☐ Floors ☑ Walls ☐ Links

Resultant Force Location and Angle

Global X	0	m
Global Y	3.8214	m
Global Z	1.6798	m
Angle	90	deg

Integrated Forces

	Right Side 1	Right Side 2	Right Side Z	Left Side 1	Left Side 2	Left Side Z	
Force	0	0	0	0	0	0	tonf
Moment	0	0	0	0	0	0	tonf-m

Save Right Side Cut Save Left Side Cut

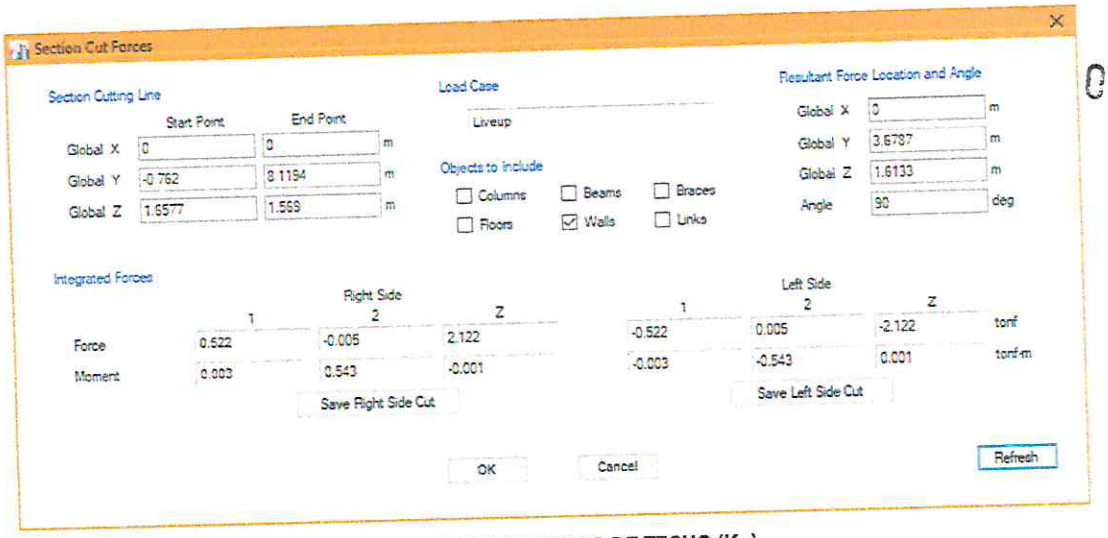
OK Cancel Refresh

PESO DEBIDO A CARGAS VIVAS (Kg)

Wilfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002462



PESO DEBIDO A CARGAS VIVAS DE TECHO (Kg)

Cargas Actuantes

PD (Kg)	PL (Kg)	PLr (Kg)	Pm (Kg)	Pg (Kg)	V (Kg)	M (Kg-m)	Pcol (Kg)	Pu (Kg)
2832.00	0.00	2122.00	4954.00	3362.50	8623.00	4675.00	4603.00	3026.25

DISEÑO POR COMPRESION AXIAL

$$\sigma_m = \frac{P_m}{Lt} \leq 0.20\ f'm\left[1-\left(\frac{h}{35t}\right)^2\right] \leq 0.15 f'm$$

Pm/Lt (Kg/cm2)	σm (Kg/cm2)	0.15 f'm (Kg/cm2)	Revision
0.32	11.31	9.75	Ok

Diseño por compresion

Columna	Muro transversal	An (cm2)	An asumido (cm2)	Revision
Interior	no	390.18	544.00	Ok
Inicial	no	253.34	544.00	Ok
Final	no	253.34	544.00	Ok

Wilfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP. 141392

Luis Teofilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002461

DISEÑO POR CORTE

$$V_m = 0.50\, \upsilon'_m\, \alpha\, t\, L + 0.23\, P_g$$

υ'm (Kg/cm2)	α	Vm (Kg/cm2)	υm (Kg/cm2)	Revision
8.10	1.00	64115.38	4.10	Ok

Fuerzas internas en columnas de confinamiento

	Fuerza Cortante Vc	Tracción T	Compresion C
Interior	7542.99	25041.82	-9068.66
Exterior	11314.48	0.00	4609.88

Area de concreto requerido por corte

	Acf (cm2)	Ac min (cm2)	Aci (cm2)
Interior	211.29	345.00	345.00
Exterior	316.93	345.00	345.00

Area de concreto proporcionado

	b (cm)	l (cm)	Ac (cm2)
Interior	25.00	40.00	1000.00
Inicial	25.00	40.00	1000.00
Final	25.00	40.00	1000.00

Area de acero requerido

	Asf (cm2)	Ast (cm2)	As min (cm2)	As (cm2)
Interior	2.64	7.01	10.00	10.00
inicio	3.96	0.00	10.00	10.00
Fin	3.96	0.00	10.00	10.00

Area de Acero Proporcionado

Tramo Inicial As [cm2]	Tramo Intermedio As [cm2]	Tramo final As [cm2]
4 Ø 5/8"	4 Ø 5/8"	4 Ø 5/8"
2 Ø 1/2"	2 Ø 1/2"	2 Ø 1/2"
10.54	10.54	10.54
Ok	**Ok**	**Ok**

REVISION POR FLEXOCOMPRESIÓN

ϕ	As requerido (cm2)	σu (Kg/cm2)	C	Revision
0.84	0.21	0.40	0.04	**Ok**

Wilfredo Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP- 141392

Luis Teofilo Cruz Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

7.6 Diseño de la cimentación

DISEÑO DE ZAPATAS CONECTADAS

Datos generales :

P_{D1} =	9195.13	kg	Carga Muerta en columna 1 (columna exterior)
P_{L1} =	1018.00	kg	Carga Viva en columna 1 (columna exterior)
Ps_1 =	552.00	kg	Carga de Sismo en columna 1 (columna exterior)
M_{D1} =	346.00	kg-m	Momento Muerto en columna 1 (columna exterior)
M_{L1} =	0.42	kg-m	Momento Vivo en columna 1 (columna exterior)
Ms_1 =	4851.00	kg-m	Momento de sismo en columna 1 (columna exterior)
P_{D2} =	13371.77	kg	Carga Muerta en columna 2 (columna interior)
P_{L2} =	1839.38	kg	Carga Viva en columna 2 (columna interior)
P_{S2} =	933.00	kg	Carga de Sismo en columna 2 (columna interior)
M_{D1} =	2935.00	kg-m	Momento Muerto en columna 2 (columna interior)
M_{L1} =	533.00	kg-m	Momento Vivo en columna 2 (columna interior)
Ms_1 =	554.00	kg-m	Momento de sismo en columna 2 (columna interior)
L =	3.90	m	Distancia entre ejes de columnas
q_{adm} =	2.628	kg/cm^2	Esfuerzo admisible del suelo de cimentación
D_f =	1.50	m	Profundidad de desplante
γ_m =	1670	kg/m^3	Peso específic del suelo
γ_c =	2400	kg/m^3	Peso específico del concreto
S/C_{piso} =	250	kg/m^2	Sobecarga de piso
f'c =	210	kg/cm^2	Resistencia a la compresión del concreto
fy =	4200	kg/cm^2	Esfuerzo de fluencia del acero
b_{col1} =	25	cm	Base de la columna 1
t_{col1} =	60	cm	Peralte total de la columna 1
b_{col2} =	25	cm	Base de la columna 2
t_{col2} =	70	cm	Peralte total de la columna 2
f'c =	210	kg/cm^2	Resistencia a la compresión del concreto en columnas
fy =	4200	kg/cm^2	Esfuerzo de fluencia del acero en columnas
ϕ_{col} =	5/8"		Diametro del acero longitudinal de las columnas
Factor CM =	1.40		Factores de amplificación de cargas
Factor CV =	1.70		

Wilber O. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teofilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

Dimensionamiento de la zapata:

*** Peralte requerido:**

ϕ_{col} =	1.59	cm	
ℓ_{d1} =	37	cm	Longitud de desarrollo en compresión
ℓ_{d2} =	27	cm	
ℓ_d =	37	cm	
h_{req} =	47	cm	
h_c =	50	cm	Peralte total de zapata asumido
h_t =	100	cm	Altura de suelo

*** Area de las zapatas**

q_n = $\sigma_t - \gamma_m * h_t - \gamma_c * h_c$ - S/C — Esfuerzo neto del terreno

q_n = 2.63 - 0.17 - 0.12 - 0.03

q_n = 2.32 kg/cm^2

*** Zapata Exterior**

P_1 =	10765	kg
A_{req} =	4648.16	cm^2
m =	13.944	cm
B_{req} =	53	cm
L_{req} =	88	cm
Basum =	120	cm
Lasum =	120	cm
ℓ_{Bv} =	48	m
ℓ_{Lv} =	30	m
Area Total =	14400	cm

*** Zapata Interior**

P_2 =	16144	kg
A_{req} =	6971	cm^2
m =	19	cm
B_{req} =	64	cm
L_{req} =	109	cm
Basum =	120	cm
Lasum =	120	cm
ℓ_{Bv} =	48	m
ℓ_{Lv} =	25	m
Area Total =	14400	cm

Wilmer J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002458

Verificación de Presiones σmax< σt:

$$PS = P_D + P_L + 0.8P_S \qquad MS = M_D + M_L + 0.8M_S$$

$$\sigma max = \frac{PS}{A} + \frac{MS \times C}{I} \qquad \sigma min = \frac{PS}{A} - \frac{MS \times C}{I}$$

*** Zapata Exterior**

En dirección X

PS=	10654.73	
MS=	4227.22	
A=	14400	
C=	60	
I=	664816.338	
σmax	1.121	SI CUMPLE
σmin	0.358	
e=	39.675	

En dirección Y

PS=	10654.73	
MS=	4227.22	
A=	14400	
C=	60	
I=	664816.338	
σmax	1.121	SI CUMPLE
σmin	0.358	
e=	39.675	

*** Zapata Interior**

En dirección X

PS=	15957.55	
MS=	3911.2	
A=	14400	
C=	60	
I=	221706.495	
σmax	2.167	SI CUMPLE
σmin	0.050	
e=	24.510	

En dirección Y

PS=	15957.55	
MS=	3911.2	
A=	14400	
C=	60	
I=	734114.583	
σmax	1.428	SI CUMPLE
σmin	0.788	
e=	24.510	

Wilmer J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP. 141392

Luis Teofilo Cardenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002457

Diseño de la Viga de Conexión

*** Diseño por flexión**

ϕ =	0.9					
M_U =	10645	kg - m	Momento último por excentricidad			
L =	3.90	m				
b =	25	cm				
h =	60	cm				
r =	7	cm				
d =	53	cm				
As_{min} =	3.20	cm^2				
ρ_{max} =	0.01594					
As_{max} =	21.12	cm^2				
M_{Umax} =	34374	kg - m				
As_{req} =	5.59	cm^2	As negativo	Usar 3 de	5/8"	(107% de As)
As_{req} / 3 =	1.86	cm^2				
$As_{(+)}$ =	3.20	cm^2	As positivo	Usar 2 de	5/8"	(125% de As)

*** Diseño por corte**

ϕ =	0.85		
V_U =	2729	m	
Vc =	10177	kg	
ϕVc =	8650	kg	
Vs =	0	kg	NO requiere estribos
$\phi_{estribos}$ =	3/8"		
Av =	1.42	cm^2	
s_{min} =	68	cm	
s_{req} =	0	cm	
s =	68	cm	

Diseño de las Zapatas

*** Zapata Exterior**

P_U =	15045	kg	
q_U =	1.04	kg/cm^2	(Reacción neta del terreno)
h =	50	cm	
ϕ =	1/2"		
r =	7	cm	
d =	43.00	cm	(peralte efectivo promedio)

Wilfredo Ramos Ho
INGENIERO CIVIL
CIP 141892

Luis Teofilo Cardenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

Chequeo por fuerza cortante

	S	L	
Vu =	564	0	kg
ϕ =	0.85	0.85	
Vc =	39631	39631	kg
ϕVc =	33686	33686	kg
Vu < ϕVc ?	Si	Si	

Chequeo por punzonamiento

Vu =	9255	kg
ϕ =	0.85	
βc =	2.40	
b_0 =	231	cm
$1.1(f'c)^{0.5}*b_0d$ =	158337	kg
Vc =	142264	kg
ϕVc =	120924	kg
Vu < ϕVc ?	Si, Bien	

Diseño por flexión

	S	L	
ϕ =	0.9	0.9	
Mu =	141442	56420	kg-cm
As =	0.87	0.35	cm^2
As_{min} =	10.80	10.80	cm^2
ϕ =	1/2"	1/2"	
N_{barras} =	9	9	
Espaciam. =	13	13	cm

*** Zapata Interior**

P_U =	22594	kg	
q_U =	1.57	kg/cm^2	(Reacción neta del terreno)
h =	50	cm	
ϕ =	1/2"		
r =	7	cm	
d =	43.00	cm	(peralte efectivo promedio)

Wilfredo Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141892

Luis Trofimo Ramos Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002455

Chequeo por fuerza cortante

	S	L	
Vu =	847	0	kg
ϕ =	0.85	0.85	
Vc =	39631	39631	kg
ϕVc =	33686	33686	kg
Vu < ϕVc ?	Si	Si	

Chequeo por punzonamiento

Vu =	10538	kg
ϕ =	0.85	
βc =	2.80	
b_o =	362	cm
$1.1(f'c)^{0.5}*b_o d$ =	248130	kg
Vc =	208171	kg
ϕVc =	176946	kg
Vu < ϕVc ?	Si, Bien	

Diseño por flexión

	S	L	
ϕ =	0.9	0.9	
Mu =	212405	58838	kg-cm
As =	1.31	0.36	cm^2
As_{min} =	10.80	10.80	cm^2
ϕ =	1/2"	1/2"	
N_{barras} =	9	9	
Espaciam. =	13	13	cm

Wilfredo Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

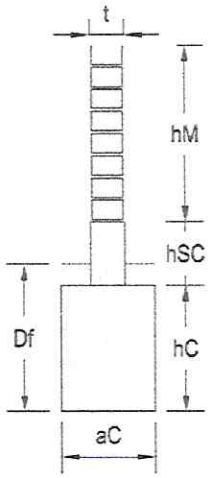
Luis Teofilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

7.7 Diseño de cimiento corrido

DISEÑO DE CIMIENTOS

El analisis de la Cimientos se realiza con los datos existentes en planos arquitectonicos, considerando efectos de de carga Dinamica (Sismo), y se considero el estudio de suelos del mismo.

Altura del muro (hM)=	2.90	*m*
Altura de Sobrecimiento (hSC)=	0.90	*m*
Altura del Cimiento (hC)=	0.50	*m*
Ancho de Cimiento (aC)=	0.50	*m*
Altura de Sobrecimiento enterrado (s/c e)=	0.70	*m*
Ancho de muro (t)=	0.23	*m*
Peso especifico del suelo (γs)=	1,670	*Kg/m3*
Angulo de friccion del Suelo (ϕ)=	29.1	°
Coeficiente de friccion (f)=	0.500	
Peso especifico del muro (γm)=	1,800	*Kg/m3*
Peso especifico del concreto (γc)=	2,400	*Kg/m3*
Esfuerzo admisible del suelo segun EMS (σt)=	2.628	*Kg/cm2*
Profundidad de desplante (Df)=	1.200	*m*
Cimiento Excentrico=	SI	
Tipo de Muro=	Tabique	
Coeficiente C1=	0.8	
Zona Sismica=	2	
Coeficiente Z=	0.25	



CALCULO DE EMPUJES

A continuacion se muestra el calculo de empujes, el analisis se realiza para un muro de un metro de longitud

Ka	Kp	Ea (kg)	Ep (kg)
0.346	2.894	416	3480

CALCULO DE FACTOR DE SEGURIDAD ANTE EL DESLIZAMIENTO

	Ancho (m)	Alto (m)	γ (Kg/m3)	Peso (Kg)
Muro	0.23	2.90	1,800.00	1,201
Sobrecimiento	0.23	0.90	2,400.00	497
Cimiento	0.50	0.50	2,400.00	600
Suelo	0.27	0.7	1,670.0	316
			Total	2,614

Cs	Fr	Fa	FSD	FS Min	Revision
0.144	4787	793	6.04	1.50	Ok

Wilfredo J Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP- 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002453

CALCULO DE FACTOR DE SEGURIDAD ANTE EL VOLTEO

	Peso (kg)	Hi (Kg)	di (m)	Mi (Kg-m)
Muro	1,201.00	172	2.85	491
Sobrecimiento	497.00	72	0.95	69
Cimiento	600.00	87	0.25	22
Suelo	316.00	46	0.85	40
Empuje Activo	103.00	416	0.40	167
			Total Ma	**789**

	Peso (kg)	ai (m)	Mi (Kg-m)
Muro	1,201.00	0.115	139
Sobrecimiento	497.00	0.115	58
Cimiento	600.00	0.115	69
Suelo	316.00	0.365	116
Empuje Activo	3,480.00	0.400	1,392
		Total Mr	**1,774**

Mr (Kg-m)	Ma (Kg-m)	FSD	FS Min	Revision
1774	789	2.25	2.00	**Ok**

VERIFICACION DE ESFUERZOS EN EL TERRENO

Mr (Kg-m)	Ma (Kg-m)	Peso (Kg)	Xa (m)	e (m)	e/6 (m)
1774	789	2614.00	0.377	**0.127**	**0.083**

La resultante se ubica fuera del tercio central

	Peso (kg)	Ancho (cm)	e (cm)	σ	σadm	Revision
σ1 (kg/cm2)	2,614	50.00	12.68	1.415	2.63	Ok
σ2 (kg/cm2)				0.000		Ok

Winfredo Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

8. CONCLUSIONES Y COMENTARIOS.

002452

- La estructuración principal propuesta para el Bloque C, cumple en su integridad con las verificaciones requeridas por la norma E.030 de Diseño Sismo Resistente.
- Los diseños estructurales del proyecto, cumplen en su integridad con los requerimientos y verificaciones de la norma E.060 de Concreto Armado y la norma E.070 Albañileria
- La validez del presente modelamiento, análisis, verificación y diseño estructural; dependerá de que, durante la ejecución del proyecto de estructuras, se respeten los materiales, dimensiones y refuerzo de los elementos suscritos en los planos de estructuras. En caso contrario se deberá realizar un nuevo modelamiento, análisis, verificación y diseño estructural, donde se implementen las modificaciones realizadas.
- La estructura es regular.
- La estructura no presenta irregularidad torsional, irregularidad por piso blando, irregularidad de planta.
- No es necesario escalar las fuerzas actuantes en la estructura.
- Luego de verificar los elementos estructurales, se concluye que la estructura soportará las solicitaciones a las cuales será sometida.
- En conclusión, la estructura del Bloque C es sismo resistente.

Wilfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002451

MEMORIA DE CALCULO DE ESTRUCTU RAS DE BLOQUE D

"MEJORAMIENTO DEL SERVICIO DE EDUCACIÓN EN LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA POLITÉCNICO INDUSTRIAL DEL DISTRITO DE MACUSANI, PROVINCIA DE CARABAYA – PUNO"

"MEJORAMIENTO DEL SERVICIO DE EDUCACIÓN EN LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA POLITÉCNICO INDUSTRIAL DEL DISTRITO DE MACUSANI, PROVINCIA DE CARABAYA – PUNO"

002450

MUNICIPALIDAD PROVINCIAL DE CARABAYA

MEMORIA DE CALCULO ESCTRUCTURAL BLOQUE D

PROYECTO: IES POLITÉCNICO INDUSTRIAL MACUSANI - Cód. Local: 018929 / Cód. Modular: 1308790

MACUSANI – CARABAYA – PUNO
2020

Winfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Ormeño
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002449

CONTENIDO

1. GENERALIDADES 3
1.1 Antecedentes 3
1.2 Ubicación 3
1.3 Objetivos 5
1.4 Alcances 5
1.5 Descripción de ambientes 5
1.6 Relación de planos 7
1.7 Descripción de los componentes estructurales 7
2. CONSIDERACIONES GENERALES DE DISEÑO 7
2.1 Marco normativo 7
2.2 Materiales 8
2.3 Condiciones de cimentación 9
2.4 Sobrecargas empleadas 9
2.5 Parámetros Sismorresistentes 10
2.6 Método de diseño 10
3. PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES 12
3.1 Pre dimensionamiento de los techos 12
3.2 Pre dimensionamiento de una viga 12
3.3 Pre dimensionamiento de una columna y/o placa 13
4. ANÁLISIS POR CARGAS DE GRAVEDAD 14
4.1 Modelo estructural 14
4.2 Metrado de cargas de una vigueta 18
4.3 Metrado de cargas de una viga 19
4.4 Metrado de cargas de una columna 19
4.5 Cargas de nieve 21
5. CARGAS DINAMICAS 21
5.1 Cargas de viento 21
5.2 Cargas de Sismo 22
6. ANÁLISIS SÍSMICO 28
6.1 Estimación del Peso (P) (Articulo 26, NTE E 030) 28
6.2 Periodo fundamental de vibración y masas participativas 28
6.3 Fuerza cortante estática en la base 31
a. Verificación de C/R 31
b. Determinación de la fuerza cortante estática en la base 32

Williams J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002448

6.4 Fuerza dinámica en la base 32

6.5 Fuerza Cortante Mínima, Factor de Escalamiento 33

6.6 Desplazamiento máximo en el último nivel, máximo desplazamiento de entrepiso y deriva máxima. 33

7. DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES 35

7.1 Resultados del análisis por cargas de gravedad y cargas sísmicas..... 35

7.2 Diseño de aligerados 47

7.3 Diseño de Vigas 50

7.4 Diseño de Columnas 58

7.5 Diseño de albañilería 62

7.6 Diseño de la cimentación 66

7.7 Diseño de cimiento corrido 72

8. CONCLUSIONES Y COMENTARIOS. 74

Wilfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Landeo
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

1. GENERALIDADES

1.1 Antecedentes

002447

La Institución Educativa "Politécnico Industrial Macusani" comenzó a funcionar el 04 de abril del año 2004 bajo la autorización de las autoridades educativas y municipales en ese entonces representando a la UGEL Carabaya como directora profesora Nancy ROSEL ANCLES. La institución ha sido creada por la comunidad de Jorge Chávez y el barrio del mismo nombre, para lo cual se constituyó un comité de gestión de la institución. Posteriormente , en el año 2006 fue reconocido como una Institución de gestión no estatal (Particular) reuniendo los mínimos requisitos, es por ello se autorizó su funcionamiento oficial con Resolución Director al N° 0060 de fecha 18 de enero de 2006 en donde se formaliza y se reconocen los grados primero y segundo, que funcionó durante el año 2004 y 2005 En el grafico siguiente se aprecia a mayor detalle los antecedentes e hitos relevantes con respecto a la Institución educativa del nivel secundario "Politécnico Industrial":

Figura 1: Render Volumétrico del Nuevo Proyecto.

2020		Se elabora el Proyecto de "MEJORAMIENTO DEL SERVICIO DE EDUCACIÓN EN LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA POLITECNICO INDUSTRIAL DEL DISTRITO DE MACUSANI, PROVINCIA DE CARABAYA – PUNO"

Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

1.2 Ubicación

El Proyecto de Inversión Pública: "MEJORAMIENTO DEL SERVICIO DE EDUCACIÓN EN LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA POLITECNICO INDUSTRIAL DEL DISTRITO DE MACUSANI, PROVINCIA DE CARABAYA – PUNO", se encuentra ubicado en:

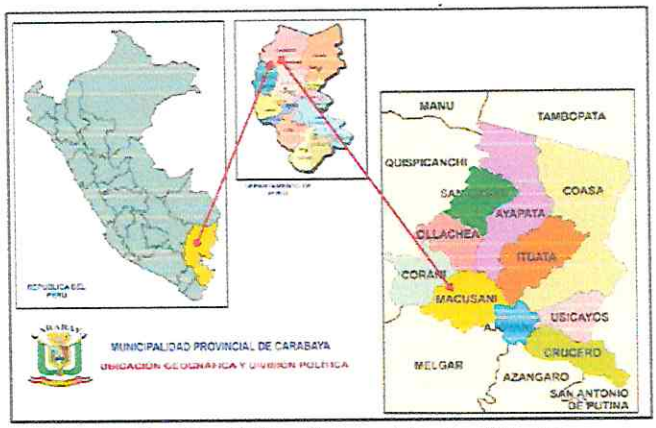
Región : Puno
Departamento : Puno
Provincia : Carabaya
Distrito : Macusani

Wilfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Fernando Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 151671

002446

Figura 2: Ubicación de la Región de Puno, Provincia de Carabaya, Distrito de Macusani.



Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

El predio para el proyecto posee una extensión de 4,343.433 m² y un perímetro de 268.640 ml; según su inscripción en los Registros Públicos, dentro de los siguientes linderos y colindancias:

- Pon el Norte: Colinda con la Av. Jorge Chávez, con una longitud de 62.92ml.
- Por el Sur: Colinda con la propiedad privada de Flora Quispe Aliaga, con una longitud de 78.9ml.
- Por el Este: Colinda con la calle Gonzales Prada con una longitud de 64.34ml.
- Por el Oeste: Colinda con el Jr. Chichicapac, con una longitud de 60.19ml.

Figura 3: Ubicación de Distrito de Macusani, emplazamiento del Colegio

Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

INGENIERO CIVIL
CIP 141392

INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002445

1.3 Objetivos

El objetivo de este requisito básico consiste en asegurar que la edificación tenga un comportamiento estructural adecuado frente a las acciones e influencias a las que pueda estar sometido durante su construcción y uso previsto. Se deberá comprobar la adecuación de la resistencia y la estabilidad para que no se generen riesgos indebidos frente a las acciones previsibles (sismos, vientos, etc), así como evitar que se produzcan consecuencias desproporcionadas frente a eventos extraordinarios. La aptitud al servicio será conforme con el uso previsto del edificio, de forma que no se produzcan deformaciones excesivas que impidan el normal discurrir de las actividades o una merma el confort general.

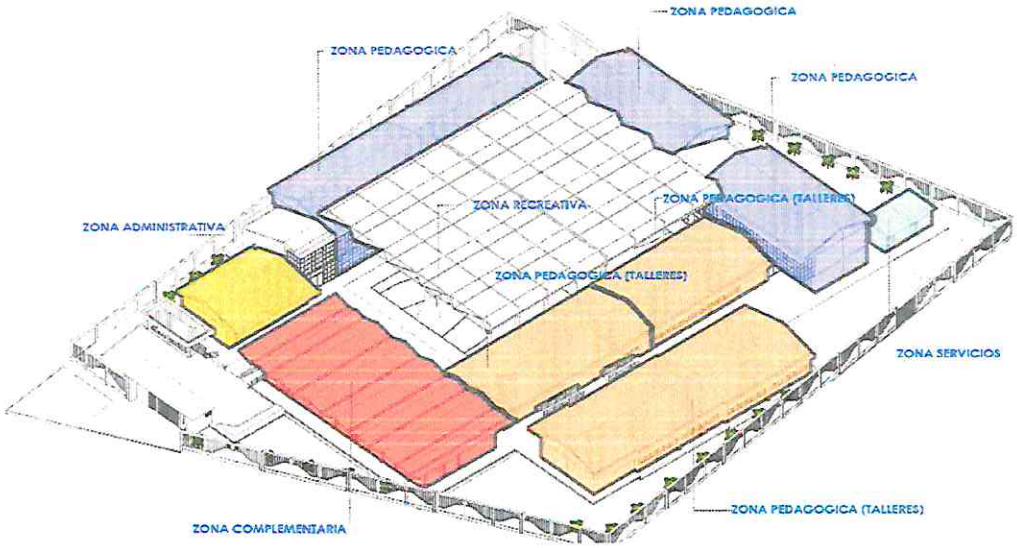
1.4 Alcances

El presente documento establece las directrices a seguir para el análisis estructural y posterior diseño de las estructuras de las Edificaciones que conforman el proyecto para el "MEJORAMIENTO DEL SERVICIO DE EDUCACIÓN EN LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA POLITECNICO INDUSTRIAL DEL DISTRITO DE MACUSANI, PROVINCIA DE CARABAYA – PUNO" de modo de obtener estructuras funcionales y seguras ante solicitaciones de cargas estáticas y dinámicas aplicando procedimientos y desarrollos que estarán reflejados en planos de ingeniería de detalle y memorias de cálculo debidamente sustentadas, en aplicación de prácticas aceptadas de ingeniería y en cumplimiento de las normas y reglamentos vigentes. El presente documento comprende las estructuras correspondientes al componente: POLITÉCNICO INDUSTRIAL.

1.5 Descripción de ambientes

Se describe los ambientes de la edificación, número de pisos y usos del proyecto.

Figura 4: Vista Isométrica de Zonificación y Distribución Espacial



Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Chávez Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

Figura 5:Diagrama: Primer nivel, accesos y circulación que contiene el proyecto

Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Figura 6:Diagrama: Primer nivel, accesos y circulación que contiene el proyecto

Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Ernesto Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Porfirio Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

1.6 Relación de planos

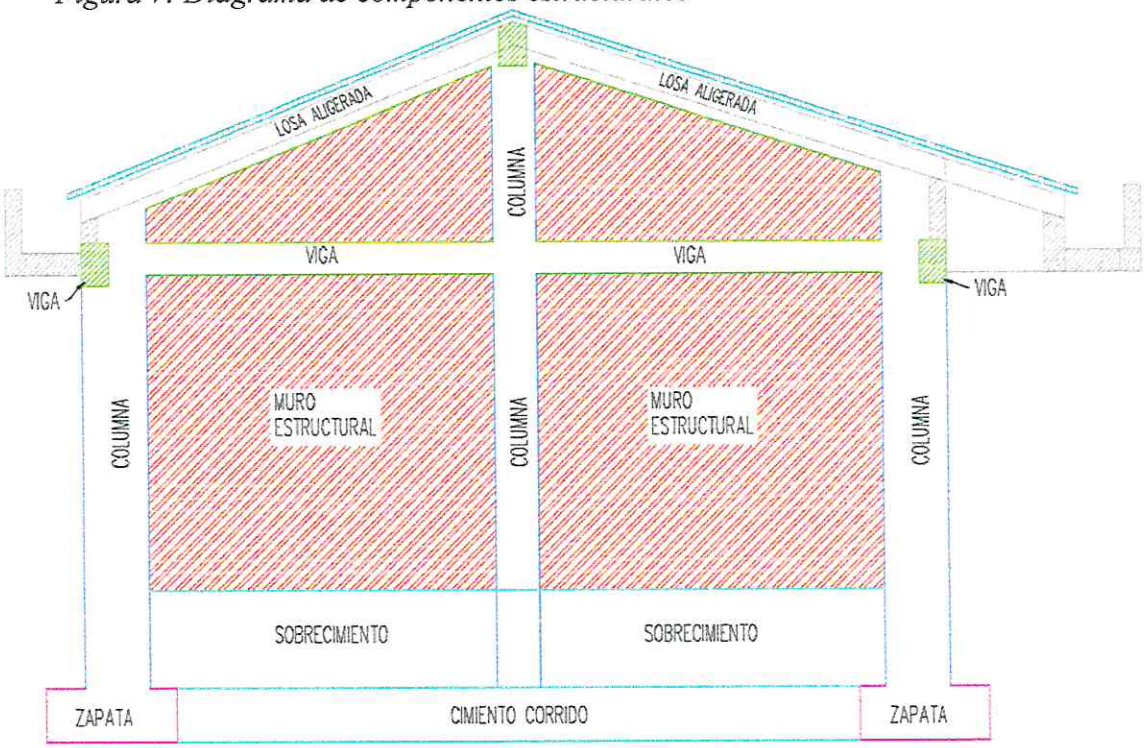
- E-D-01 Plano de cimentaciones detalles de vigas, columnas y albañilería
- E-D-02 Plano de aligerado, detalle de vigas y columnas.
- E-D-03 Plano detalles de vigas, columnas y especificaciones técnicas.

1.7 Descripción de los componentes estructurales

A. Aulas pedagógicas

Se describen los componentes estructurales del Bloque D.

Figura 7: Diagrama de componentes estructurales



Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

2. CONSIDERACIONES GENERALES DE DISEÑO

2.1 Marco normativo

Para el desarrollo del presente proyecto se hizo uso de las normativas y estándares que se especifican en los siguientes documentos:

- NTE E020 Norma Técnica de Edificaciones - Cargas.
- NTE E030 Norma Técnica de Edificaciones - Diseño Sismorresistente.

Wilfredo Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002442

- NTE E050 Norma Técnica de Edificaciones - Suelos y Cimentaciones.
- NTE E060 Norma Técnica de Edificaciones - Concreto Armado.
- NTE E070 Norma Técnica de Edificaciones - Albañilería.
- NTE E090 Norma Técnica de Edificaciones – Diseño en Acero.
- ACI 318-14 American Concrete Institute. Building Code Requirements for structural Concrete.
- ASCE 7-10 Minimun Design Loads for Buildings and other structures
- AISC 360-10 Specification for Structural Steel Building

2.2 Materiales

- **Concreto**

Peso específico	: 2,400 Kg/m3
Módulo de elasticidad (Ec) $1500 \times \sqrt{f'c}$	: 217,000 Kg/cm2
Coeficiente de poisson	: 0.2
Esfuerzo mínimo de compresión ($f'c$)	: 210 Kg/cm2
Deformación unitaria máxima (εcu)	: 0.003
Módulo de rigidez al esfuerzo cortante (G)	: $Ec/2.3$

- **Acero de refuerzo, fierro corrugado ASTM A615-Grado 60**

Peso específico	: 7,850 Kg/m3
Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo (fy)	: 4,200 Kg/cm2
Resistencia a la tracción (fu)	: 6,300 Kg/cm2
Módulo de elasticidad (Es)	: 2,000,000 Kg/cm2

- **Albañilería Confinada**

Tipo de ladrillo	: Ladrillo de arcilla King Kong
Peso específico albañilería	: 1,800 Kg/m3
Resistencia característica a la compresión ($f'm$)	: 65 Kg/cm2
Resistencia característica al corte ($v'm$)	: 8.1 Kg/cm2
Módulo de elasticidad (Em)	: 32,500 Kg/cm2

- **Acero Estructural ASTM A500 Grado A (Sección Cuadrada y Rectangular)**

Esfuerzo de Fluencia (fy)	: 2,700 Kg/cm2
Resistencia a la tracción (fu)	: 3,100 Kg/cm2
Módulo de elasticidad (Es)	: 2, 000,000 Kg/cm2

- **Acero Estructural ASTM A500 Grado B (Sección Cuadrada y Rectangular)**

Esfuerzo de Fluencia (fy)	: 3,150 Kg/cm2
Resistencia a la tracción (fu)	: 4,000 Kg/cm2
Módulo de elasticidad (Es)	: 2, 000,000 Kg/cm2

Wilfredo Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP- 141392

Luis Teofilo Cárdenas Gendoni
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002441

2.3 Condiciones de cimentación

El estudio de suelos realizado por el Laboratorio de Mecánica de Suelos y Asfaltos de la Universidad Andina Néstor Cáceres Velázquez.

El terreno 1 donde se proyectan todos los componentes se tienen buenas condiciones geotécnicas debido a su resistencia, según el estudio de suelos.

Tabla 1
Resultado del estudio de suelo del terreno

DESCRIPCIÓN	CALICATA 1 MUESTRA 2	CALICATA 2 MUESTRA 1	CALICATA 3 MUESTRA 2	CALICATA 4 MUESTRA 2
COORDENADAS ESTE	345632.95	345636.733	345662.9	345676.744
COORDENADAS NORTE	8444800.87	8444835.352	8444820.1	8444796.34
PROFUNDIDAD (m)	3.60	3.50	3.30	3.50
NIVEL FREATICO	NO HALLADO	NO HALLADO	NO HALLADO	NO HALLADO
LÍMITE LÍQUIDO (%)	17.14	28.79	28.07	28.78
LÍMITE PLÁSTICO (%)	NP	15.91	16.71	17.75
INDICE DE PLASTICIDAD (%)	NP	12.88	11.35	11.02
CLASIFICACIÓN SUCS	GP-GM	GW	GP-GC	GP
DENSIDAD NATURAL DE CAMPO (kg/cm3)	1.67	1.66	1.75	1.76
ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA(ø)	21.19°	31.81°	29.01°	31.51°
PROFUNDIDAD DE CIMENTACIÓN (Df)	1.50	1.50	1.50	1.50
CAPACIDAD ADMISIBLE (Qadm)	0.958	3.604	2.628	3.67

Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico.

Para los cálculos siguientes se procederá al uso de una capacidad de carga admisible de suelo de 0.958 Kg/cm2 y 2.628 Kg/cm2, según la ubicación de cada estructura, para obtener un diseño más conservador.

2.4 Sobrecargas empleadas

Centro de Educación

- Aulas : 250 kg/m^2
- Talleres : 350 kg/m^2
- Auditorios : 300 kg/m^2
- Laboratorios : 300 kg/m^2
- Corredores y escaleras : 400 kg/m^2
- Otros ambientes (SS.HH.) : 250 kg/m^2

Wilfredo J. Palmos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002440

Según el Artículo 26 de la NTE E 030 "Diseño Sismorresistente", el peso (P) se calcula adicionando a la carga permanente y total de la edificación un porcentaje de la sobre carga, en este caso se toma el 50% de la sobre carga por ser una edificación de la categoría A.

2.5 Parámetros Sismorresistentes

Según la Norma E.030	
Zona de peligro sísmico del Perú	: 2
Factor de Zona (Z)	: 0.25
Perfil de Suelo	: S_2
Factor de Amplificación de Suelo (S)	: 1.20
Período T_P (S)	: 0.60 seg
Período T_L (S)	: 2.00 seg
Categoría de la Edificación	: A Edificaciones Esenciales
Factor de Uso (U)	: 1.50
Dirección de Análisis Eje X	
Sistema estructural eje X	: Muros estructurales
Coef. Básico de Reducción Sísmica (R_{OX})	: 6.00
Irregularidad Estructural en Altura	: No presenta
Factor de Irregularidad en Altura (I_{aX})	: 1.00
Irregularidad Estructural en Planta	: No presenta
Factor de Irregularidad en Planta (I_{pX})	: 1.00
Coeficiente de Reducción Sísmica (R_X)	: 6.00
Dirección de Análisis Eje Y	
Sistema estructural eje Y	: Albañilería Armada o Confinada
Coef. Básico de Reducción Sísmica (R_{OY})	: 3.00
Irregularidad Estructural en Altura	: No presenta
Factor de Irregularidad en Altura (I_{aY})	: 1.00
Irregularidad Estructural en Planta	: No presenta
Factor de Irregularidad en Planta (I_{pY})	: 1.00
Coeficiente de Reducción Sísmica (R_Y)	: 3.00

2.6 Método de diseño

Se indica el diseño por cada tipo de material:

a. Concreto Armado

Para el diseño de estructuras de concreto armado de utilizará el Diseño por Resistencia, debiendo proporcionarse a todas las acciones de los elementos estructures Resistencia de Diseño (ϕRn). Se comprobará que la respuesta de los elementos estructurales en condiciones de servicio (deflexiones, fatiga, etc), queden limitadas a valores tales que el funcionamiento sea satisfactorio. (NTE E.060)

INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 151671

b. Albañilería

Los muros serán diseñados por resistencia de elementos sometidos a flexión y carga axial. (NT E.060)

c. Estructuras metálicas

Las estructuras metálicas serán Diseñados por Condiciones de Resistencia el método LRFD la resistencia de diseño de cada sistema o componente estructural deberá ser igual o mayor a la resistencia requerida por las cargas factorizadas.

d. Cargas y combinaciones

Cargas:

- ✓ D = Carga muerta
- ✓ L = Carga viva
- ✓ Lr = Carga viva de techo (se considera el más crítico)
- ✓ S = Carga de nieve (se considera el más crítico)
- ✓ W = Carga de viento
- ✓ E = Carga de Sismo

Combinaciones de Carga para estructuras de Albañilería y Concreto Armado

Combinaciones de cargas a servicio: (NT E-020)

- ✓ D
- ✓ D + L
- ✓ D ± 0.70E
- ✓ 0.75 (D + L ± 0.70E)

Combinaciones de cargas a rotura: (NT E-060)

- ✓ 1.40D+1.70L
- ✓ 1.25(D+L)±E
- ✓ 0.90D±E

Combinaciones de Carga para estructuras de Acero

- ✓ 1.25D + 1.25L ± 1.0E
- ✓ 0.9D ± 1.0E
- ✓ 1.25D + 1.25L ± 1.0W
- ✓ 0.9D ± 1.25W
- ✓ 0.9D ± 1.0E

La resistencia requerida de la estructura y sus elementos debe ser determinada para la adecuada combinación crítica de cargas de este numeral. El efecto crítico

Wilber J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Hugo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 151471

puede ocurrir cuando una o más cargas no estén actuando. Para la aplicación del método LRFD, las siguientes combinaciones deben ser investigadas:

- ✓ 1.4D
- ✓ 1.2D+1.6L+0.5(Lr or S)
- ✓ 1.2D+1.6(Lr or S)+(0.5L ó ±0.8W)
- ✓ 1.2D+0.5L+0.5(Lr or S)±1.3W
- ✓ 1.2D+0.5L±1E+0.2S
- ✓ 0.9D±(1.3W ó 1.0E)

Peso de la edificación
D: 100%
L: 50%
Lr: 25%

3. PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

3.1 Pre dimensionamiento de los techos

El peralte de las losas aligeradas se dimensionando considerando los siguientes criterios para sobrecargas menores a 500Kg/m2

h=17 cm Luces menores a 4 mts
h=20 cm Luces comprendidas entre 4 y 4.5 mts.
h=25 cm Luces comprendidas entre 5 y 6.5 mts
h=30 cm Luces comprendidas entre 6 y 7.5 mts

Cuando existen tabiques de ladrillo paralelos a la dirección de viguetas se coloca una viga chata con la intención de reforzar el techo para la carga aplicada.

3.2 Pre dimensionamiento de una viga

Las vigas se dimensionan generalmente considerando un peralte (h) del orden de 1/10 para cargas mayores a 300 kg/m^2 y 1/12 para cargas menores a 300 kg/m^2, con respecto a la luz libre del elemento, siendo el ancho de viga (b), h/2.

El ancho es menos importante que el peralte, pudiendo variar entre 0.3 a 0.5 de la altura. La NTE E060 Concreto Armado nos indica que las vigas deben tener un ancho mínimo de 25cm., para el caso de que estén formen parte de pórticos o elementos sismo-resistentes de estructuras de concreto armado.

Las vigas denominadas "secundarias" porque no cargan la losa de pisos o techos, pueden tener menos peralte si se admite que ellas solo reciben esfuerzos debidos al sismo, sin embargo, si se toma en cuenta las fuerzas del sismo son muchas veces más importantes que las cargas por gravedad, no debe reducirse mucho su peralte por que se perdería rigidez lateral en esa dirección.

A continuación, se indican dimensiones usuales de vigas, en cm:

L <= 4.50m 25x40, 30x40

Wilfredo Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

L <= 5.50m	25x50, 30x50
L <= 6.50m	25x60, 30x60, 40x60
L <= 7.50m	25x70, 30x70, 40x70, 50x70
L <= 8.50m	30x75, 40x75, 30x80, 40x80
L <= 9.50m	30x85, 30x90, 40x85, 40x90

3.3 Pre dimensionamiento de una columna y/o placa

Las columnas al ser sometidos a carga axial y momento flector, tienen que ser dimensionadas considerando los dos efectos simultáneamente, tratando de evaluar cuál de los dos es el que gobierna en forma más influyente el dimensionamiento.

Tabla 2
Pre-dimensionamiento de columnas - método practico

Columna Tipo	Descripción	b
1	Centradas	$b = \frac{Pservicio}{0.45 * f'c}$
2	Excéntricas y esquinadas	$b = \frac{Pservicio}{0.35 * f'c}$

Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico.

Tabla 3
Pre-dimensionamiento de Columnas Módulo

Columna			
	Centrada	Esquina	Excéntrica
Area tributaria Mayor		9.22 m2	17.50 m2
Pisos		2	2
P (Edificio Categoria A)		1500 kg/m2	1500 kg/m2
P servicio		10136 kg	15211 kg
f'c		210 kg/cm2	210 kg/cm2
Area de columna		137.90 cm2	206.95 cm2
Lado de la Columna		**11.74 cm**	**14.39 cm**
Altura de Columna		3.4 m	3.4 m
Tipo		H/9	H/8
Lado de la Columna		**0.38 m**	**0.425 m**
80% peralte Viga Principal	**0.425 m**		

Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico.

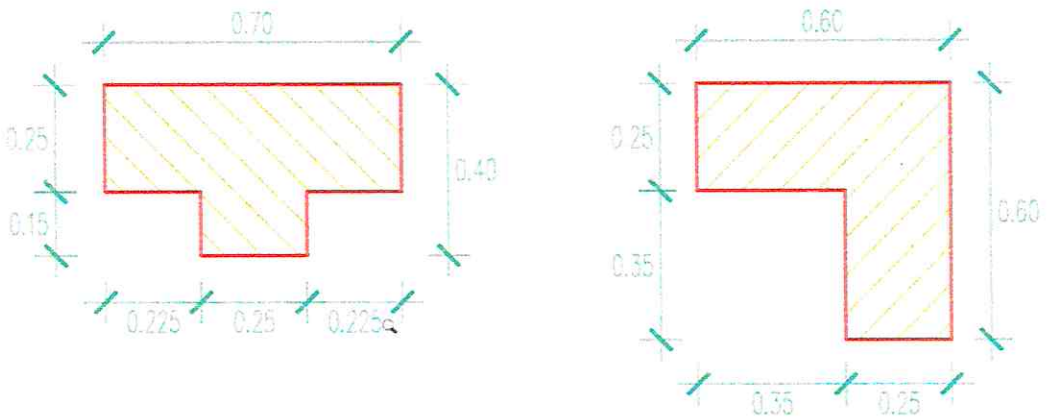
Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Trofilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002436

Asumimos Columnas en T y L con las áreas necesaria para soportar estáticamente la estructura, los que en el análisis dinámico serán redimensionados.

Figura 8: Columnas utilizadas en el Bloque D



Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

4. ANÁLISIS POR CARGAS DE GRAVEDAD

4.1 Modelo estructural

Para el análisis estructural se realizó una idealización matemática con la ayuda del Programa ETABS 15.2.0 (Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems) aplicando todas las solicitaciones de acuerdo con la normativa pertinente. A continuación, se muestra el modelo en planta, elevación y vista tridimensional del análisis estructural.

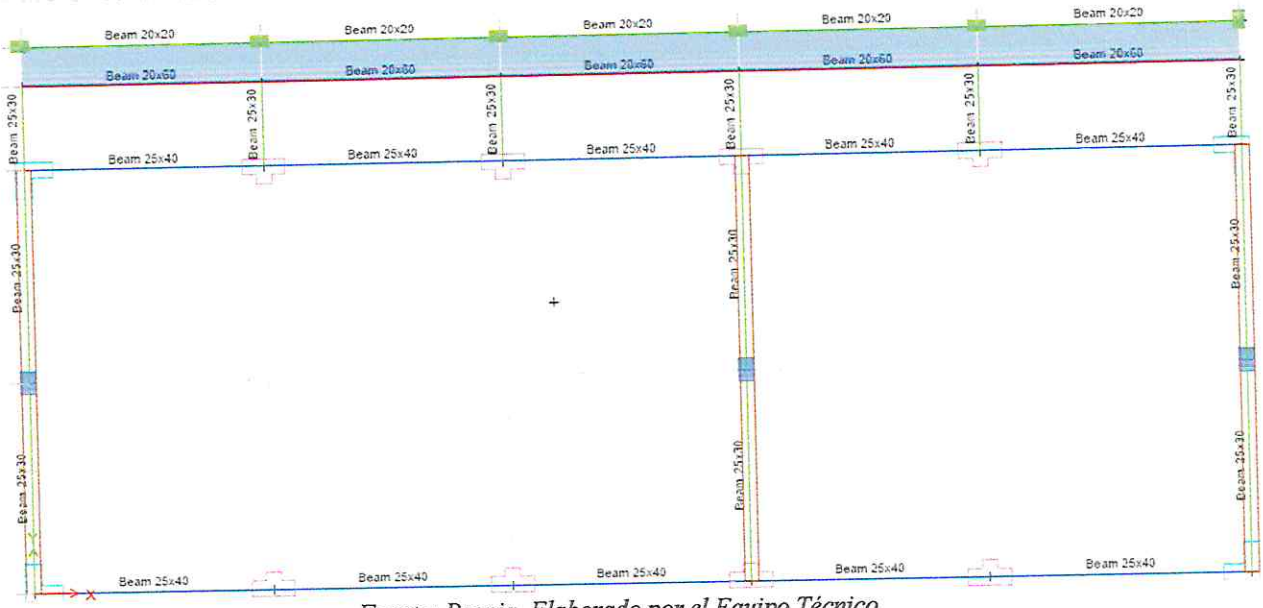
Modelo estructural de la edificación **Bloque D**

Figura 9: Planta primer piso - Bloque D, modelado en el programa ETABS

Wilfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP- 141392

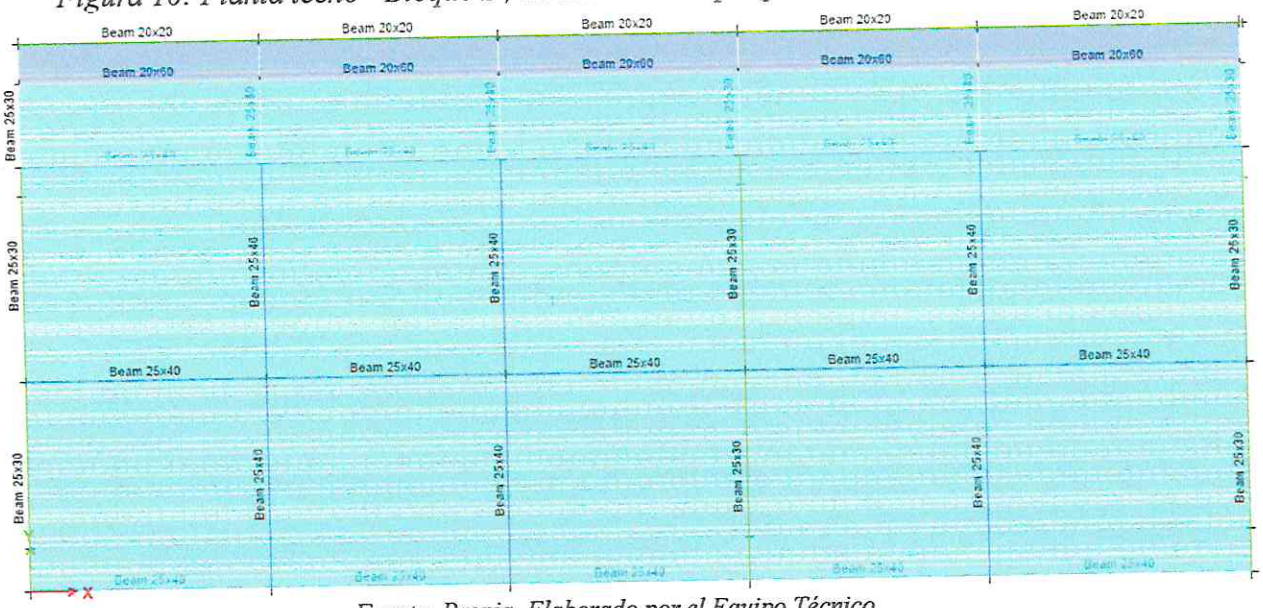
Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 151471

002435



Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Figura 10: Planta techo - Bloque D, modelado en el programa ETABS



Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Figura 11: Elevación eje 15 y 27 - Bloque D, modelado en el programa ETABS

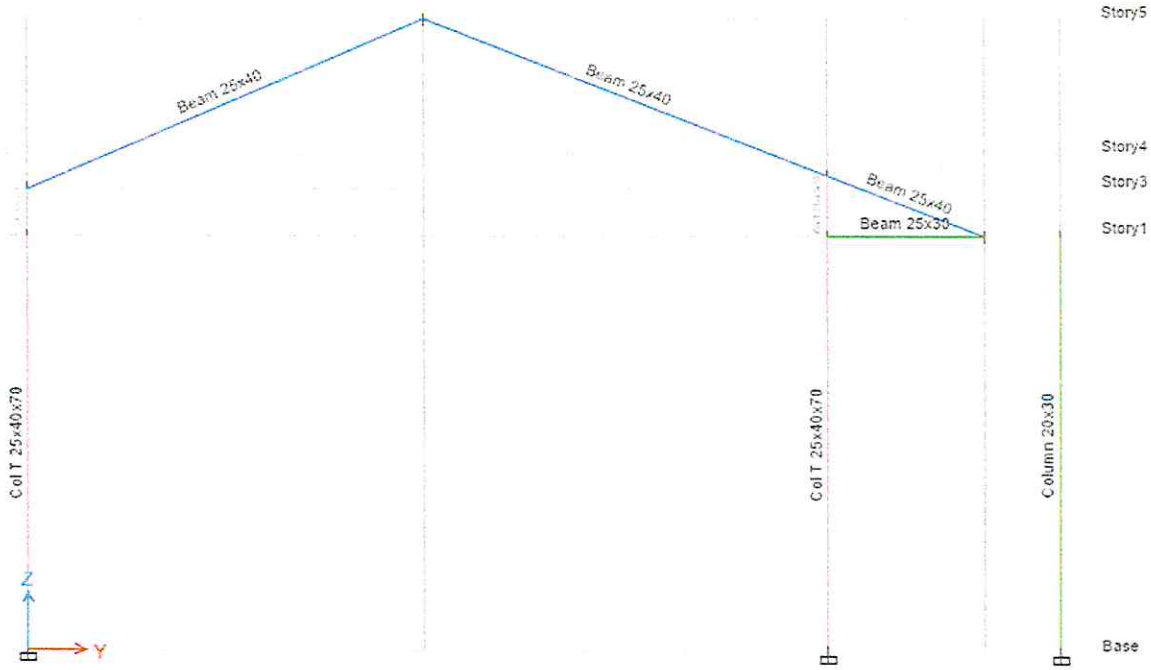
Wilfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teofilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002434

Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Figura 12: Elevación eje 18, 19 y 25 - Bloque D, modelado en el programa ETABS



Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

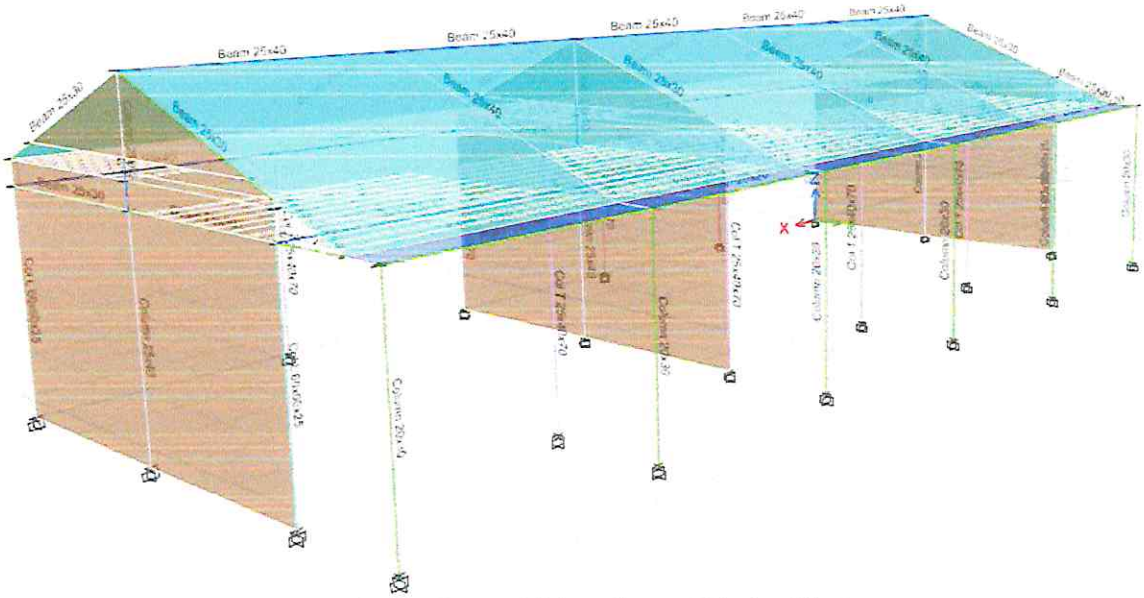
Figura 13: Elevación eje 21 - Bloque D, modelado en el programa ETABS

Wilfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

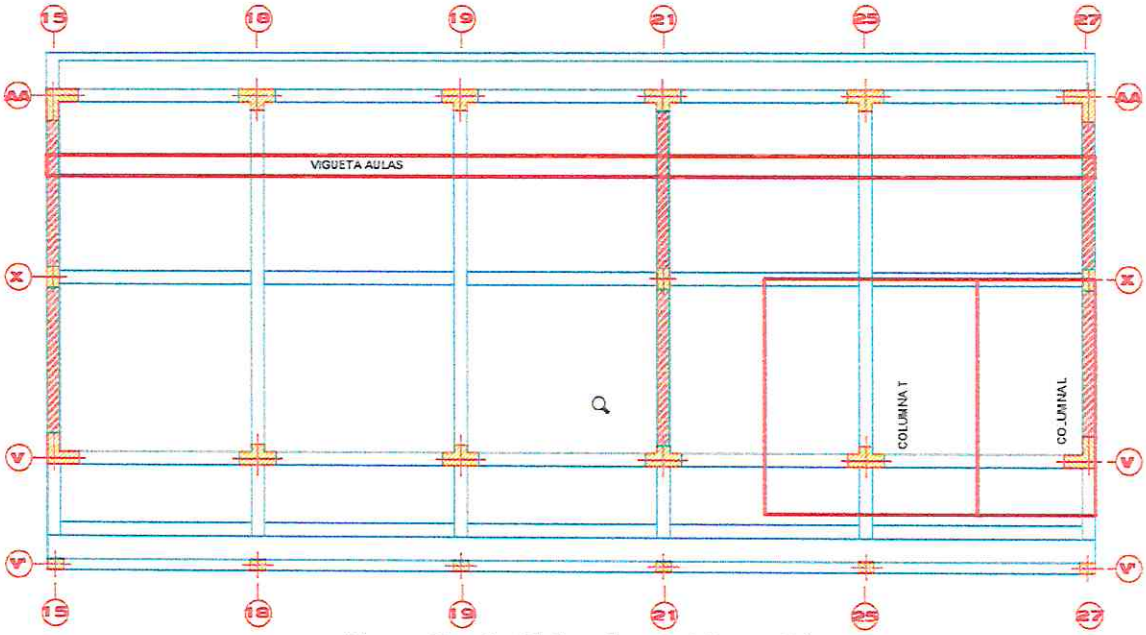
Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Figura 14: Vista 3D - Bloque D en modelado en el programa ETABS



Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Figura 15: Elementos metrados - Bloque D



Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

4.2 Metrado de cargas de una vigueta

En este ítem se considera el tramo de vigueta más crítica, considerando toda las cargas muertas y vivas requeridas para el modelamiento y diseño.

Carga Muerta: Se considera el peso propio de la estructura de acuerdo a los pesos unitarios de los materiales, al que se incluye una carga muerta por techos:

Acabado	100 kg/m^2	x	0.4 m	=	40	kg/m
Cielo raso	50 kg/m^2	x	0.4 m	=	8	kg/m
Aligerado	300 kg/m^2	x	0.4 m	=	120	kg/m
			Total	**=**	**168**	**kg/m**

Carga Viva: Se considera la carga viva de techo mencionada anteriormente multiplicada por el área tributaria.

S/c (techo)= 100 kg/m^2 x 0.4 m = **40 kg/m**

Siento 0.4 el ancho tributario de la vigueta.

Carga última: En la suma de las cargas muertas y cargas vivas, amplificadas respectivamente.

Wu = 1.4 WD + 1.7 WL
Wu = 303.20 kg/m (taller)

Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002431

4.3 Metrado de cargas de una viga

En este ítem se considera el tramo de viga más crítica, considerando solo las cargas que no incluyen en el modelamiento, como carga muerta de tabiquería, que solo van en ciertos tramos de vigas.

a. Viga principal

En el Bloque D, según la distribución arquitectónica, no existen muros de tabiquería en el sentido de las vigas principales, solo existen muros estructurales que están considerados en el modelamiento general. Por lo tanto, no hay metrado de cargas para vigas principales.

b. Viga secundaria

En el Bloque D, según la distribución arquitectónica, no existen muros de tabiquería en el sentido de las vigas secundariass, solo existen muros estructurales que están considerados en el modelamiento general. Por lo tanto, no hay metrado de cargas para vigas principales.

4.4 Metrado de cargas de una columna

En este ítem se considera la columna excéntrica y columna de esquina más crítica, donde se encuentran la mayor cantidad de cargas y tenga de área tributaria más extensa, considerando toda las cargas muertas y vivas requeridas para el pre dimensionamiento preliminar, modelamiento y diseño.

a. Columna T

Carga Muerta: Se considera el peso propio de la estructura y peso de otros elementos de acuerdo a los pesos unitarios de los materiales:

Carga	Peso unitario		Cant.	Área trib.	Ancho	Largo	Altura	Peso parcial	
Columna	2400	kg/m3	1		Área=	0.2125	4.60	2346.00	kg
Viga principal azotea	2400	kg/m3	1		0.25	3.48	0.4	835.20	kg
Viga principal Var.	2400	kg/m3	1		0.25	Area=	0.81	486.60	kg
Viga secundaria	2400	kg/m3	1		0.125	4.088	0.4	490.56	kg
Viga secundaria	2400	kg/m3	1		0.25	3.388	0.4	813.12	kg
Parapeto	2400	kg/m3	1		3.388	Area=	0.083	674.8896	kg
Losa aligerada	300	kg/m2	1	18.39				5518.14	kg
Acabados	100	kg/m2	1	18.39				1839.38	kg
Cielo raso	20	kg/m2	1	18.39				367.88	kg
							PD=	**13371.77**	**kg**

Wilfredo J Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

Carga Viva: Se considera la carga viva de techo mencionada anteriormente multiplicada por el área tributaria.

Carga	Peso unitario	Área Tributaria	Peso parcial
Sobrecarga azotea	100 kg/m3	18.39	1839.38 kg
		PL=	**1839.38 kg**

Carga última: En la suma de las cargas muertas y cargas vivas, amplificadas respectivamente.

Pu = 1.4 PD + 1.7 PL

Pu = 21847.42 kg

b. Columna L

Carga Muerta: Se considera el peso propio de la estructura y peso de otros elementos de acuerdo a los pesos unitarios de los materiales:

Carga	Peso unitario	Cant.	Área Trib.	Ancho	Largo	Altura	Peso parcial
Columna	2400 kg/m3	1		Area=	0.2375	4.60	2622.00 kg
Viga principal	2400 kg/m3	1		0.25	3	0.3	540.00 kg
Viga principal azotea	2400 kg/m3	1		0.25	3	0.3	540.00 kg
Viga principal Var.	2400 kg/m3	1		0.25	Area=	0.8129	487.74 kg
Viga secundaria	2400 kg/m3	1		0.25	1.663	0.4	399.12 kg
Parapeto	2400 kg/m3	1		1.66	Area=	0.083	330.67 kg
Losa aligerada	300 kg/m2	1	10.18				3054.00 kg
Acabados	100 kg/m2	1	10.18				1018.00 kg
Cielo raso	20 kg/m2	1	10.18				203.60 kg
						PD=	**9195.13 kg**

Carga Viva: Se considera la carga viva de techo mencionada anteriormente multiplicada por el área tributaria.

Carga	Peso unitario	Área Tributaria	Peso parcial
Sobrecarga azotea	100 kg/m3	10.18	1018.00 kg
		PL=	**1018.00 kg**

Carga última: En la suma de las cargas muertas y cargas vivas, amplificadas respectivamente.

Pu = 1.4 PD + 1.7 PL

Pu = 14603.78 kg

Wilfredo Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141892

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002429

4.5 Cargas de nieve

La estructura y todos los elementos de techo que estén expuestos a la acción de carga de nieve serán diseñados para resistir las cargas producidas por la posible acumulación de la nieve en el techo. La sobrecarga de nieve en una superficie cubierta es el peso de la nieve que, en las condiciones climatológicas más desfavorables, puede acumularse sobre ella. La carga de nieve debe considerarse como carga viva. No será necesario incluir en el diseño el efecto simultáneo de viento y carga de nieve.

Sobre carga de Nieve = 30 Kg/m2

5. CARGAS DINAMICAS

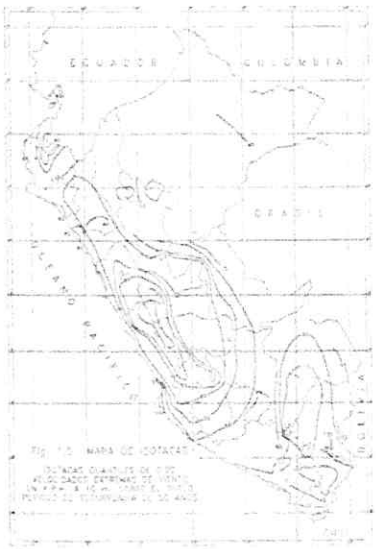
5.1 Cargas de viento

Existen algunos procedimientos básicos para el cálculo de probabilidades de ocurrencia de vientos extremos. La naturaleza de las variables para que funcione un modelo apropiado de viento extremo es proporcionada por las distribuciones probabilísticas de los valores altos.

La selección de un intervalo medio de recurrencia (IMR) con la cual hay asociada una cierta velocidad básica del viento, depende de la función del edificio y las consecuencias de su falla.

En el presente estudio se utilizó un IMR de 50 años y se tomó en cuenta el mapa eólico que se muestra en la figura donde se muestran las isostáticas que permiten establecer las velocidades máximas esperadas en diversos puntos del territorio peruano en un periodo de 50 años.

Figura 16: Mapa Eólico del Perú



Fuente: N. T. E. E 030

Wilfredo Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002478

5.2 Cargas de Sismo

Como para el análisis se considera un Análisis dinámico modal espectral, se considera una aceleración espectral de acuerdo lo indica la norma E.030, para cada una de las direcciones horizontales analizadas se utilizó un espectro inelástico de pseudo aceleraciones definido por:

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

Z : Factor de zonificación sísmica
U : Factor de uso e importancia
C : Coeficiente de amplificación sísmica
S : Factor de suelo
Tp: Periodo corto del terreno
TL: Periodo largo del terreno
R : Coeficiente de reducción sísmica
Ia: Irregularidad en altura
Ip: Irregularidad en planta.

Z =	**0.25**	Zona 2
U =	**1.50**	Edificaciones Tipo A (A2)
S =	**1.20**	Suelo Intermedio Tipo S2
Tp=	**0.60**	Periodo corto del terreno
TL=	**2.00**	Periodo largo del terreno
Ro (x)=	**6.00**	Muros estructurales según E.030
Ro (y)=	**3.00**	Albañilería Confinada o Armada según E.030
Ia =	**1**	Tabla N°8 del E. 030
Ip =	**1**	Tabla N°9 del E. 030
Rx =	**6.000**	$R = R_o I_p I_a$
Ry =	**3.000**	

Wilmer Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191473

Figura 17: Zonas sísmicas

Fuente: N. T. E. E 030

a. Factor de Zona

Tabla 4

Factores de Zona "Z"

FACTORES DE ZONA	
ZONA	**Z**
04	0.45
03	0.35
02	0.25
01	0.10

Fuente: NTE E 030.

Winfredo Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002476

b. Parámetros de Suelo y Periodos T_P y T_L

Tabla 5

Factor de Suelo "S"

FACTOR DE SUELO						
SUELO / ZONA	S_0	S_1	S_2	S_3	TIPO	DESCRIPCIÓN
Z4	0.80	1.00	1.05	1.10	S0	Roca Dura
Z3	0.80	1.00	1.15	1.20	S1	Roca o suelo muy rígido
Z2	0.80	1.00	1.20	1.40	S2	Suelo intermedio
Z1	0.80	1.00	1.60	2.00	S3	Suelos blandos

Fuente: NTE E 030.

Tabla 6

Periodos "T_P" y "T_L"

PERIODOS T_P y T_L				
	Perfil de Suelo			
	S_0	S_1	S_2	S_3
T_P (S)	0.3	0.4	0.6	1
T_L (S)	3	2.5	2	1.6

Fuente: NTE E 030.

c. Categoría de las Edificaciones y Factor de Uso "U"

Tabla 7

Categoría de las Edificaciones y Factor de Uso "U"

CATEGORIA DE LAS EDIFICACIONES		
CATEGORIAS	DETALLE	U
A	Edificaciones Esenciales	1.50
B	Edificaciones importantes	1.30
C	Edificaciones comunes	1.00
D	Edificaciones menores	*

(*) En estas edificaciones deberá proveerse resistencia y rigidez adecuadas para acciones laterales, a criterio del proyectista.

Wilmer J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP- 141392

Luis Teofilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002425

d. Sistemas Estructurales y Coeficiente Básico de Reducción de las Fuerzas Sísmicas "R_0"

Tabla 8

Sistemas Estructurales

COEFICIENTE DE REDUCCION PARA ESTRUCTURAS	
SISTEMA ESTRUCTURAL	**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	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de Ductilidad limitada	4
Albañilería armada o confinada	3
Madera (Por esfuerzos admisibles).	7

Fuente: NTE E 030.

e. Factores de Irregularidad (I_a, I_p)

Tabla 9

Factores de Irregularidad (Ia, Ip)

		X	Y
Irregularidad en altura	I_a=	1	1
Irregularidad en planta	I_p=	1	1
	R=	6.00	3.00

$$R = R_o I_p I_a$$

Fuente: NTE E 030.

f. Factor de Amplificación Sísmica C

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

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

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

Wilfredo Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002474

g. Calculo de Espectro Pseudo - Aceleración

Tabla 10

Espectro Pseudo - Aceleración

			Sismo X	Sismo Y
T (seg)	C	T (seg)	Sa/g (X)	Sa/g (Y)
0.00	2.5000	0.00	0.1875	0.3750
0.02	2.5000	0.02	0.1875	0.3750
0.04	2.5000	0.04	0.1875	0.3750
0.06	2.5000	0.06	0.1875	0.3750
0.08	2.5000	0.08	0.1875	0.3750
0.10	2.5000	0.10	0.1875	0.3750
0.12	2.5000	0.12	0.1875	0.3750
0.14	2.5000	0.14	0.1875	0.3750
0.16	2.5000	0.16	0.1875	0.3750
0.18	2.5000	0.18	0.1875	0.3750
0.20	2.5000	0.20	0.1875	0.3750
0.25	2.5000	0.25	0.1875	0.3750
0.30	2.5000	0.30	0.1875	0.3750
0.35	2.5000	0.35	0.1875	0.3750
0.40	2.5000	0.40	0.1875	0.3750
0.45	2.5000	0.45	0.1875	0.3750
0.50	2.5000	0.50	0.1875	0.3750
0.55	2.5000	0.55	0.1875	0.3750
0.60	2.5000	0.60	0.1875	0.3750
0.65	2.3077	0.65	0.1731	0.3462
0.70	2.1429	0.70	0.1607	0.3214
0.75	2.0000	0.75	0.1500	0.3000
0.80	1.8750	0.80	0.1406	0.2813
0.85	1.7647	0.85	0.1324	0.2647
0.90	1.6667	0.90	0.1250	0.2500
0.95	1.5789	0.95	0.1184	0.2368
1.00	1.5000	1.00	0.1125	0.2250
1.60	0.9375	1.60	0.0703	0.1406
2.00	0.7500	2.00	0.0563	0.1125
2.50	0.4800	2.50	0.0360	0.0720
3.00	0.3333	3.00	0.0250	0.0500

Winston Ramos Ho
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

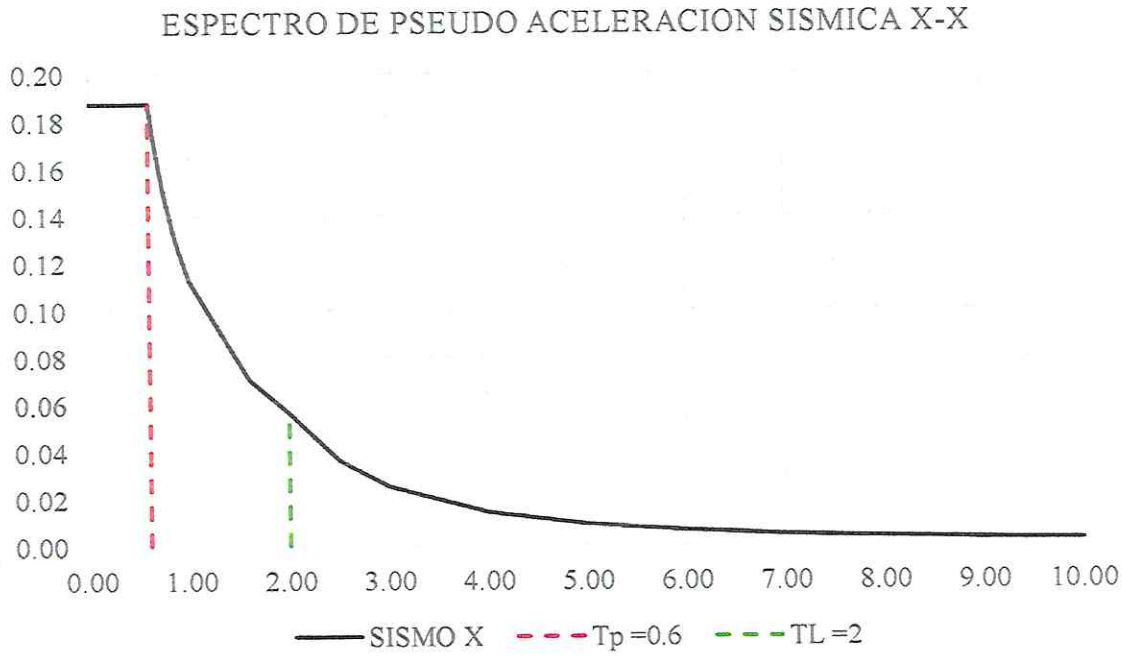
Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002423

4.00	0.1875	4.00	0.0141	0.0281
5.00	0.1200	5.00	0.0090	0.0180
6.00	0.0833	6.00	0.0063	0.0125
7.00	0.0612	7.00	0.0046	0.0092
8.00	0.0469	8.00	0.0035	0.0070
9.00	0.0370	9.00	0.0028	0.0056
10.00	0.0300	10.00	0.0023	0.0045

Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Figura 18: Espectro de Pseudo Aceleración Sísmica X-X



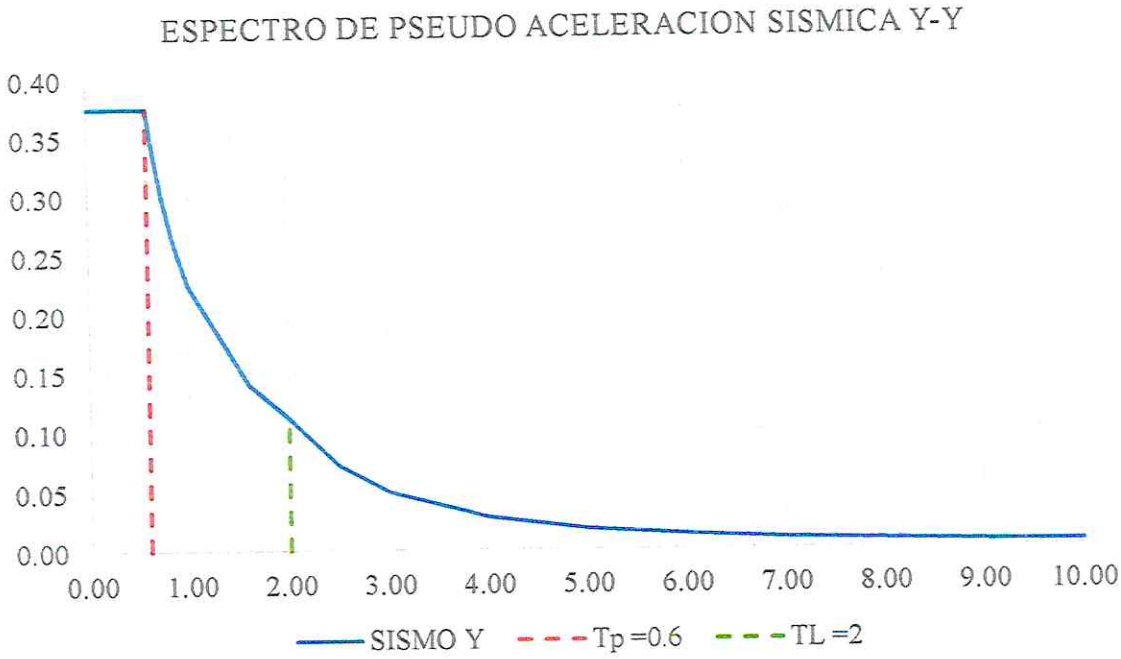
Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teofilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 171671

002422

Figura 19: Espectro de Pseudo Aceleración Sísmica X-X



Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

6. ANÁLISIS SÍSMICO

6.1 Estimación del Peso (P) (Articulo 26, NTE E 030)

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

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

6.2 Periodo fundamental de vibración y masas participativas

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

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

Wilson Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002421

Tabla 11
Periodo fundamental y Masa participativa (supera 90% en el modo 7)

N° de Modos	Periodo T (S)	Masa Participativa		Masa Participativa Acumulada	
		Masas X (%)	Masas Y (%)	Masas X (%)	Masas Y (%)
1	0.167	0.99650000	0.00000000	0.99650000	0.00000000
2	0.07	0.00001851	0.88200000	0.99650000	0.88200000
3	0.066	0.00001422	0.00450000	0.99650000	0.88650000
4	0.065	0.00010000	0.00050000	0.99660000	0.88690000
5	0.063	0.00070000	0.00820000	0.99730000	0.89510000
6	0.058	0.00000892	0.00000000	0.99730000	0.89520000
7	0.056	0.00010000	0.05610000	0.99730000	0.95130000
8	0.039	0.00000104	0.00010000	0.99730000	0.95140000
9	0.036	0.00010000	0.00430000	0.99740000	0.95570000
10	0.035	0.00020000	0.00010000	0.99760000	0.95580000
11	0.034	0.00000311	0.00760000	0.99760000	0.96340000
12	0.033	0.00030000	0.00000879	0.99790000	0.96340000
13	0.031	0.00002151	0.02000000	0.99790000	0.98350000
14	0.028	0.00002396	0.00250000	0.99800000	0.98600000
15	0.027	0.00000000	0.00010000	0.99800000	0.98610000
16	0.025	0.00000235	0.00110000	0.99800000	0.98720000
17	0.024	0.00000000	0.00080000	0.99800000	0.98800000
18	0.024	0.00001633	0.00020000	0.99800000	0.98830000
19	0.021	0.00020000	0.00050000	0.99820000	0.98880000
20	0.02	0.00000770	0.00000430	0.99820000	0.98880000
21	0.019	0.00000000	0.00010000	0.99820000	0.98900000
22	0.019	0.00000321	0.00010000	0.99820000	0.98900000
23	0.018	0.00000538	0.00040000	0.99820000	0.98940000
24	0.018	0.00010000	0.00010000	0.99830000	0.98960000
25	0.018	0.00000000	0.00030000	0.99830000	0.98980000
26	0.017	0.00003045	0.00050000	0.99830000	0.99030000
27	0.017	0.00000221	0.00010000	0.99830000	0.99050000
28	0.017	0.00004092	0.00130000	0.99830000	0.99170000
29	0.016	0.00010000	0.00010000	0.99840000	0.99180000
30	0.015	0.00020000	0.00020000	0.99860000	0.99200000

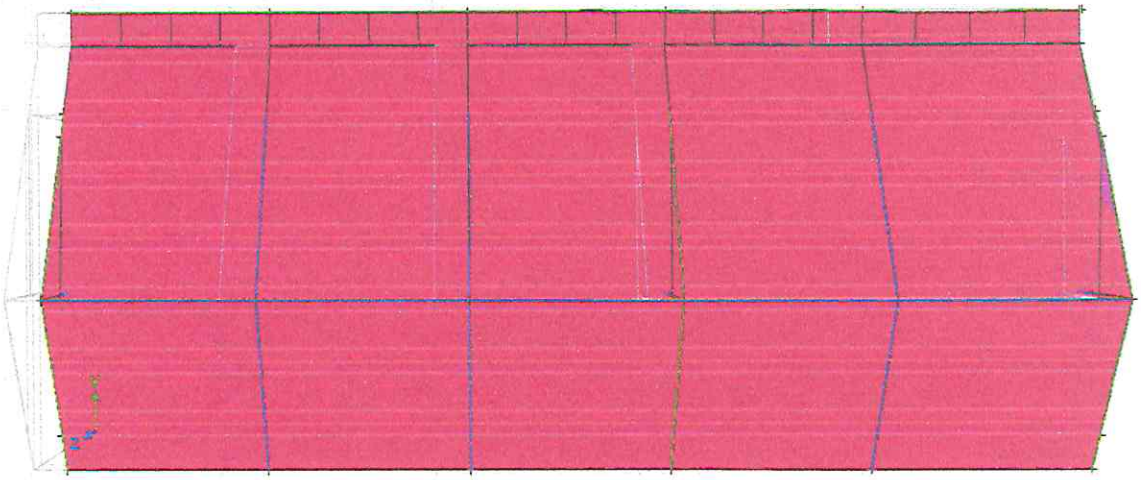
Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141352

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

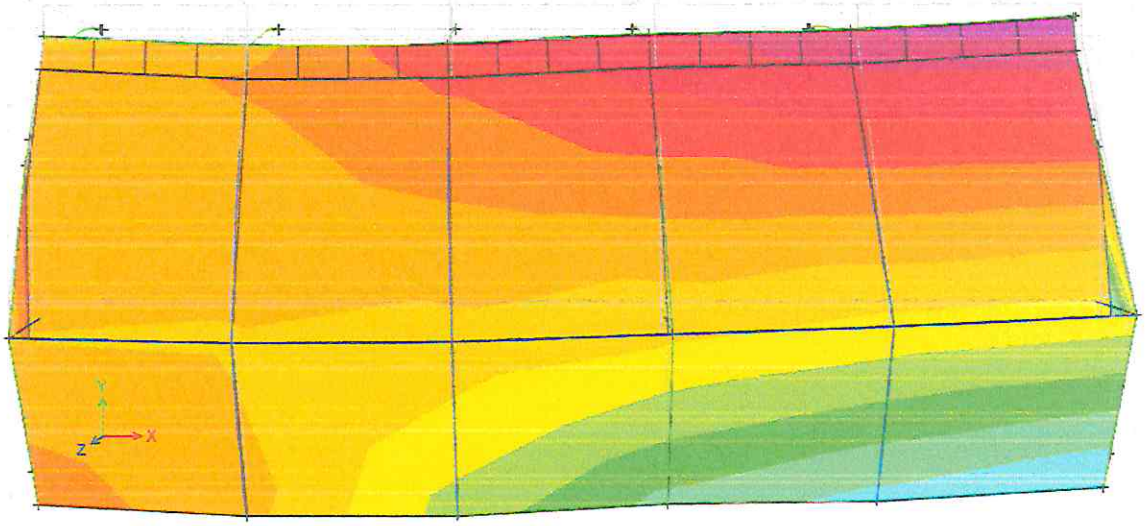
002420

Figura 20: Primer modo de vibración - traslación en X



Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Figura 21: Segundo modo de vibración - traslación en Y



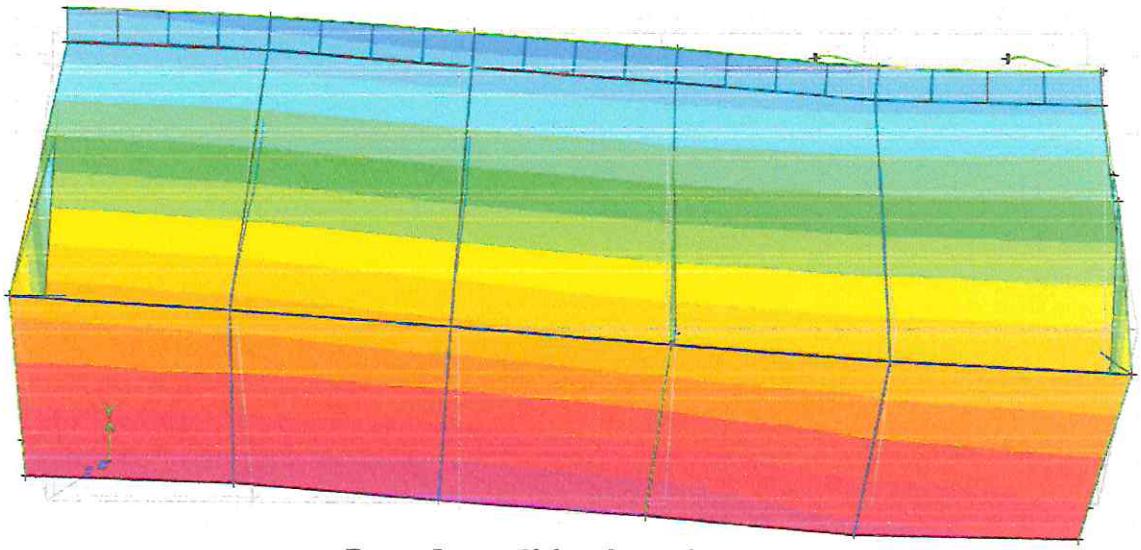
Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002419

Figura 22: Tercer modo de vibración - Rotación XY



Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

6.3 Fuerza cortante estática en la base

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

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

El valor de *C/R* no se considera menor que:

$$\boxed{\frac{C}{R} \geq 0.11}$$

a. Verificación de C/R

$$\boxed{\begin{array}{ll} T < T_p & C = 2.5 \\ T_p < T < T_L & C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_p}{T}\right) \\ T > T_L & C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2}\right) \end{array}}$$

$$\frac{C}{R} = \frac{2.5}{6} = 0.4167 \geq 0.11, CUMPLE$$

$$\frac{C}{R} = \frac{2.5}{3} = 0.8333 \geq 0.11, CUMPLE$$

Wilfredo J Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP- 141392

Luis Teófilo Cárdenas
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

b. Determinación de la fuerza cortante estática en la base

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

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

Tabla 12
Cortante estática en la base

	Dirección X - X	Dirección Y - Y
Z=	0.25	0.25
U=	1.50	1.50
S=	1.20	1.20
Tp=	0.60	0.60
TL=	2.00	2.00
Ro=	6.00	3.00
Ia=	1	1
Ip=	1	1
R=	6.00	3.00
C=	2.5	2.5
P=	168.2314 tnf	168.2314 tnf
V=	**31.5433 tnf**	**63.0868 tnf**

Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

6.4 Fuerza dinámica en la base

Tabla 13
Cortante dinámica en la base

Load Case/Combo	VX tonf	VY tonf	MX tonf-m	MY tonf-m
Comb 1.25(D+L)±EX	31.4213	0.6406	1056.4304	-2528.46
Comb 1.25(D+L)±EY	0.3138	56.9647	1268.7032	-2543.7702
Comb 0.90D±EX	31.4213	0.6406	773.7337	-1864.348
Comb 0.90D±EY	0.3138	56.9647	986.0065	-1879.6582

Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Wilber Ramos Ilo
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

6.5 Fuerza Cortante Mínima, Factor de Escalamiento

Para cada una de las direcciones consideradas en el análisis, la fuerza cortante en el primer entrepiso del edificio no puede ser menor que el 80% del valor calculado según el artículo 25 (Norma E.030) para estructuras regulares, ni menor que el 90% para estructuras irregulares.

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

Tabla 14
Cortante dinámica en la base

Cortante	Estático tonf	80 % Estático tonf	Dinámico tonf	Factor de escalamiento
Cortante X	31.5434	25.2347	31.4213	0.8031
Cortante Y	63.0868	50.4694	56.9647	0.8860

Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

6.6 Desplazamiento máximo en el último nivel, máximo desplazamiento de entrepiso y deriva máxima.

Para estructuras regulares, los desplazamientos laterales se calculan multiplicando por 0,75 R los resultados obtenidos del análisis lineal y elástico con las solicitaciones sísmicas reducidas. Para estructuras irregulares, los desplazamientos laterales se calculan multiplicando por 0,85 R los resultados obtenidos del análisis lineal elástico.

Para el cálculo de los desplazamientos laterales no se consideran los valores mínimos de C/R indicados en el numeral 28.2 (Norma E.030) ni el cortante mínimo en la base especificada en el numeral 29.4 (Norma E.030).

El máximo desplazamiento relativo de entrepiso, calculado, no excede la fracción de la altura de entrepiso (distorsión) que se indica en la siguiente tabla.

Tabla 15
Límites para la distorsión del entrepiso

LÍMITES PARA LA DISTORSIÓN DEL ENTREPISO	
Material Predominante	(Δi / hei)
Concreto Armado	0.007
Acero	0.010
Albañilería	0.005
Madera	0.010
Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0.005

Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Winfred J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

Tabla 16

Sismo dinámico en la dirección X – Desplazamientos y derivas

Pisos	Desplazamiento X m	Altura H m	Derivas X	Cumple
Techo	0.001461	1.15	0.000151	SI
1"	0.001471	0.3	0.000201	SI
1'	0.001440	0.4	0.000438	SI
1	0.001398	3.55	0.000393	SI

Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Tabla 17

Sismo dinámico en la dirección Y – Desplazamientos y derivas

Pisos	Desplazamiento Y m	Altura H m	Derivas	Cumple
Techo	0.000541	1.15	0.000244	SI
1"	0.000786	0.3	0.00007	SI
1'	0.000847	0.4	0.000149	SI
1	0.000844	3.55	0.000238	SI

Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Wilfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

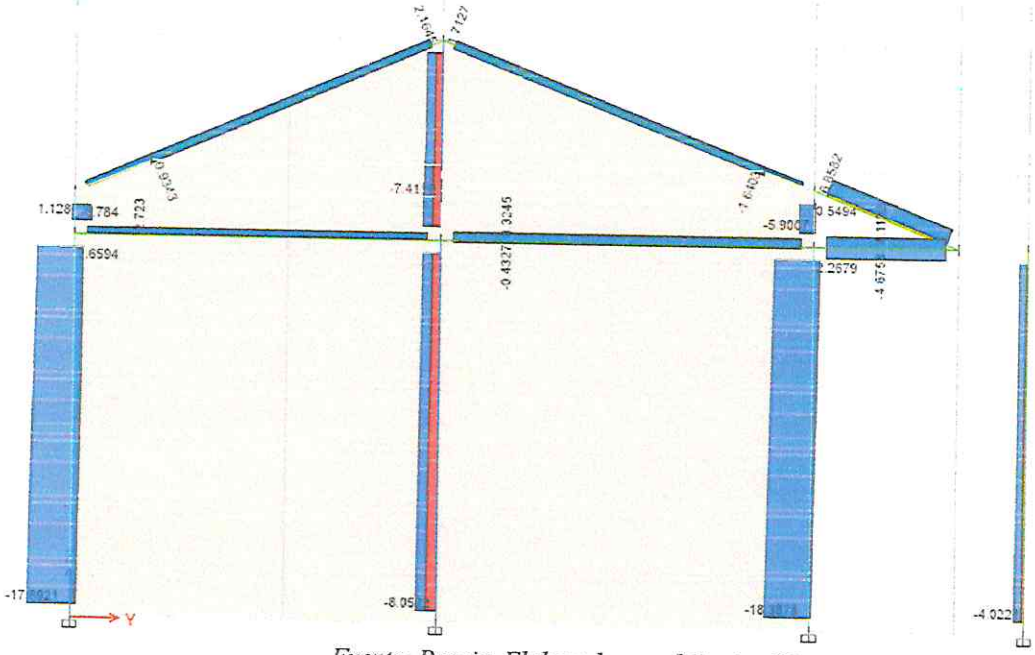
Luis Teofilo Cardenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002415

7. DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

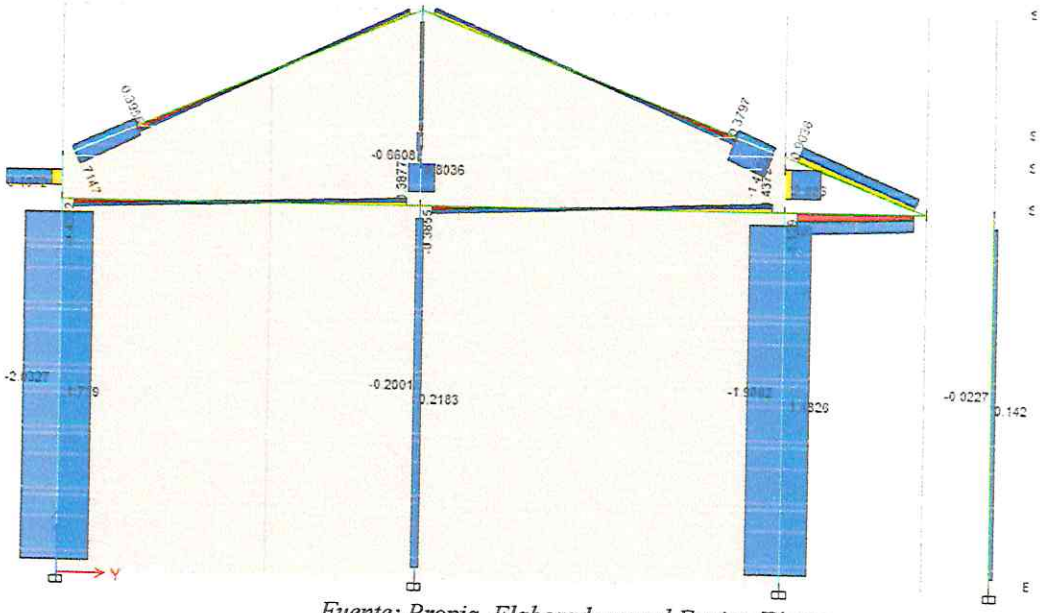
7.1 Resultados del análisis por cargas de gravedad y cargas sísmicas

Figura 23 Diagrama de Fuerza Axial Pórtico 15 – 15



Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Figura 24: Diagrama de Fuerza Cortante 2-2 Pórtico 15 – 15



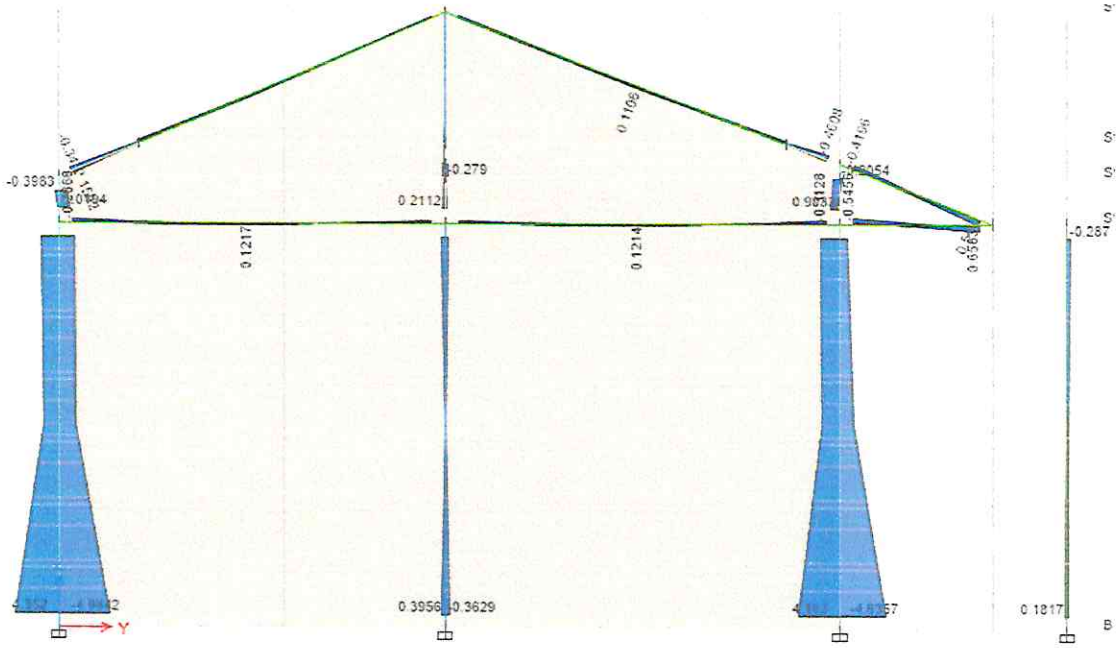
Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Wilmer J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Cadori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

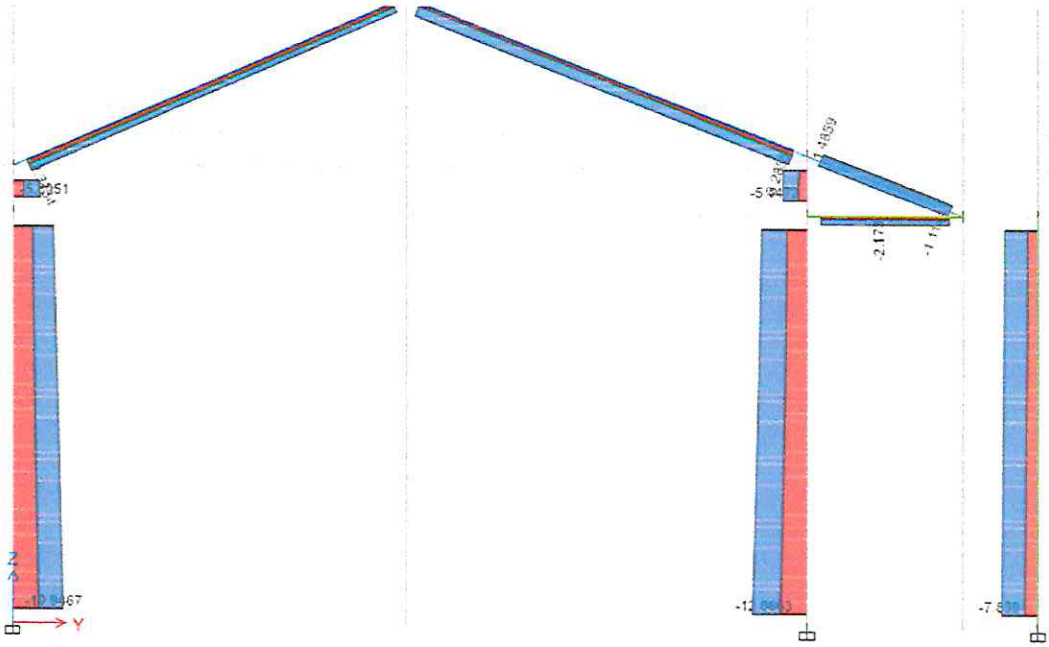
002414

Figura 25: Diagrama de Momento Flector 3-3 Pórtico 15 – 15



Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Figura 26: Diagrama de Fuerza Axial Pórtico 18 - 18

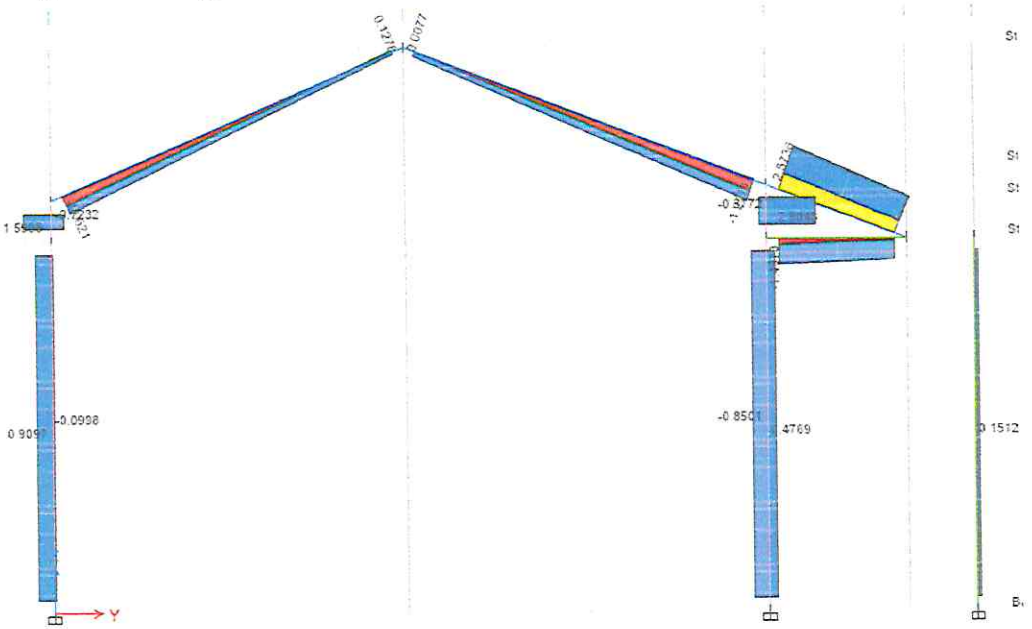


Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Winfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

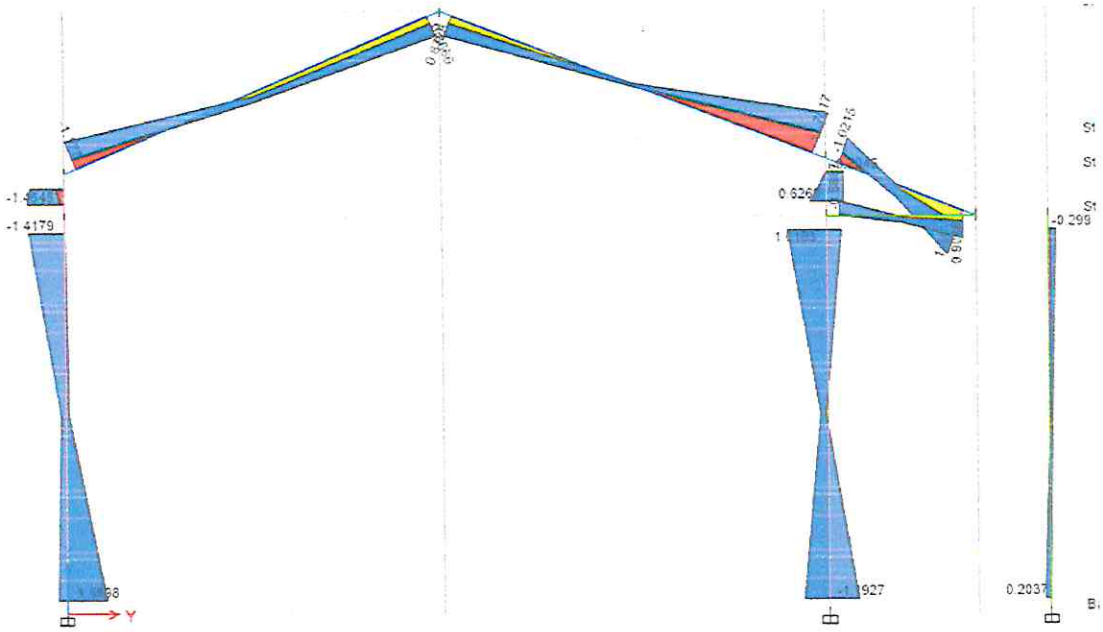
Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

Figura 27: Diagrama de Fuerza Cortante 2-2 Pórtico 18 – 18



Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Figura 288: Diagrama de Momento Flector 3-3 Pórtico 18 - 18



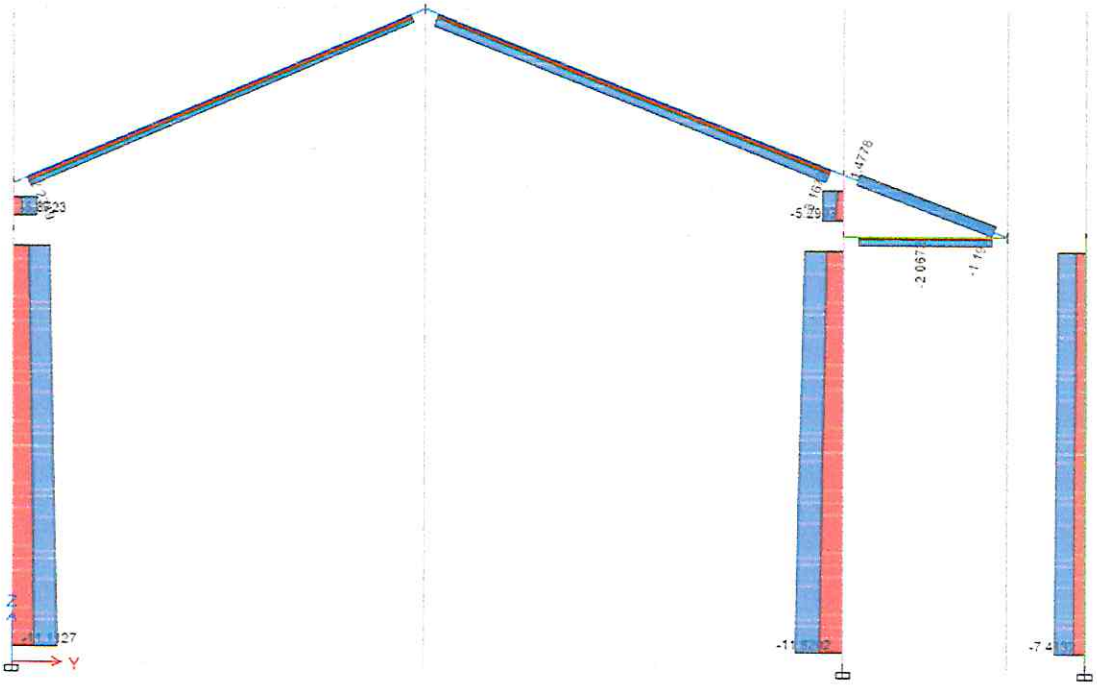
Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Wilfredo Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141892

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

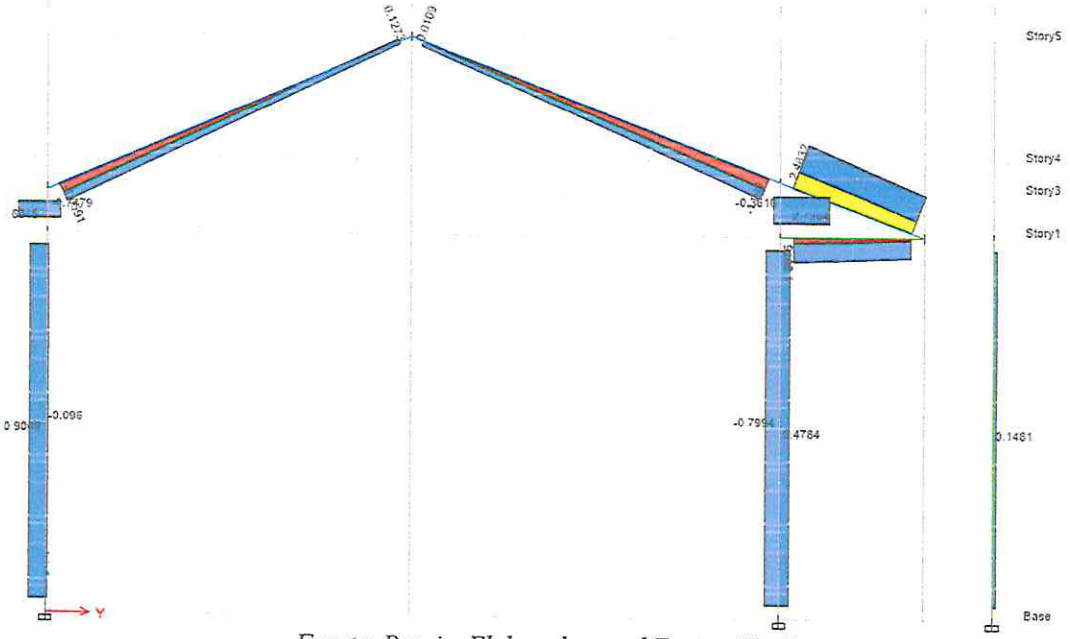
002412

Figura 29: Diagrama de Fuerza Axial Pórtico 19 - 19



Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Figura 30: Diagrama de Fuerza Cortante 2-2 Pórtico 19 - 19



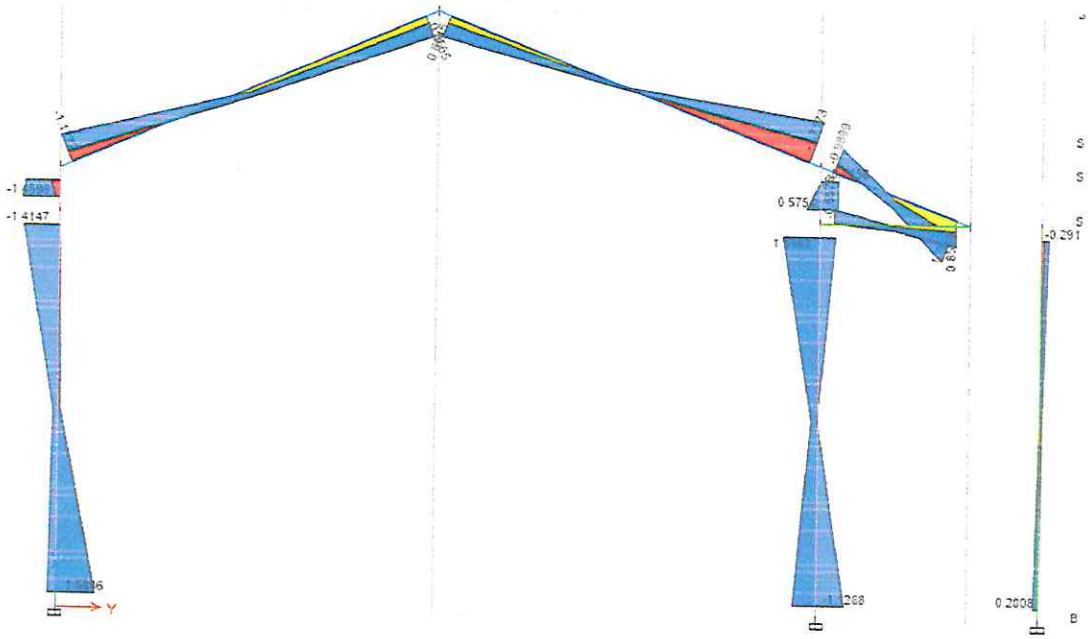
Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Wilfredo J Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

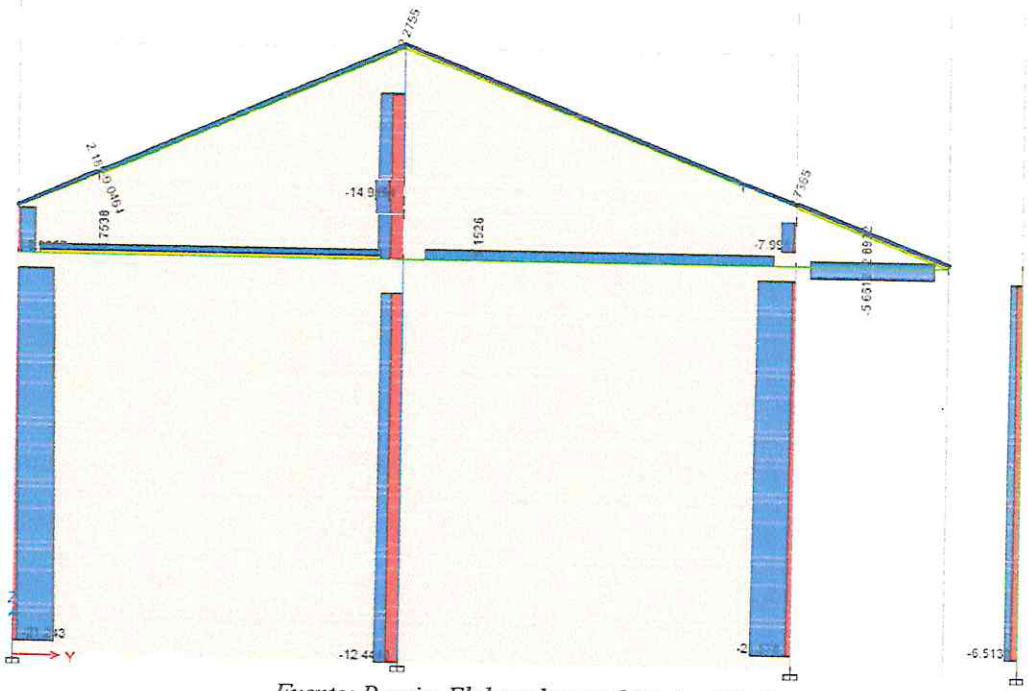
002411

Figura 31: Diagrama de Momento Flector 3-3 Pórtico 19 - 19



Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Figura 32: Diagrama de Fuerza Axial Pórtico 21 – 21



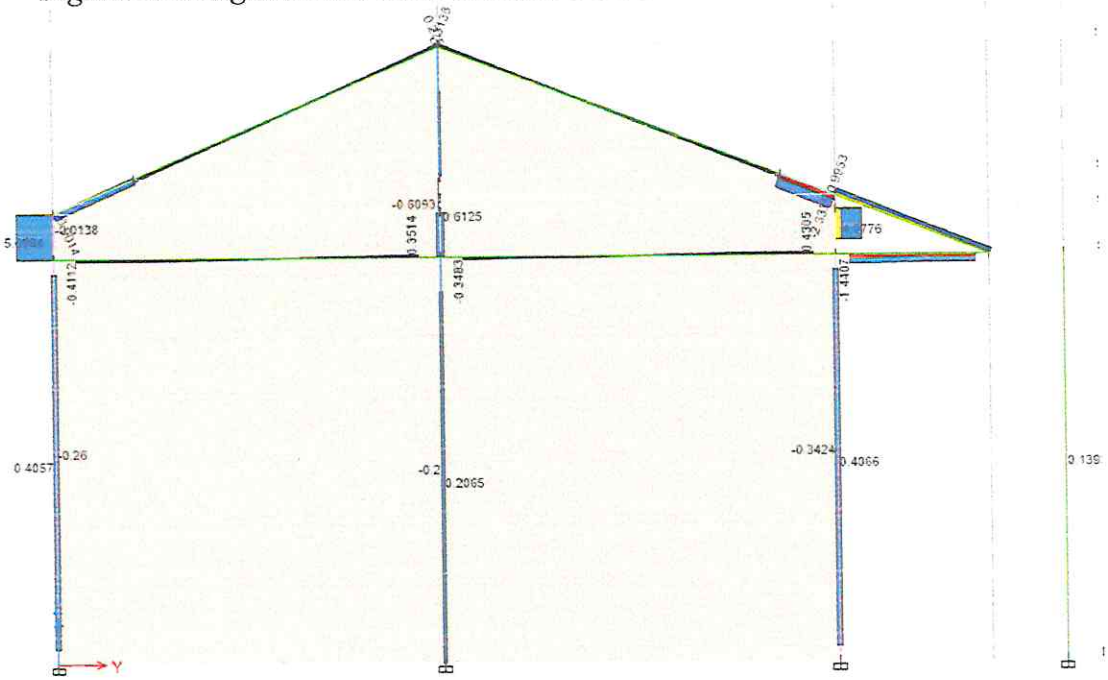
Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Wilfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

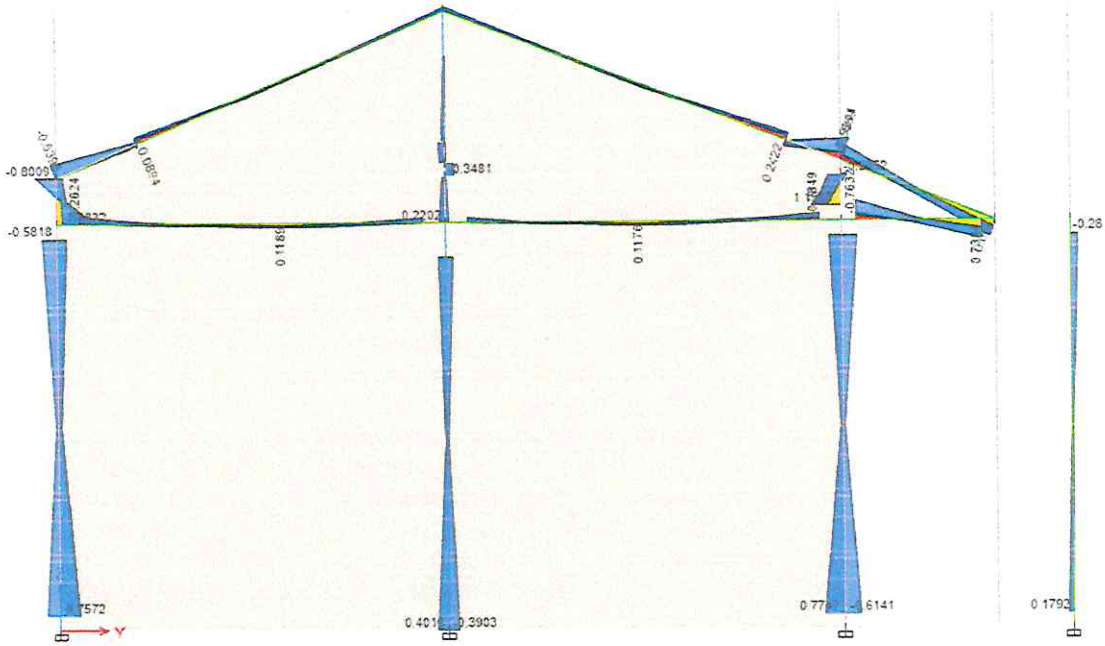
002410

Figura 33: Diagrama de Fuerza Cortante 2-2 Pórtico 21 - 21



Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Figura 34: Diagrama de Momento Flector 3-3 Pórtico 21 - 21

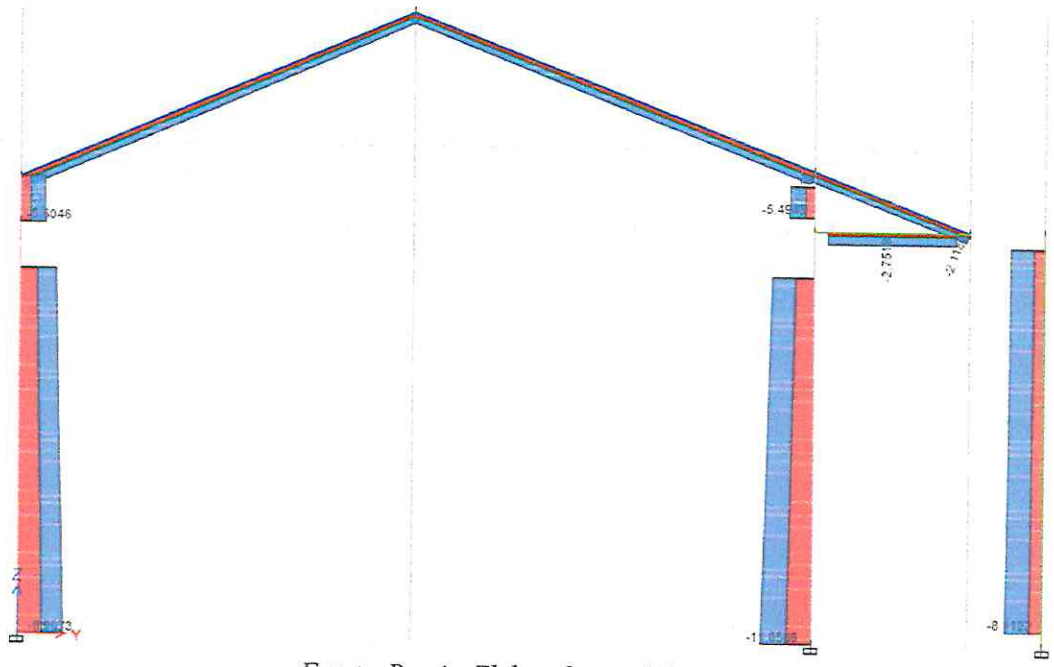


Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Wilfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

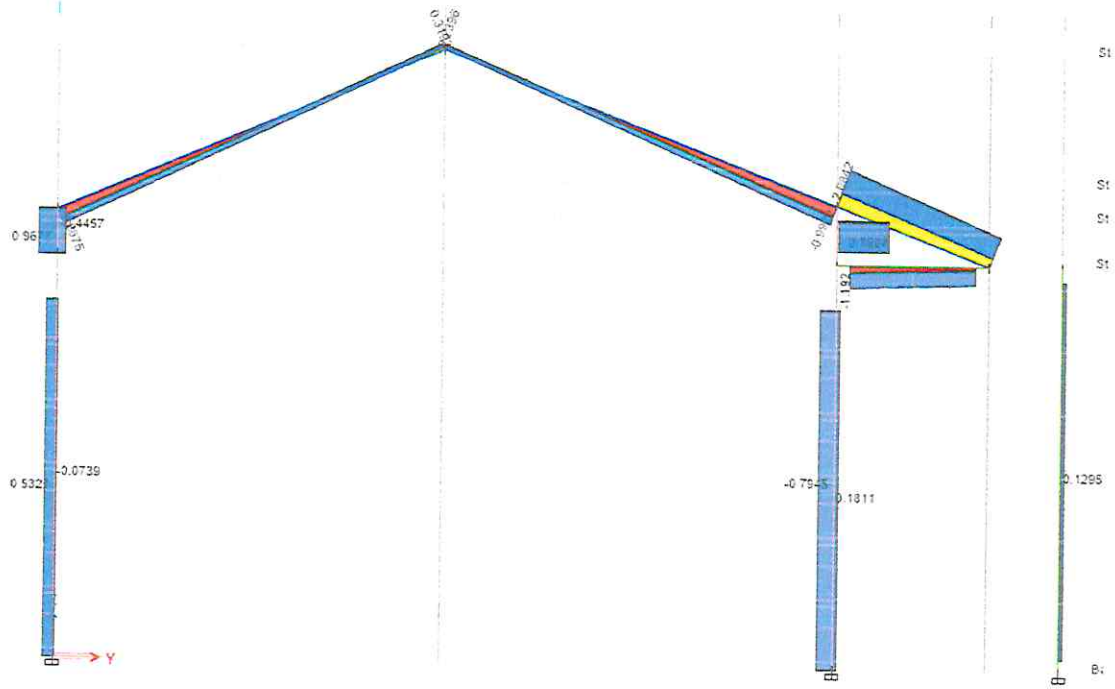
Luis Teofilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

Figura 35: Diagrama de Fuerza Axial Pórtico 25 - 25



Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Figura 36: Diagrama de Fuerza Cortante 2-2 Pórtico 25 - 25



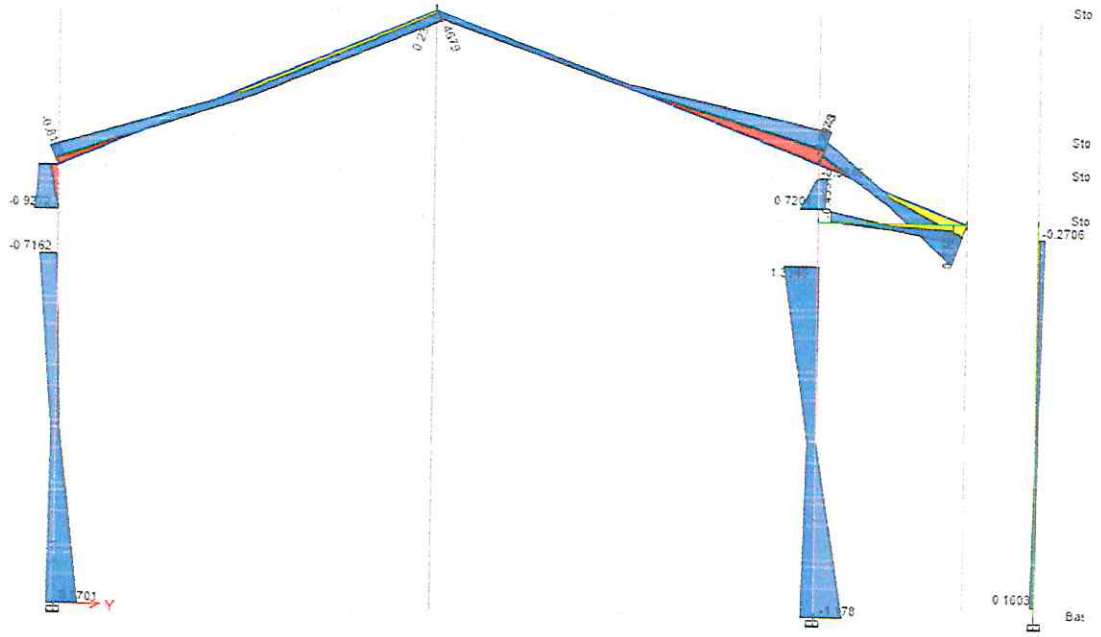
Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Wilfredo J Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Jerónimo Cárdenas Quispe
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

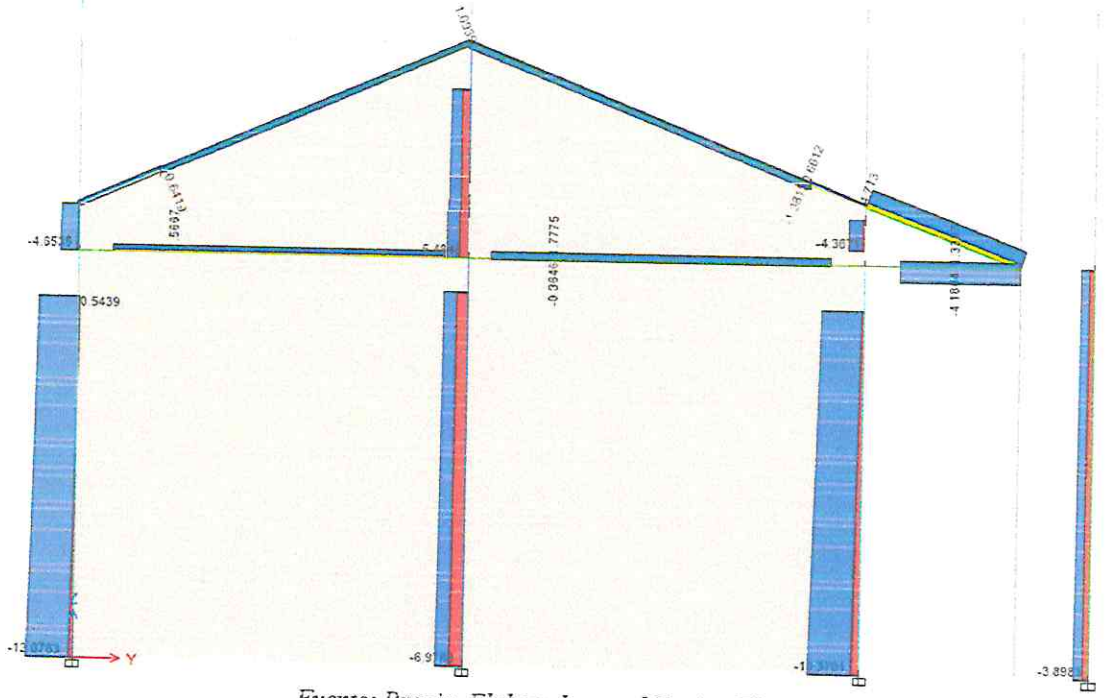
002408

Figura 37: Diagrama de Momento Flector 3-3 Pórtico 25 - 25



Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Figura 38: Diagrama de Fuerza Axial Pórtico 27 - 27



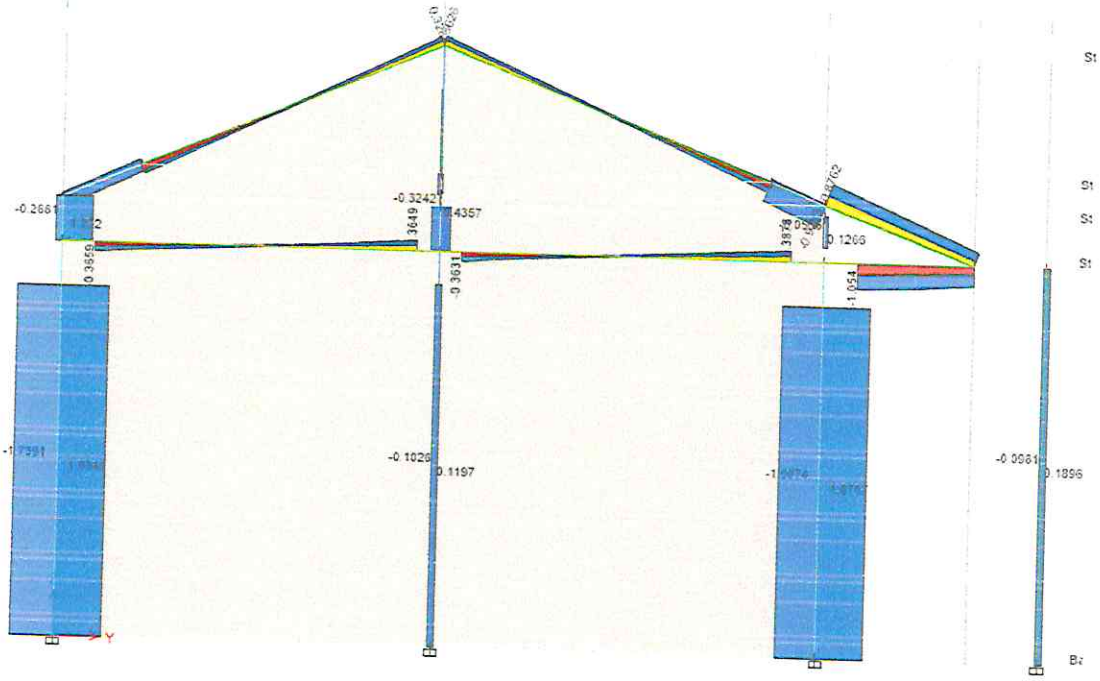
Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Wilfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teofilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191477

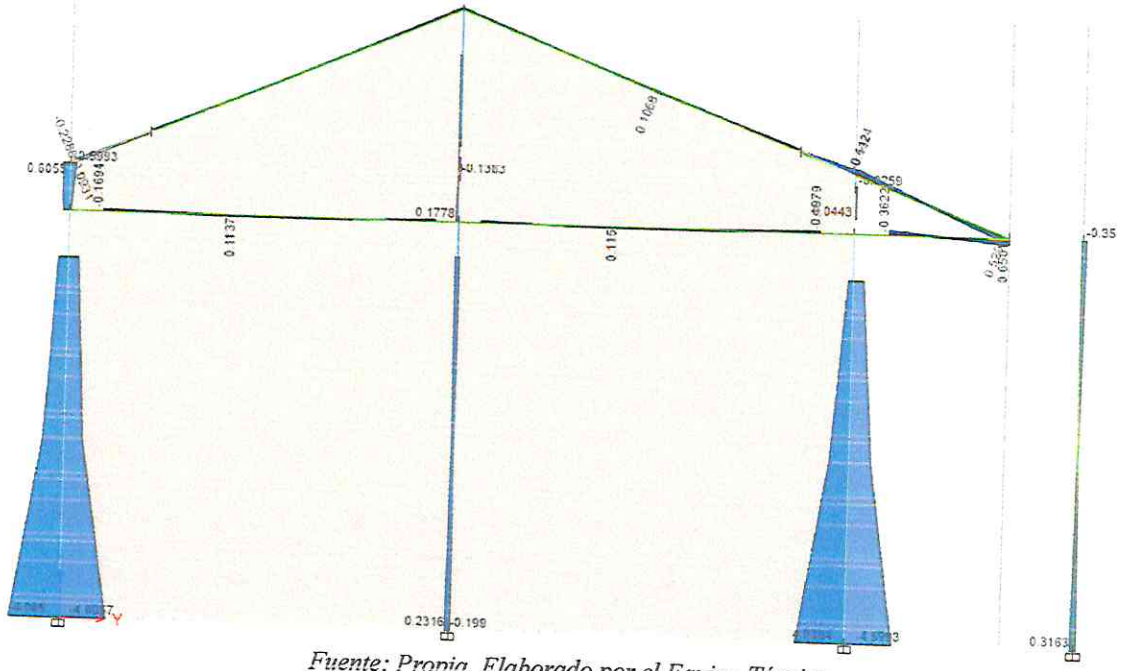
002407

Figura 39: Diagrama de Fuerza Cortante 2-2 Pórtico 27 - 27



Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Figura 40: Diagrama de Momento Flector 3-3 Pórtico 27 - 27



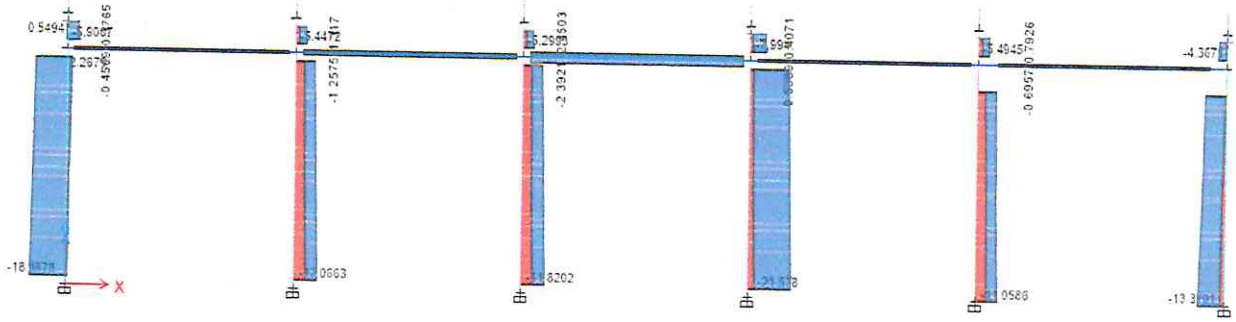
Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Alfredo Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

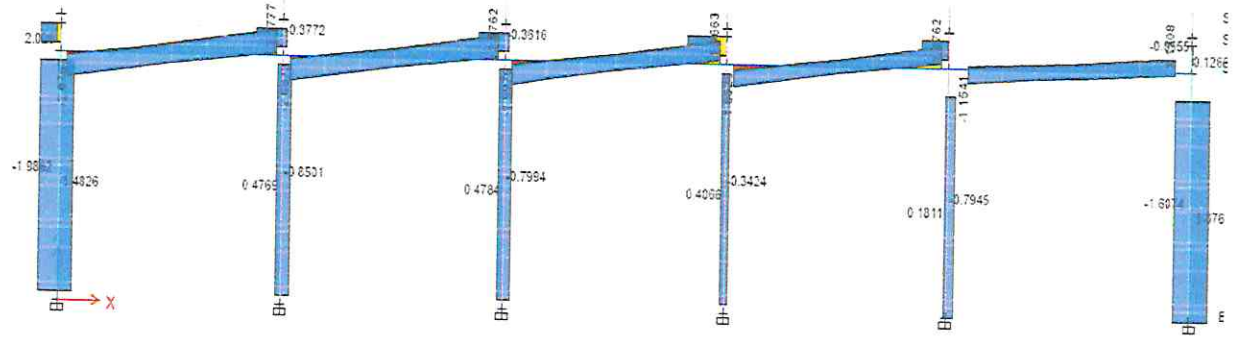
002406

Figura 41: Diagrama de Fuerza Axial Pórtico V - V



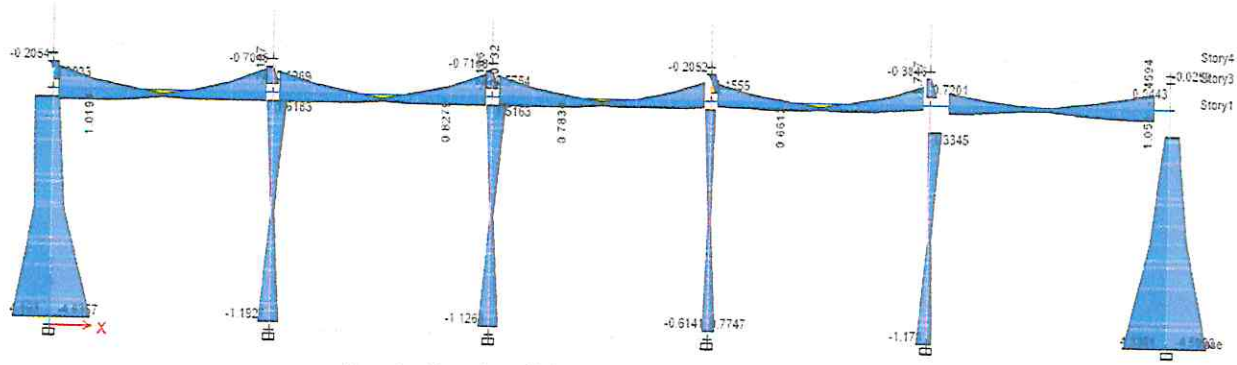
Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Figura 42: Diagrama de Fuerza Cortante 2-2 Pórtico V - V



Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Figura 43: Diagrama de Momento Flector 3-3 Pórtico V – V

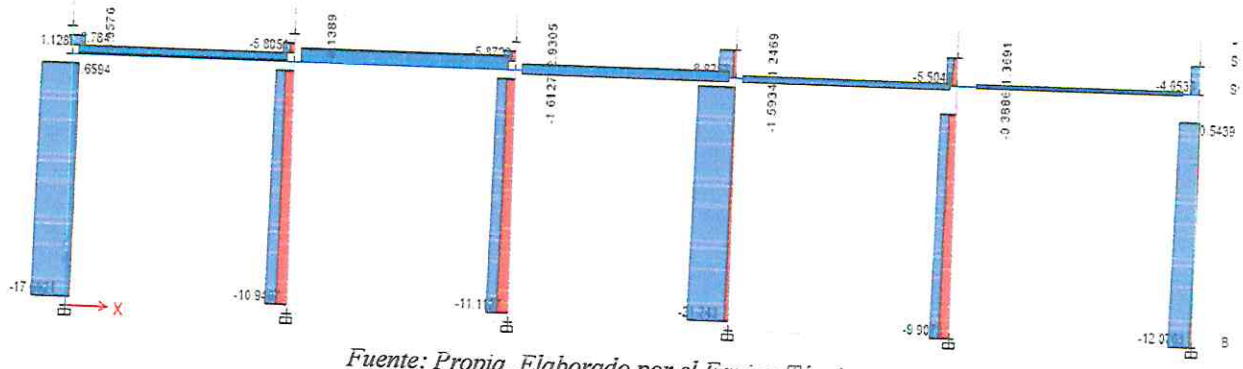


Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Wilfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

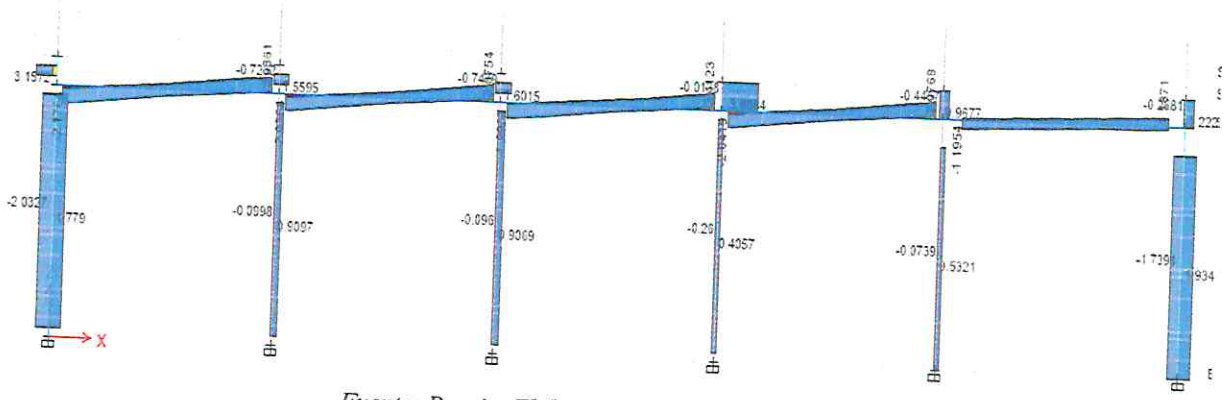
Luis Teofilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

Figura 44: Diagrama de Fuerza Axial Pórtico AA - AA



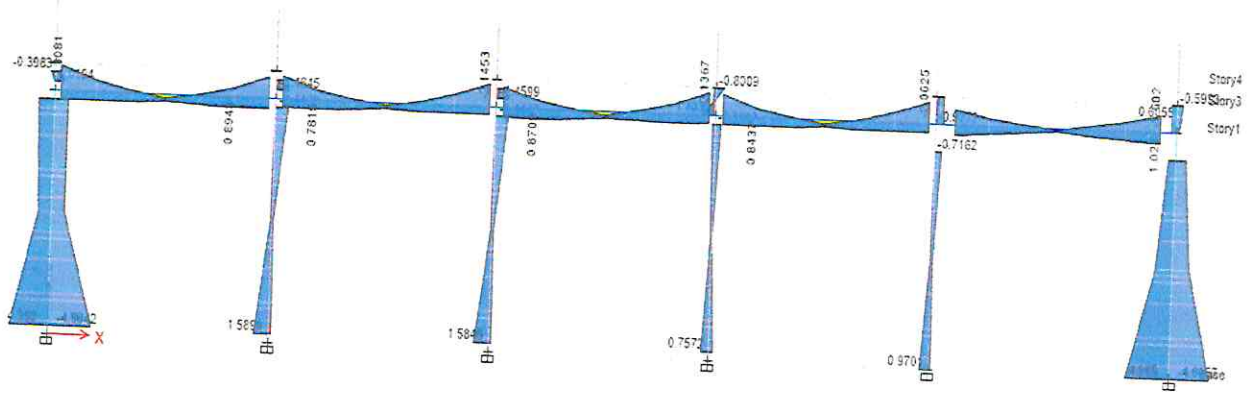
Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Figura 45: Diagrama de Fuerza Cortante 2-2 Pórtico AA - AA



Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Figura 46: Diagrama de Momento Flector 3-3 Pórtico AA - AA

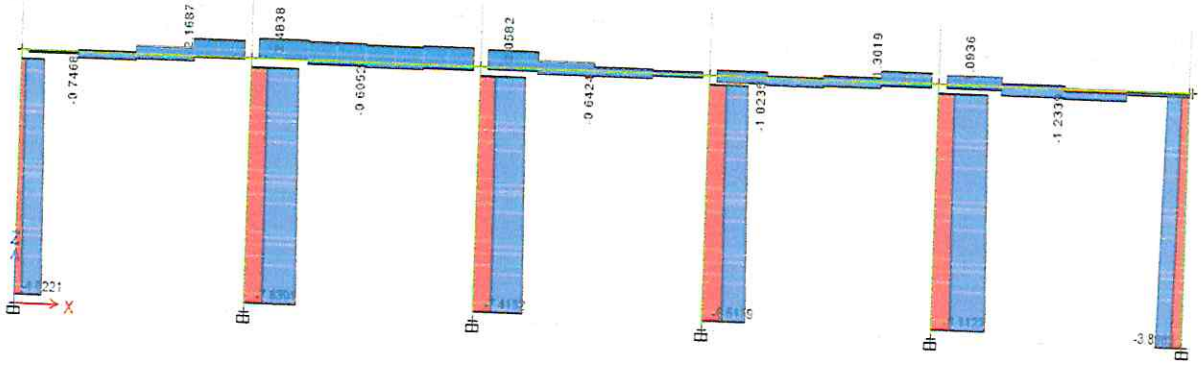


Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Winfredo J Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

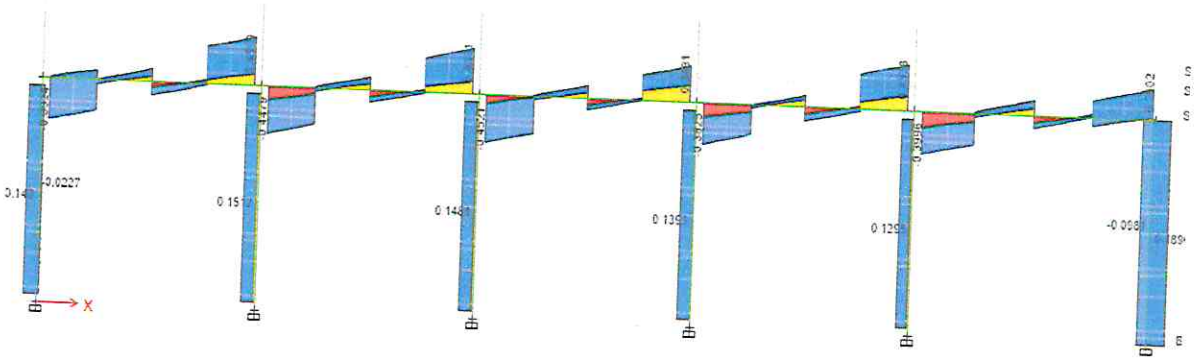
Luis Trofilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

Figura 47: Diagrama de Fuerza Axial Pórtico V' - V'



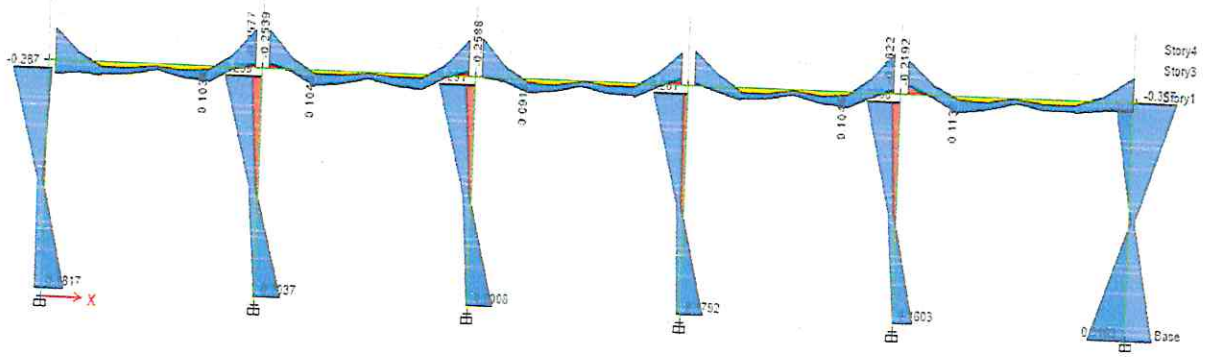
Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Figura 48: Diagrama de Fuerza Cortante 2-2 Pórtico V' - V'



Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Figura 49: Diagrama de Momento Flector 3-3 Pórtico V' - V'



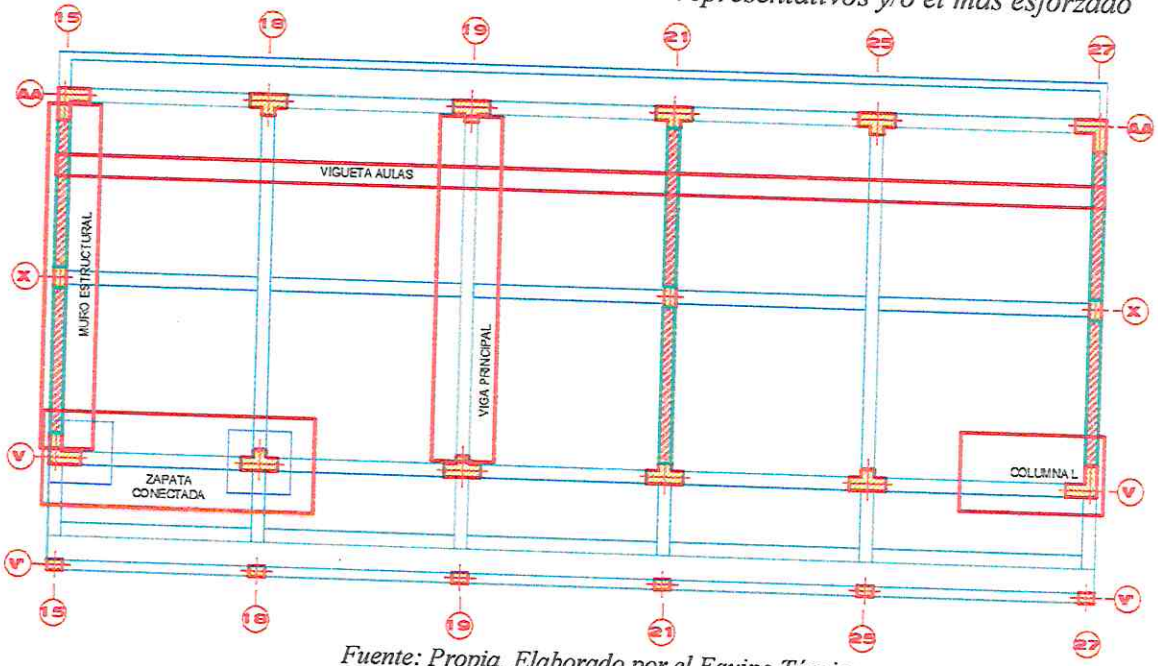
Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Wilfredo J Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Trofilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

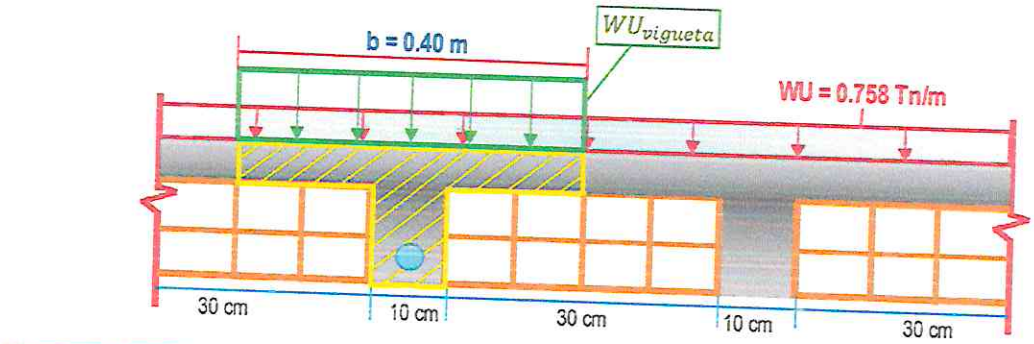
002403

Figura 50: Elementos estructurales diseñados - representativos y/o el más esforzado



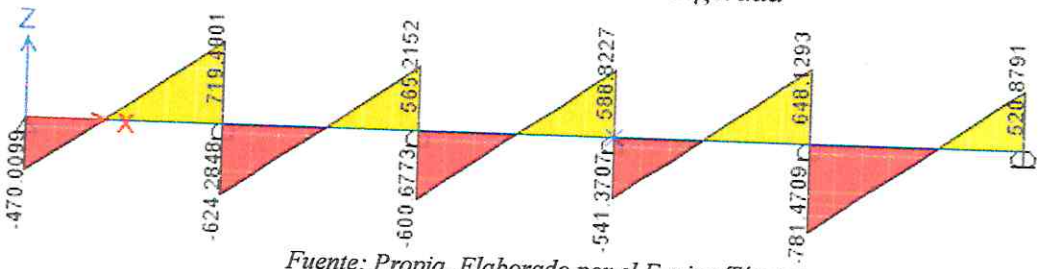
Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

7.2 Diseño de aligerados



$WU_{vigueta} = WU * b$ 758 Kg/m2 * 0.40 m = 303.2 Kg/m **WUvigueta = 0.303 Tn/m**

Figura 51: Diagrama de Fuerza Cortante 2-2 Losa Aligerada

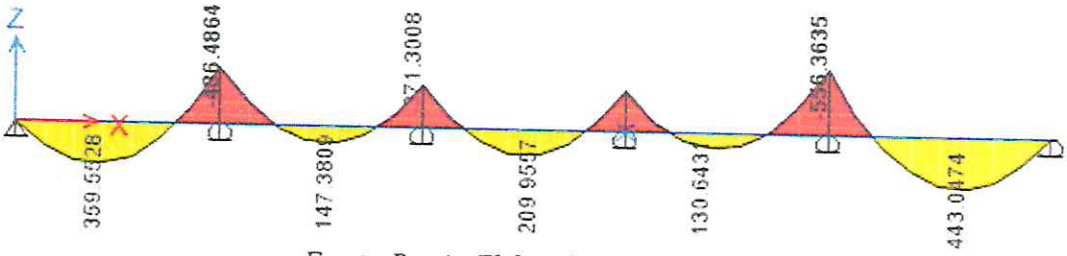


Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Wilfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

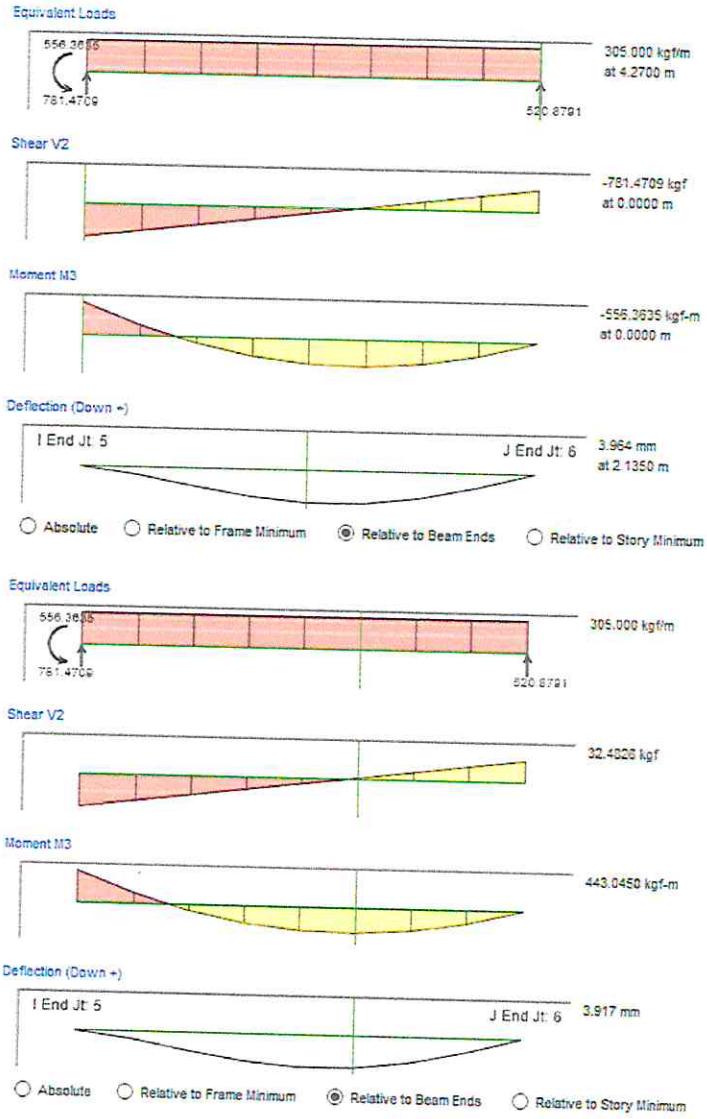
Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 151671

Figura 52: Diagrama de Momento Flector 3-3 Losa Aligerada



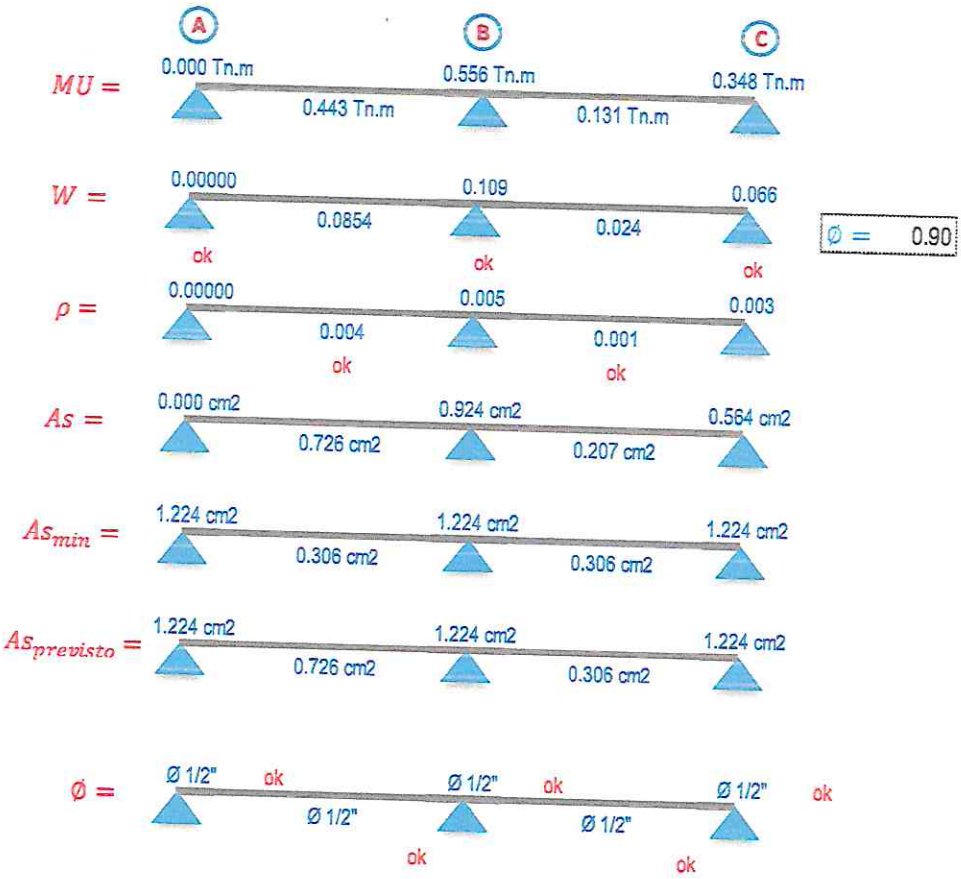
Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

a. Diseño por flexión

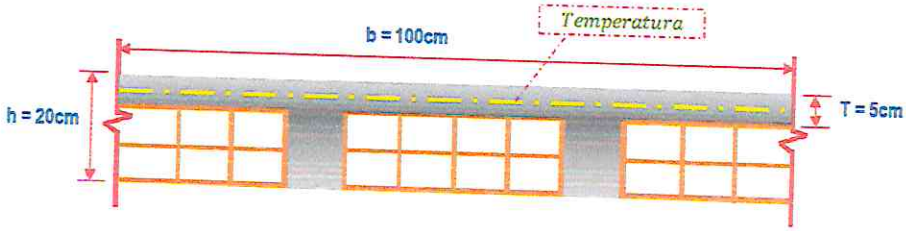


Wilfredo J Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teofilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191671



b. Refuerzo por temperatura



$As_{min} = 0.0018 * b * T$ 0.0018 * 100 * 5 = 0.90cm2

*Considerando siempre Ø 1/4"

$\#Barras = \frac{As_{min}}{As_b}$ $\frac{0.90cm2}{0.32cm2}$ = 3 Ø1/4

$S_{max} = S * T$ 5 * 5 = 25 cm

$S_{\varnothing} = \frac{b}{\#Barras}$ $\frac{100\ cm}{3}$ = 33 cm

→ usaremos: Ø 1/4" @ 25cm

Willredo J Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP- 141392

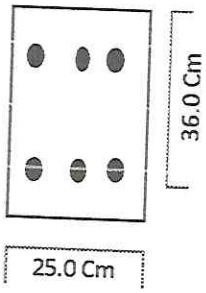
Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002400

7.3 Diseño de Vigas

a. Diseño por flexión

ANALISIS Y DISEÑO EN FLEXIÓN DE VIGAS



F_y = 4,200 Kg/cm²
F_c = 210 Kg/cm²
b = 25 cm
h = 40 cm
r = 4 cm
fr = 29 Kg/cm2
Ig = 133,333 cm^4
Yt = 20 cm
Mcr = 193,218 kg-cm
Mcr 2 Ton-m

ϕ flexión = 0.9
1.2*Mcr = 231862 kg-cm

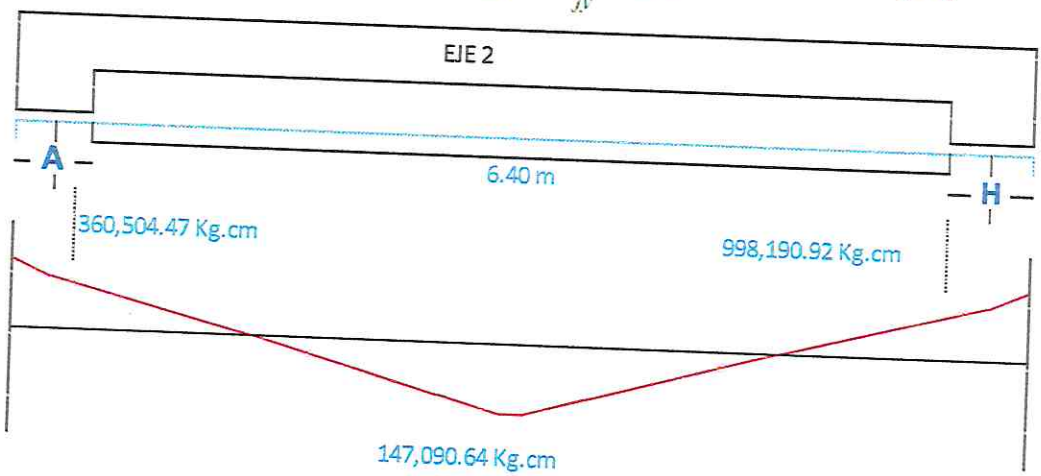
10.5 REFUERZO MÍNIMO EN ELEMENTOS SOMETIDOS A FLEXIÓN

10.5.1 En cualquier sección de un elemento estructural - excepto en zapatas y losas macizas - sometido a flexión, donde por el análisis se requiera refuerzo de acero en tracción, el área de acero que se proporcione será la necesaria para que la resistencia de diseño de la sección sea por lo menos 1,2 veces el momento de agrietamiento de la sección bruta Mcr ($\phi Mn \geq 1{,}2\, Mcr$), donde:

$$Mcr = \frac{fr\, Ig}{Yt} \qquad fr = 0.62\sqrt{f'c}$$

10.5.2 El área mínima de refuerzo por tracción de las secciones rectangulares y de las secciones T con el ala en compresión, no será menor de:

$$As\min = \frac{0.22\sqrt{f'c}}{fy}\, bw\, d \qquad (10\text{-}3)$$



As= $\rho * b * d$

$$\rho = W * \frac{f'C}{fy} \qquad W = \frac{\emptyset - \sqrt{\emptyset^2 - 4 * 0.59 * \emptyset * K_u}}{2 * 0.59 * \emptyset}$$

Asmin= $\rho min * b * d$

$$\rho_{min} = 0.7 * \frac{\sqrt{f'C}}{fy} \qquad K_u = \frac{M_U}{f'c * b * d^2}$$

Wilfredo J Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 181471

002399

ANALISIS DE ACERO EN VIGA

M_U	360,504.47	257,624.48	998,190.92
b	25.00	25.00	25.00
d	36.00	36.00	36.00
ϕ	0.90	0.90	0.90
K_U	0.05298	0.03786	0.14671
W	0.06107	0.04317	0.18270
ρ	0.00305	0.00216	0.00914
ρ_{min}	0.00242	0.00242	0.00242
A_s	2.75	1.94	8.22
$A_{s\,min}$	2.17	2.17	2.17
$A_{s\,sel.}$	2.75	2.17	8.22

Alternativa 1: $A_{s\ 5/8} = 1.98\ cm^2$

Ø 5/8"	1.39 2 Barillas	1.10 2 Barillas	4.15 4 Barillas

: $A_{s\ 1/2} = 1.27\ cm^2$

Ø 1/2"	-0.96 1 Barillas	-1.41 1 Barillas	0.24 1 Barillas

Acero asumido en los planos

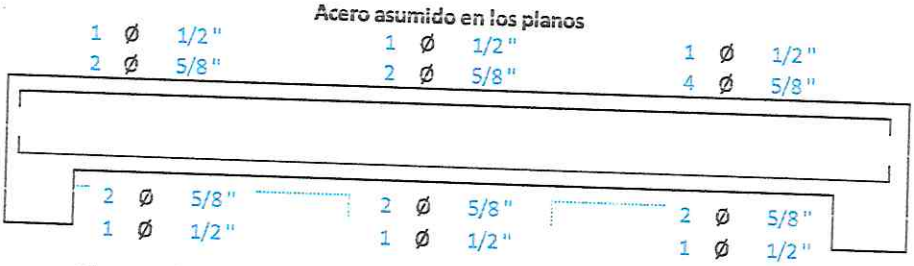
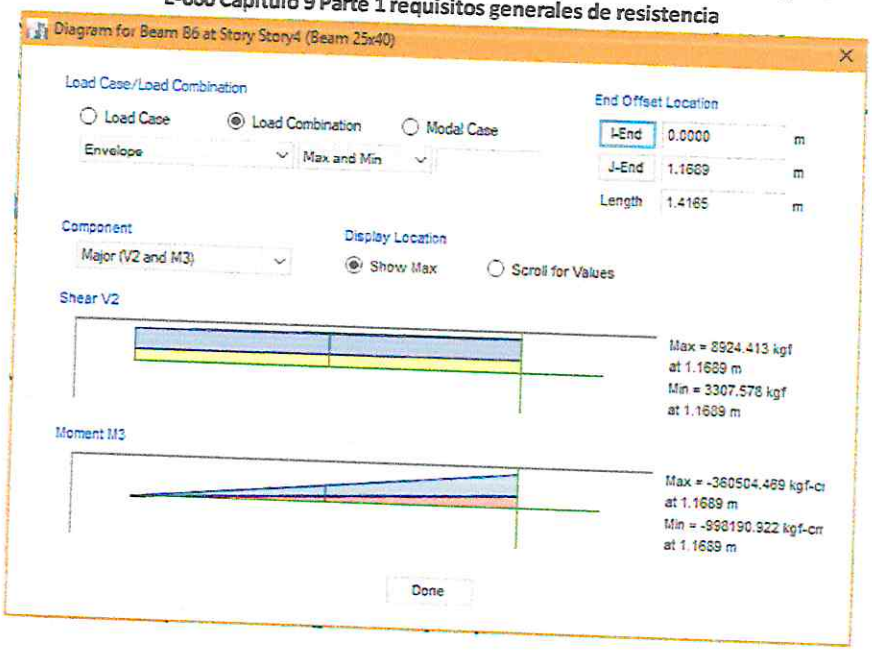


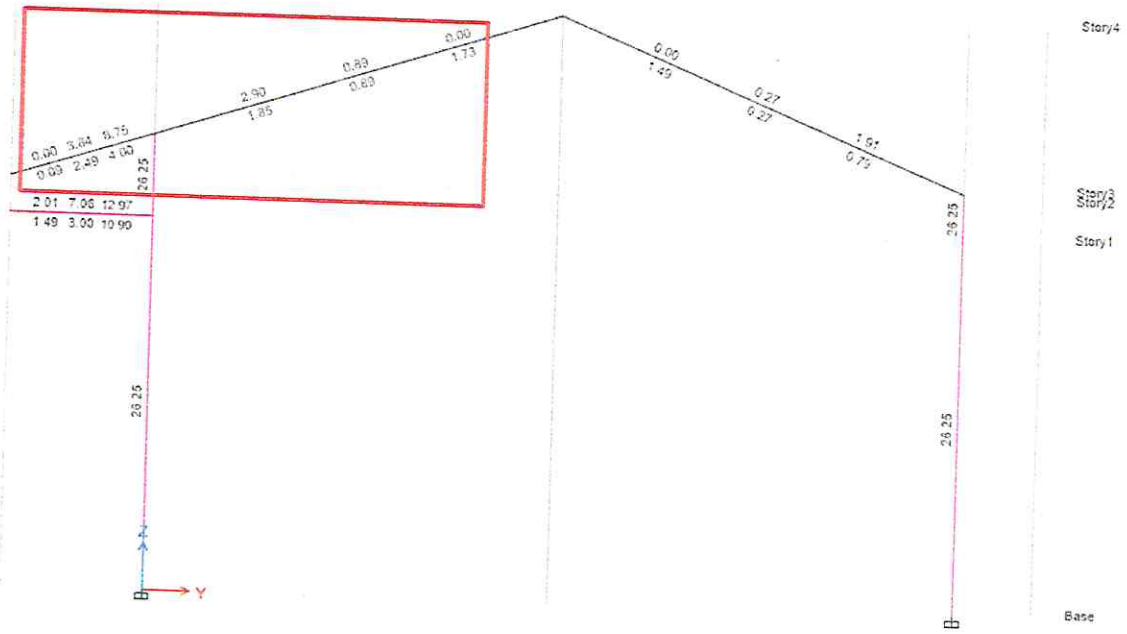
Diagrama de Esfuerzos (Momentos),Fue Obtenido Con la Combinacion de Carga de E-060 Capítulo 9 Parte 1 requisitos generales de resistencia



Wilfredo J Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP- 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002398



comparacion de resulatados:

Comparacion de Resulatados Obtenidos del Programa Etabs y del Diseño en esta Hoja:

	Acero (-) cm2	Acero (+) cm2	Acero (-) cm2
Hoja	2.75	2.17	8.22
Etabs	3.84	2.49	8.75
Plano	5.23	5.23	9.18

Se concluye que los resultados son similares por lo que por eficiencia se tomara en cuenta los resultados obtenidos en el programa Etabs, manteniendonos dentro del marco normativo.

Para el Dibujo de Planos se Considero lo siguiente y la tabla de la hoja "Grafica y datos"; ademas se trato de uniformizar para una mejor, facil y rapido proceso constructivo

7.11 REFUERZO TRANSVERSAL PARA ELEMENTOS A FLEXIÓN

7.11.1 El refuerzo en compresión en vigas debe confinarse con estribos que cumplan las limitaciones de tamaño y espaciamiento de 7.10.5 o bien con un refuerzo electrosoldado de alambre de un área equivalente. Los estribos deben colocarse a lo largo de toda la distancia donde se requiera refuerzo en compresión.

7.11.2 El refuerzo transversal para elementos de pórticos sometidos a esfuerzos de torsión o a esfuerzos reversibles de flexión en los apoyos debe consistir en estribos cerrados o espirales colocados alrededor del refuerzo de flexión.

7.11.3 Los estribos cerrados se deben formar de una sola pieza con sus ganchos extremos colocados superpuestos abrazando la misma barra longitudinal, o se deben formar de una o dos piezas unidas mediante un empalme por traslape Clase B (longitud de traslape de 1.3 ℓd) o anclándolas de acuerdo con 12.13.

Winfredo Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teofilo Cárdenas Gaylord
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002397

7.10.5.3 Los estribos deben disponerse de tal forma que cada barra longitudinal de esquina y cada barra alterna tenga apoyp lateral proporcionado por la esquina de un estribo con un ángulo interior no mayor de 135º y ninguna barra longitudinal esté separada a más de 150 mm libres de una barra apoyada lateralmente. Cuando las barras longitudinales estén localizadas alrededor del perímetro de un círculo, se permite el uso de un estribo circular completo.

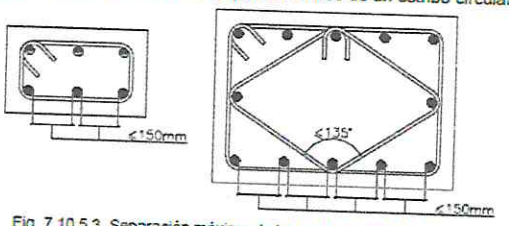
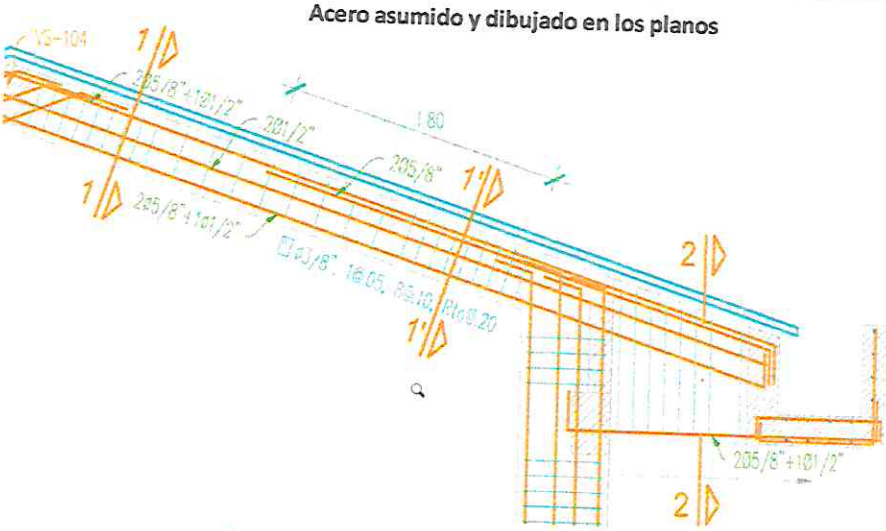
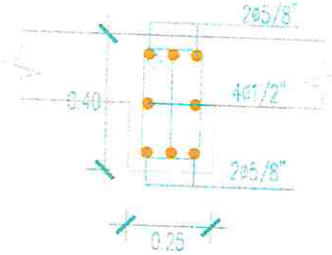


Fig. 7.10.5.3 Separación máxima de barras sin apoyo lateral.

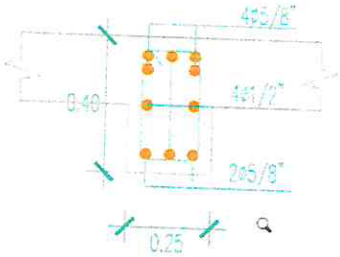
Acero asumido y dibujado en los planos





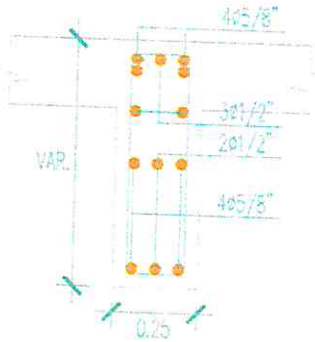
CORTE 1 - 1

ø 3/8": 1@ 0.05, 8@0.10, R@0.20



CORTE 1' - 1'

ø 3/8": 1@ 0.05, 8@0.10, R@0.20



CORTE 2 - 2

ø 3/8": 1@ 0.05, 6@0.10, R@0.20

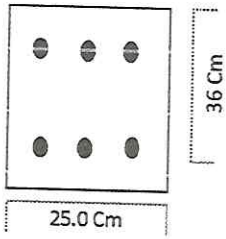
Winfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

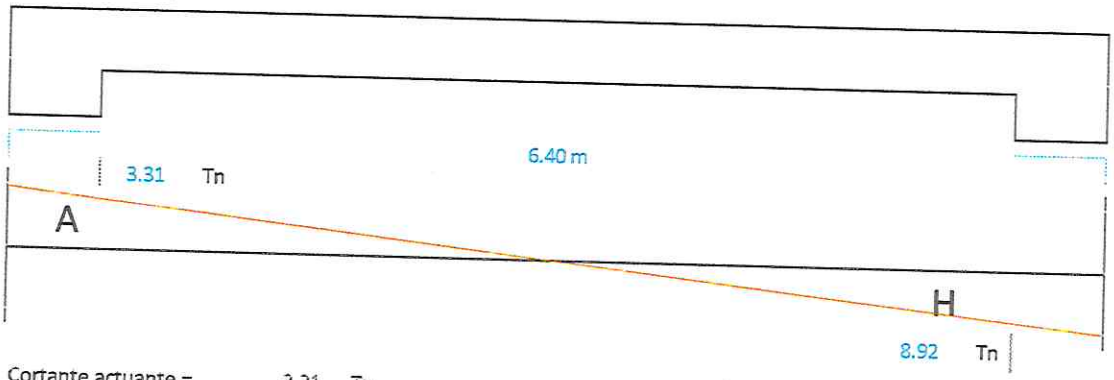
002396

b. Diseño por cortante

ANALISIS DE CORTE EN VIGAS



F_y = 4,200 Kg/cm²
F_c = 210 Kg/cm²
b = 25 cm
h = 40 cm
r = 4 cm



Cortante actuante = 3.31 Tn.
Cortante nominal = 3.89 Tn.
V_n = 3,894.12 Kg

$$V_n = \frac{V_a}{0.85} = \frac{3.31}{0.85} = 3.89$$

Cortante actuante = 8.92 Tn.
Cortante nominal = 10.49 Tn.
V_n = 10,494.12 Kg

$$V_n = \frac{V_a}{0.85} = \frac{8.92}{0.85} = 10.49$$

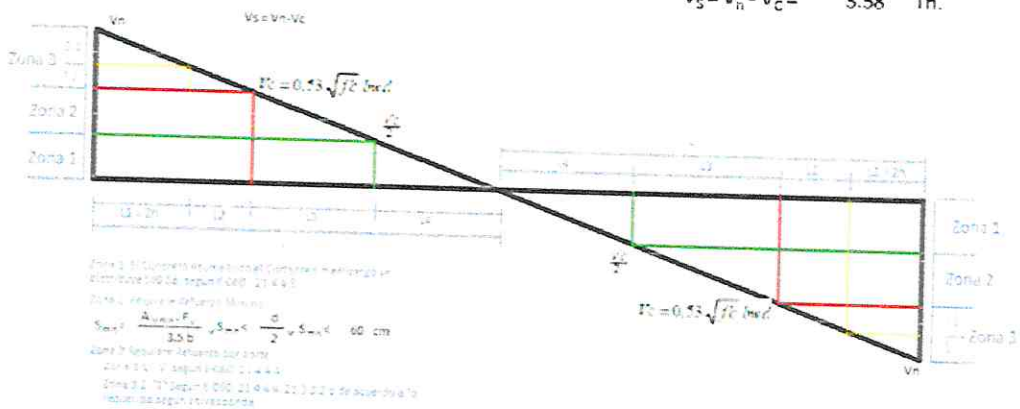
Resistencia del concreto al corte

V_c = 6,912.39 Kg. = 6.91 Tn.

$$V_c = 0.53\,(f'c)^{1/2}.b.d = 0.53\ (210)^{1/2}\ (25)\ (36) = 6{,}912.39$$

Cortante asumido por el estribo (V_s)
$V_s = V_n - V_c$ = -3.02 Tn.

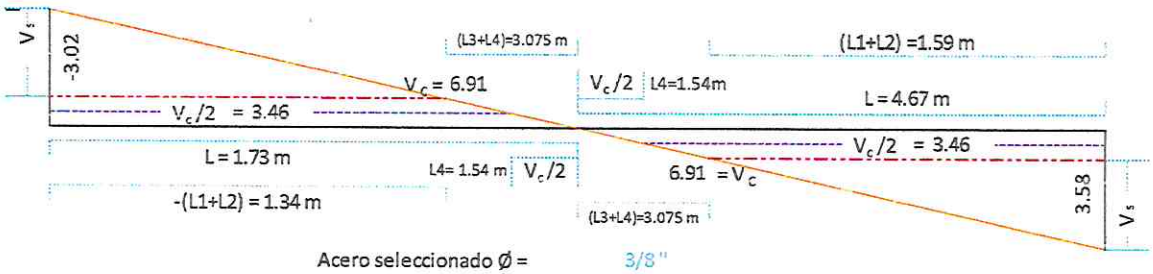
Cortante asumido por el estribo (V_s)
$V_s = V_n - V_c$ = 3.58 Tn.



Wilfredo J Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

082395



Acero seleccionado Ø = 3/8"
Area de acero del estribo (A_V) = 0.71 cm^2
Area de acero minimo ($A_{V\,min}$) = 1.43 cm^2

1) Zona 1 si $V_n \leq V_c/2$

En la zona 1 no se requiere estribos. Pero por E-060 -21.4.4.5

@: 18

N°: 17.1

2) Zona 2

Si $V_c \geq V_n \geq V_c/2$

$$S_{min} = \frac{A_{V\,min} \cdot F_y}{3.5\,b} \quad \wedge \quad S_{min} < \frac{d}{2} \quad \wedge \quad S_{min} < 60 \text{ cm}$$

68.41 cm ^ 18.0 cm ^ 60.0 cm

2*L3= 1.725 @: 18.0

N°: 10 no existe zona 2

3) Zona 3

3.1) Zona 3.1 L1 = 2h= 0.80 m

si $1.06\,(f'c)^{1/2}\,b.d \geq V_S > 0$

$$S = \frac{A_V \cdot F_V \cdot d}{V_S} \quad \wedge \quad S = \frac{d}{4} \quad \wedge \quad S = 30\text{ cm}$$

13.82 Tn. ≥ -3.02 Tn. > 0.00 Tn.
no existe zona 3.1

S_1 =	5.0	≈	5.0	cm ;	ΣS =	0.05	m ;	V_{S1} =	-3.13	S_1 =	5.0	≈	5.0	cm ;	ΣS =	0.05	m ; V_{S1} = 3.47
S_2 =	15.0 cm	≈	10.0	cm ;	ΣS =	0.15	m ;	V_{S2} =	-3.36	S_2 =	15.0 cm	≈	10.0	cm ;	ΣS =	0.15	m ; V_{S2} = 3.24
S_3 =	15.0 cm	≈	10.0	cm ;	ΣS =	0.25	m ;	V_{S3} =	-3.58	S_3 =	15.0 cm	≈	10.0	cm ;	ΣS =	0.25	m ; V_{S3} = 3.02
S_4 =	15.0 cm	≈	10.0	cm ;	ΣS =	0.35	m ;	V_{S4} =	-3.81	S_4 =	15.0 cm	≈	10.0	cm ;	ΣS =	0.35	m ; V_{S4} = 2.79
S_5 =	15.0 cm	≈	10.0	cm ;	ΣS =	0.45	m ;	V_{S5} =	-4.03	S_5 =	15.0 cm	≈	10.0	cm ;	ΣS =	0.45	m ; V_{S5} = 2.57
S_6 =	15.0 cm	≈	10.0	cm ;	ΣS =	0.55	m ;	V_{S6} =	-4.25	S_6 =	15.0 cm	≈	10.0	cm ;	ΣS =	0.55	m ; V_{S6} = 2.35
S_7 =	15.0 cm	≈	10.0	cm ;	ΣS =	0.65	m ;	V_{S7} =	-4.48	S_7 =	15.0 cm	≈	10.0	cm ;	ΣS =	0.65	m ; V_{S7} = 2.12
S_8 =	15.0 cm	≈	10.0	cm ;	ΣS =	0.75	m ;	V_{S8} =	-4.70	S_8 =	15.0 cm	≈	10.0	cm ;	ΣS =	0.75	m ; V_{S8} = 1.90
S_9 =	15.0 cm	≈	10.0	cm ;	ΣS =	Z-3.2	m ;	V_{S9} =	Z-3.2	S_9 =	15.0 cm	≈	10.0	cm ;	ΣS =	0.85	m ; V_{S9} = Z-3.2
S_{10} =	Z-3.2	≈	10.0	cm ;	ΣS =	#####	m ;	V_{S10} =	#####	S_{10} =	Z-3.2	≈	10.0	cm ;	ΣS =	0.95	m ; V_{S10} = Z-3.2
S_{11} =	#########	≈	10.0	cm ;	ΣS =	#####	m ;	V_{S11} =	#####	S_{11} =	Z-3.2	≈	10.0	cm ;	ΣS =	1.05	m ; V_{S11} = Z-3.2
S_{12} =	#########	≈	10.0	cm ;	ΣS =	#####	m ;	V_{S12} =	#####	S_{12} =	Z-3.2	≈	10.0	cm ;	ΣS =	1.15	m ; V_{S12} = Z-3.2
S_{13} =	#########	≈	10.0	cm ;	ΣS =	#####	m ;	V_{S13} =	#####	S_{13} =	Z-3.2	≈	10.0	cm ;	ΣS =	1.25	m ; V_{S13} = Z-3.2

13.82 Tn. ≥ 3.58 Tn. > 0.00 Tn.
existe zona 3.1

Wilfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP- 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002394

3.2) Zona 3.2

Asume: NO-LA ZONA 3.1 ASUME TODA LA ZONA 3

3.2) Zona 3.2.1

$$\text{Si } 2.12\,(f'c)^{1/2}\,b.d \geq V_s > 1.06\,(f'c)^{1/2}\,b.d$$

$$S = \frac{A_V \cdot F_V \cdot d}{V_s} \quad \wedge \quad S = \frac{d}{4} \quad \wedge \quad S = 30\text{ cm}$$

27.6495 Tn. ≥ -3.02 Tn. > 13.82 Tn.
no existe zona 3.2

27.6495 Tn. ≥ 3.58 Tn. > 13.82 Tn.
no existe zona 3.2

4) Limitante

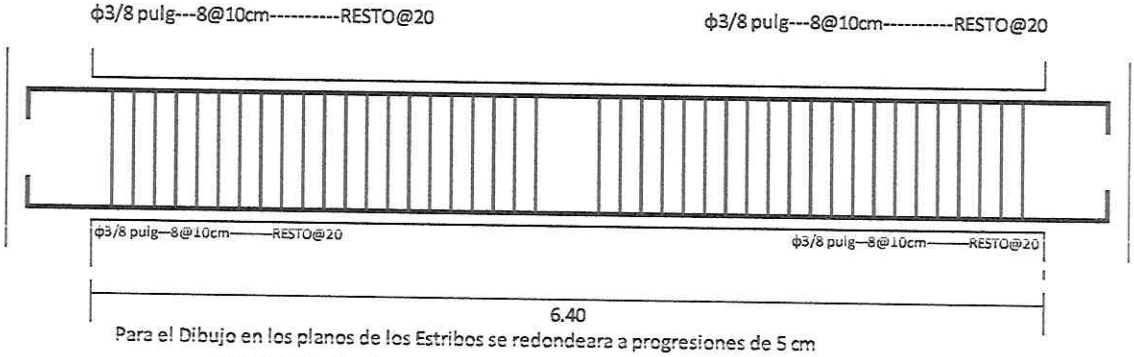
$$\text{Si } V_s > 2.12\,(f'c)^{1/2}\,b.d \text{ ; redimensionar}$$

-3.02 Tn. > 27.6495 Tn. correcto

3.58 Tn. > 27.6495 Tn. correcto

(num. 11.5.7.9) En ningún caso se debe considerar Vs mayor que $2.1\sqrt{f'c}\ bwd$

Distribucion de Estribos:



Para el Dibujo en los planos de los Estribos se redondeara a progresiones de 5 cm

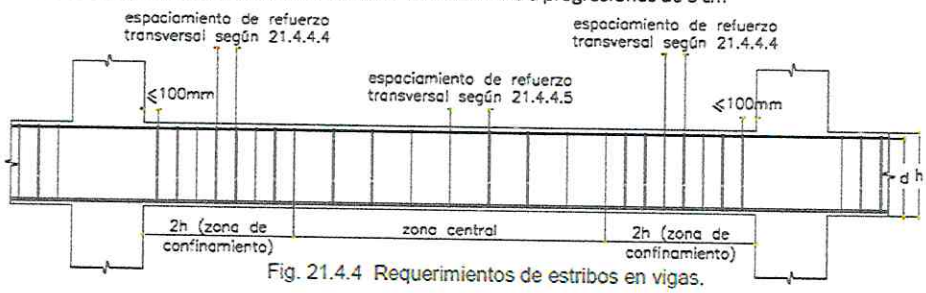


Fig. 21.4.4 Requerimientos de estribos en vigas.

Para la distribución de estribos se consideró las siguientes recomendaciones, según el artículo 21 (Norma E.060).

Wilfredo J Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

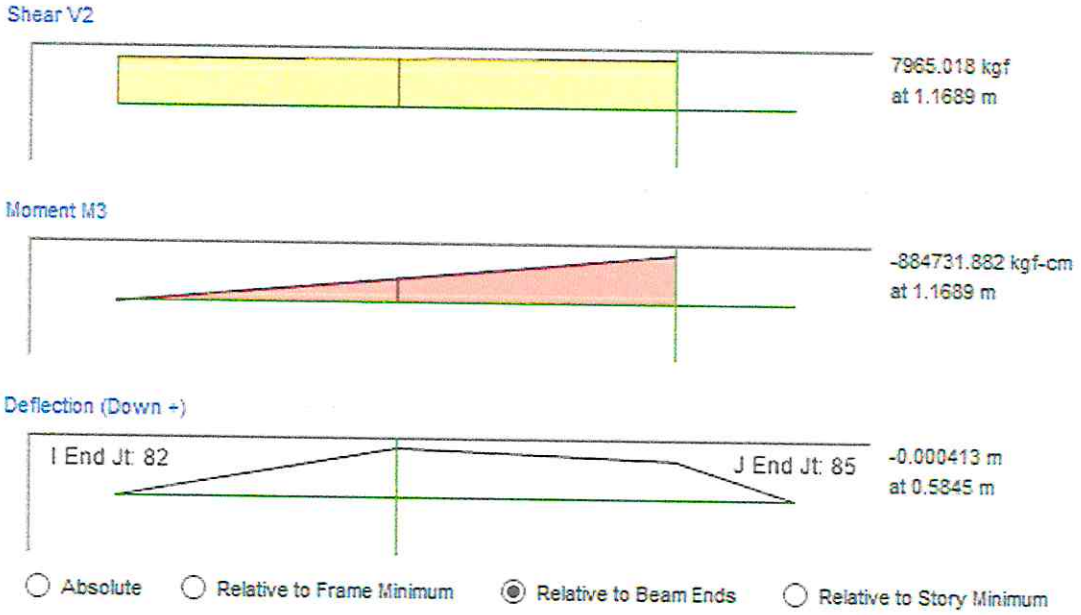
002393

21.4.4.4 En ambos extremos del elemento deben disponerse estribos cerrados de confinamiento en longitudes iguales a dos veces el peralte del elemento medido desde la cara del elemento de apoyo hacia el centro de la luz. El primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de 100 mm de la cara del elemento de apoyo. Los estribos serán como mínimo de 8 mm de diámetro para barras longitudinales de hasta 5/8" de diámetro, de 3/8" para barras longitudinales de hasta 1" de diámetro y de 1/2" para barras longitudinales de mayor diámetro. El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder del menor de (a), (b), (c) y (d):

(a) $d/4$, pero no es necesario que el espaciamiento sea menor de 150 mm;
(b) Diez veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro;
(c) 24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento;
(d) 300 mm.

21.4.4.5 Los estribos deben estar espaciados a no más de $0{,}5d$ a lo largo de la longitud del elemento. En todo el elemento la separación de los estribos, no deberá ser mayor que la requerida por fuerza cortante.

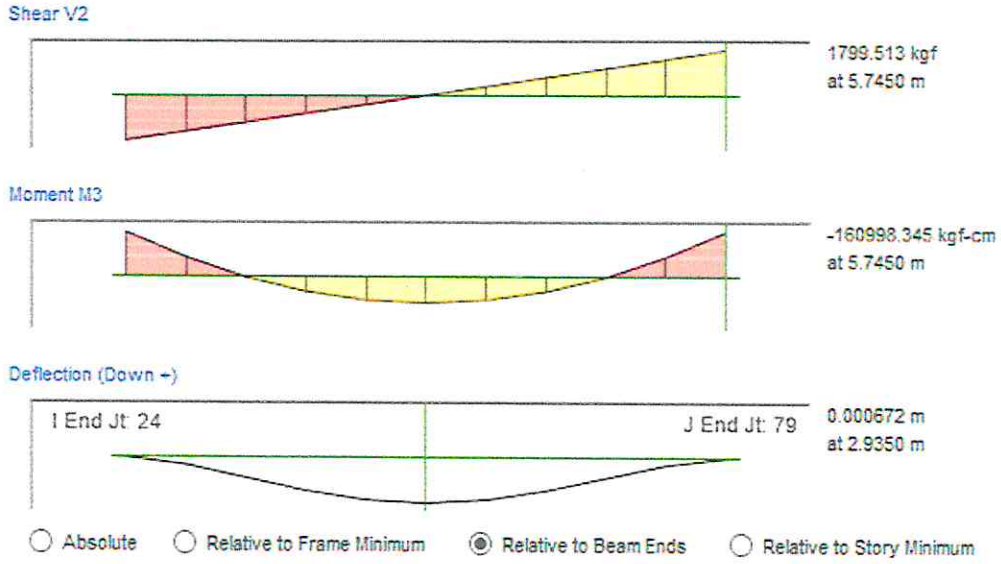
c. Cálculo de deflexiones



Wilfredo J Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002392



7.4 Diseño de Columnas

a. Diseño por flexo-compresión

Winfredo J Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teofilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

DIAGRAMA DE INTERACCION PARA COLUMNAS

Columna: C-2 L Nivel: 1° Y TECHO

Norma: ACI 318-02

Datos:

b=	60	cm
h=	60	cm
f'c=	210	Kg/cm2
fy=	4200	Kg/cm2
Es=	2.E+06	Kg/cm2
Pu=	14.6	Tn
Mu=	4.94	Tn-m

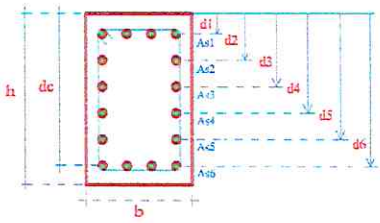
Factor de Reduccion
según RNE E-060 CAP9.3:

si $Pu > 0.1f'_cA_g$

$\phi = 0.70$ (para columnas Estribadas)

si $Pu \le 0.1f'_cA_g$

$\phi = 0.90 - \frac{2P_U}{f'_cA_g} \ge 0.70$ (para columnas Estribadas)



Datos de Refuerzo en la Columna:

Datos	d	A1		A2		A3		A1+A2
Acero	cm	#	f	#	f	#	f	cm²
As1	5.00	2	3/4	2	5/8			9.66
As2	20.00	2	3/4	2	5/8			9.66
As3	37.50	2	5/8					3.96
As4	55.00	2	5/8					3.96
As5								0.00
As6								0.00

Ast= 27.236 cm2 r= 0.008

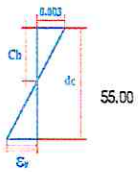
a) Condicion de Carga Concentrica

$$P_{no} = 0.85f'_c(A_g - A_{st}) + A_{st}f_Y$$

$$A_g = bh$$

Ag= 3600 cm2
Pno= 752.13 Tn

b) Condicion Balanceada



ϵ_y= 0.0021

Cb= 32.35

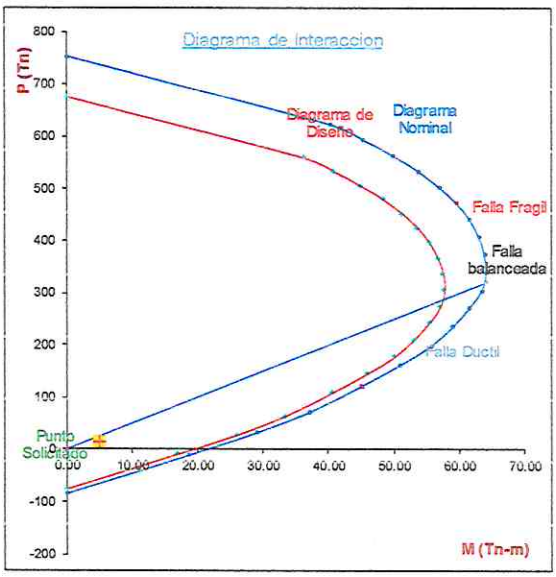
$$f_{si} = 0.003 \times E_s \times \frac{(c - d_i)}{c}$$

#	fs	Ps (Tn)	Brazo (m)	M(Tn-m)
fs1	4200	40.57	0.25	10.14207
fs2	2290.909	22.13	0.10	2.212815
fs3	-954.545	-3.78	-0.08	0.283404
fs4	-4200	-16.626339	-0.25	4.156585
fs5	4200	0	0.30	0
fs6	4200	0	0.30	0
Cc		277.20	0.170588	47.28706
	Pn=	319.49	Mn=	64.08193

c) Calculo de puntos haciendo Variar "C":

Factor de reduccion:
f= 0.90 Columnas Con Estribos

C	Pn	Mn
cm	Tn	Tn-m
3.10	-82.78	0.11
6.20	-9.48	18.77
9.30	32.66	28.99
12.40	72.06	37.10
15.50	121.99	45.14
18.60	162.32	51.06
21.70	197.78	55.64
24.80	235.48	59.00
27.90	271.23	61.59
31.00	305.13	63.48
34.10	339.77	64.15
37.20	374.54	63.87
40.30	408.04	63.03
43.40	440.55	61.61
46.50	472.26	59.60
49.60	503.34	56.99
52.70	533.88	53.76
55.80	563.98	49.91
58.90	593.70	45.43
62.00	623.11	40.32



MUR = ΦMn Φ = 0.9 Según indica la norma E-060
MUR = 57.6737 Tn-m

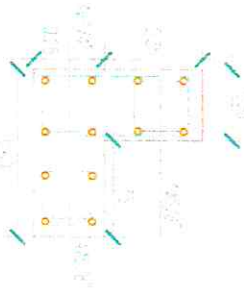
MUR > Mu El acero colocado en la columna mostrada tiene la capacidad de soportar la solicitud.
MUR < Mu El acero colocado en la columna mostrada no tiene la capacidad de soportar la solicitud.

MUR = 57.6737 Tn-m
Mu= 4.94 Tn-m

MUR > Mu ok
El refuerzo colocado en la columna mostrada tiene la capacidad de soportar la solicitud

Cuantía:
RNE E-060 para elementos en flexocompresión (columnas). La cuantía de refuerzo longitudinal no será menor que 1% ni mayor que 6%. Cuando la cuantía exceda de 4% los planos deberán incluir detalles constructivos de la armadura en la unión viga - columna.

C - 2 L



A = 2375 cm2
Φ = 27.24 cm2
ρ = 1.15 % ok

Wilfredo J Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002390

b. Diseño por cortante

Para la distribución de estribos en columnas se consideró las siguientes recomendaciones, según el artículo 21 (Norma E.060).

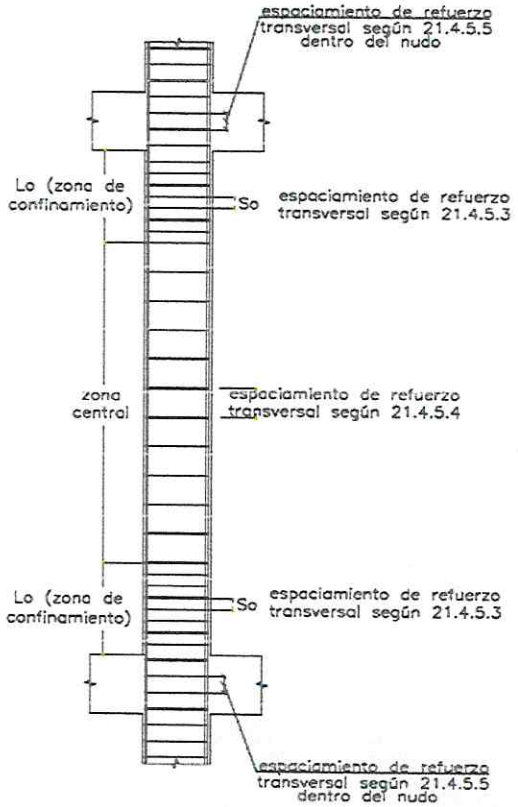


Fig. 21.4.5 Requerimientos de estribos en columnas

21.4.5.2 Las columnas que se refuercen con espirales deben cumplir con 7.10.4 y 10.9.3 y cuando se usen estribos deberán cumplir con 21.4.5.3 a 21.4.5.5.

21.4.5.3 En ambos extremos del elemento debe proporcionarse estribos cerrados de confinamiento con un espaciamiento *So* por una longitud *Lo* medida desde la cara del nudo. Los estribos serán como mínimo de 8 mm de diámetro para barras longitudinales de hasta 5/8" de diámetro, de 3/8" para barras longitudinales de hasta 1" de diámetro y de 1/2" para barras longitudinales de mayor diámetro.

El espaciamiento *So* no debe exceder al menor entre (a), (b) y (c):

(a) Ocho veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro;
(b) La mitad de la menor dimensión de la sección transversal del elemento;
(c) 100 mm.

La longitud *Lo* no debe ser menor que el mayor entre (d), (e) y (f):

(d) Una sexta parte de la luz libre del elemento;
(e) La mayor dimensión de la sección transversal del elemento;
(f) 500 mm.

Winfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

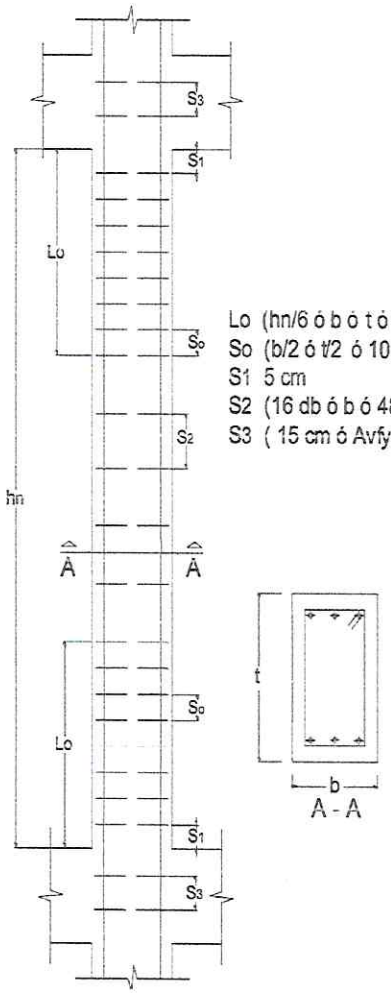
21.4.5.4 Fuera de la longitud *Lo*, el espaciamiento del refuerzo transversal debe cumplir con 7.10 y 11.5.5.1. En todo el elemento la separación de los estribos, no será mayor que la requerida por fuerza cortante ni de 300 mm.

002389

21.4.5.5 El refuerzo transversal del nudo debe estar de acuerdo con 11.11.2. El espaciamiento no debe exceder de 150 mm.

ESPACIAMIENTOS MÁXIMOS EN EL DISEÑO POR CORTANTE CON SISMO EN COLUMNAS

PISO	TIPO
1°	C-2 L



Lo (hn/6 ó b ó t ó 45 cm)
So (b/2 ó t/2 ó 10 cm)
S1 5 cm
S2 (16 db ó b ó 48dbestribo ó 30 cm)
S3 (15 cm ó Avfy/7b ó Avfy/7t)

DATOS:

hn =	3.55 m
b =	25 cm
t =	60 cm
db longitudinal =	1.59 cm
db de estribo=	0.95 cm

CALCULOS:

Lo =	59.17	25.00	45.00	60.00
USAR: Lo =	60.00 cm			
So =	12.72	30.00	10.00	
USAR: So =	10.00 cm			
S2 =	25.44	45.60	25.00	30.00
USAR: S2 =	25.00 cm			
S3 =	15.00	34.08	14.20	
USAR: S3 =	14.20 cm			

POR LO TANTO USAR ESTRIBOS A:

Ø 3/8";	1	@	0.05 m
	6	@	0.10 m
	r	@	0.25 m

ENCUENTRO VIGA-COLUMNA
Ø 3/8"; 0.15 m

Wilfredo J Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP: 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002388

7.5 Diseño de albañilería

PROPIEDADES DE LA SECCION

L (cm)	h (cm)	t (cm)	A (cm2)	S (cm3)	I (cm3)
680.00	290.00	23.00	15640	1772533	602661333

# Paños	Nc	Lm (cm)
2.00	3.00	320.00

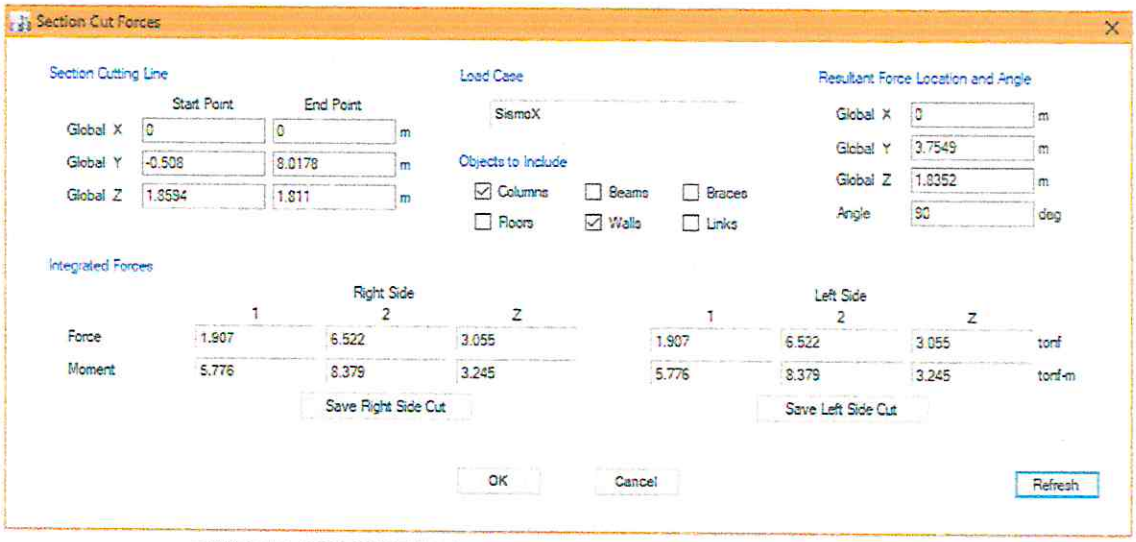
Tipo de ladrillo de arcilla a usar: King Kong Industrial

fb (Kg/cm2)	fm (Kg/cm2)	υ'm(Kg/cm2)	f'c (Kg/cm2)	fy (Kg/cm2)
145.00	65.00	8.10	210.00	4200.00

Em(Kg/cm2)	Gm(Kg/cm2)	Ec (Kg/cm2)	Es (Kg/cm2)
32500.00	13000.00	217370.65	2000000.00

MOMENTOS FLECTORES Y FUERZAS CORTANTES

La cargas actuantes se distribuyeron de manera adecuada, para la determinación de cargas actuantes. Se ingresan las cargas al programa ETABS para obtener la envolvente de las fuerzas ultimas de diseño que se muestran a continuación.



FUERZAS CORTANTE (Kg) y MOMENTOS (Kg-m) DEBIDO AL SISMO

Wilfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

Section Cut Forces

Section Cutting Line

	Start Point	End Point	
Global X	0	0	m
Global Y	-0.4572	8.1194	m
Global Z	1.436	1.5247	m

Load Case: CM

Objects to Include: ☐ Columns ☐ Beams ☐ Braces ☐ Floors ☑ Walls ☐ Links

Resultant Force Location and Angle

Global X	0	m
Global Y	3.8311	m
Global Z	1.4804	m
Angle	90	deg

Integrated Forces

	Right Side 1	Right Side 2	Right Side Z	Left Side 1	Left Side 2	Left Side Z	
Force	0.922	-0.016	2.832	-0.922	0.016	-2.832	tonf
Moment	0.002	2.004	0.008	-0.002	-2.004	-0.008	tonf-m

Save Right Side Cut | Save Left Side Cut

OK | Cancel | Refresh

PESO DEBIDO A CARGAS MUERTAS (Kg)

Section Cut Forces

Section Cutting Line

	Start Point	End Point	
Global X	0	0	m
Global Y	-0.6096	8.2524	m
Global Z	1.702	1.6577	m

Load Case: Live

Objects to Include: ☐ Columns ☐ Beams ☐ Braces ☐ Floors ☑ Walls ☐ Links

Resultant Force Location and Angle

Global X	0	m
Global Y	3.8214	m
Global Z	1.6798	m
Angle	90	deg

Integrated Forces

	Right Side 1	Right Side 2	Right Side Z	Left Side 1	Left Side 2	Left Side Z	
Force	0	0	0	0	0	0	tonf
Moment	0	0	0	0	0	0	tonf-m

Save Right Side Cut | Save Left Side Cut

OK | Cancel | Refresh

PESO DEBIDO A CARGAS VIVAS (Kg)

Winfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002386

Section Cut Forces

Section Cutting Line

	Start Point	End Point	
Global X	0	0	m
Global Y	-0.762	0.1194	m
Global Z	1.6577	1.569	m

Load Case: Liveup

Objects to Include: ☐ Columns ☐ Beams ☐ Braces ☐ Floors ☑ Walls ☐ Links

Resultant Force Location and Angle

Global X	0	m
Global Y	3.6787	m
Global Z	1.6133	m
Angle	90	deg

Integrated Forces

	Right Side 1	Right Side 2	Right Side Z	Left Side 1	Left Side 2	Left Side Z	
Force	0.522	-0.005	2.122	-0.522	0.005	-2.122	tonf
Moment	0.003	0.543	-0.001	-0.003	-0.543	0.001	tonf-m

Save Right Side Cut Save Left Side Cut

OK Cancel Refresh

PESO DEBIDO A CARGAS VIVAS DE TECHO (Kg)

Cargas Actuantes

PD (Kg)	PL (Kg)	PLr (Kg)	Pm (Kg)	Pg (Kg)	V (Kg)	M (Kg-m)	Pcol (Kg)	Pu (Kg)
2832.00	0.00	2122.00	4954.00	3362.50	8623.00	4675.00	4603.00	3026.25

DISEÑO POR COMPRESION AXIAL

$$\sigma_m = \frac{P_m}{Lt} \leq 0.20\, f'm \left[1 - \left(\frac{h}{35t}\right)^2\right] \leq 0.15 f'm$$

Pm/Lt (Kg/cm2)	σm (Kg/cm2)	0.15 f'm (Kg/cm2)	Revision
0.32	11.31	9.75	Ok

Diseño por compresion

Columna	Muro transversal	An (cm2)	An asumido (cm2)	Revision
Interior	no	390.18	544.00	Ok
Inicial	no	253.34	544.00	Ok
Final	no	253.34	544.00	Ok

Wilfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

DISEÑO POR CORTE

$$V_m = 0.50\, \upsilon'_m\, \alpha\, t\, L + 0.23\, P_g$$

υ'm (Kg/cm2)	α	Vm (Kg/cm2)	υm (Kg/cm2)	Revision
8.10	1.00	64115.38	4.10	Ok

Fuerzas internas en columnas de confinamiento

	Fuerza Cortante Vc	Tracción T	Compresion C
Interior	7542.99	25041.82	-9068.66
Exterior	11314.48	0.00	4609.88

Area de concreto requerido por corte

	Acf (cm2)	Ac min (cm2)	Aci (cm2)
Interior	211.29	345.00	345.00
Exterior	316.93	345.00	345.00

Area de concreto proporcionado

	b (cm)	l (cm)	Ac (cm2)
Interior	25.00	40.00	1000.00
Inicial	25.00	40.00	1000.00
Final	25.00	40.00	1000.00

Area de acero requerido

	Asf (cm2)	Ast (cm2)	As min (cm2)	As (cm2)
Interior	2.64	7.01	10.00	10.00
inicio	3.96	0.00	10.00	10.00
Fin	3.96	0.00	10.00	10.00

Area de Acero Proporcionado

Tramo Inicial As [cm2]	Tramo Intermedio As [cm2]	Tramo final As [cm2]
4 Ø 5/8"	4 Ø 5/8"	4 Ø 5/8"
2 Ø 1/2"	2 Ø 1/2"	2 Ø 1/2"
10.54	10.54	10.54
Ok	**Ok**	**Ok**

REVISION POR FLEXOCOMPRESIÓN

ϕ	As requerido (cm2)	σu (Kg/cm2)	C	Revision
0.84	0.21	0.40	0.04	**Ok**

Wilfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teofilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

7.6 Diseño de la cimentación

DISEÑO DE ZAPATAS CONECTADAS

Datos generales :

P_{D1} =	9195.13	kg	Carga Muerta en columna 1 (columna exterior)
P_{L1} =	1018.00	kg	Carga Viva en columna 1 (columna exterior)
Ps_1 =	552.00	kg	Carga de Sismo en columna 1 (columna exterior)
M_{D1} =	346.00	kg-m	Momento Muerto en columna 1 (columna exterior)
M_{L1} =	0.42	kg-m	Momento Vivo en columna 1 (columna exterior)
Ms_1 =	4851.00	kg-m	Momento de sismo en columna 1 (columna exterior)
P_{D2} =	13371.77	kg	Carga Muerta en columna 2 (columna interior)
P_{L2} =	1839.38	kg	Carga Viva en columna 2 (columna interior)
P_{S2} =	933.00	kg	Carga de Sismo en columna 2 (columna interior)
M_{D1} =	2935.00	kg-m	Momento Muerto en columna 2 (columna interior)
M_{L1} =	533.00	kg-m	Momento Vivo en columna 2 (columna interior)
Ms_1 =	554.00	kg-m	Momento de sismo en columna 2 (columna interior)
L =	3.90	m	Distancia entre ejes de columnas
q_{adm} =	2.628	kg/cm^2	Esfuerzo admisible del suelo de cimentación
D_f =	1.50	m	Profundidad de desplante
γ_m =	1670	kg/m^3	Peso específic del suelo
γ_c =	2400	kg/m^3	Peso específico del concreto
S/C_{piso} =	250	kg/m^2	Sobecarga de piso
f'c =	210	kg/cm^2	Resistencia a la compresión del concreto
fy =	4200	kg/cm^2	Esfuerzo de fluencia del acero
b_{col1} =	25	cm	Base de la columna 1
t_{col1} =	60	cm	Peralte total de la columna 1
b_{col2} =	25	cm	Base de la columna 2
t_{col2} =	70	cm	Peralte total de la columna 2
f'c =	210	kg/cm^2	Resistencia a la compresión del concreto en columnas
fy =	4200	kg/cm^2	Esfuerzo de fluencia del acero en columnas
ϕ_{bol} =	5/8"		Diametro del acero longitudinal de las columnas
Factor CM =	1.40		Factores de amplificación de cargas
Factor CV =	1.70		

Wilfredo Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

Dimensionamiento de la zapata:

*** Peralte requerido:**

ϕ_{col} =	1.59	cm	
ℓ_{d1} =	37	cm	Longitud de desarrollo en compresión
ℓ_{d2} =	27	cm	
ℓ_d =	37	cm	
h_{req} =	47	cm	
h_c =	50	cm	Peralte total de zapata asumido
h_t =	100	cm	Altura de suelo

*** Area de las zapatas**

q_n = $\sigma_t - \gamma_m * h_t - \gamma_c * h_c$ - S/C — Esfuerzo neto del terreno

q_n = 2.63 - 0.17 - 0.12 - 0.03

q_n = 2.32 kg/cm^2

*** Zapata Exterior**

P_1 =	10765	kg
A_{req} =	4648.16	cm^2
m =	13.944	cm
B_{req} =	53	cm
L_{req} =	88	cm
Basum =	120	cm
Lasum =	120	cm
ℓ_{Bv} =	48	m
ℓ_{Lv} =	30	m
Area Total =	14400	cm

*** Zapata Interior**

P_2 =	16144	kg
A_{req} =	6971	cm^2
m =	19	cm
B_{req} =	64	cm
L_{req} =	109	cm
Basum =	120	cm
Lasum =	120	cm
ℓ_{Bv} =	48	m
ℓ_{Lv} =	25	m
Area Total =	14400	cm

WILFRIDO J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002382

Verificación de Presiones σmax< σt:

$$PS = P_D + P_L + 0.8P_S \qquad MS = M_D + M_L + 0.8M_S$$

$$\sigma max = \frac{PS}{A} + \frac{MS \times C}{I} \qquad \sigma min = \frac{PS}{A} - \frac{MS \times C}{I}$$

*** Zapata Exterior**

En dirección X

PS=	10654.73	
MS=	4227.22	
A=	14400	
C=	60	
I=	664816.338	
σmax	1.121	SI CUMPLE
σmin	0.358	
e=	39.675	

En dirección Y

PS=	10654.73	
MS=	4227.22	
A=	14400	
C=	60	
I=	664816.338	
σmax	1.121	SI CUMPLE
σmin	0.358	
e=	39.675	

*** Zapata Interior**

En dirección X

PS=	15957.55	
MS=	3911.2	
A=	14400	
C=	60	
I=	221706.495	
σmax	2.167	SI CUMPLE
σmin	0.050	
e=	24.510	

En dirección Y

PS=	15957.55	
MS=	3911.2	
A=	14400	
C=	60	
I=	734114.583	
σmax	1.428	SI CUMPLE
σmin	0.788	
e=	24.510	

Wilfredo Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002381

Diseño de la Viga de Conexión

*** Diseño por flexión**

ϕ =	0.9		
M_U =	10645	kg - m	Momento último por excentricidad
L =	3.90	m	
b =	25	cm	
h =	60	cm	
r =	7	cm	
d =	53	cm	
As_{min} =	3.20	cm^2	
ρ_{max} =	0.01594		
As_{max} =	21.12	cm^2	
M_{Umax} =	34374	kg - m	
As_{req} =	5.59	cm^2	As negativo Usar 3 de 5/8" (107% de As)
As_{req} / 3 =	1.86	cm^2	
$As_{(+)}$ =	3.20	cm^2	As positivo Usar 2 de 5/8" (125% de As)

*** Diseño por corte**

ϕ =	0.85		
V_U =	2729	m	
Vc =	10177	kg	
ϕVc =	8650	kg	
Vs =	0	kg	NO requiere estribos
$\phi_{estribos}$ =	3/8"		
Av=	1.42	cm^2	
s_{min} =	68	cm	
s_{req} =	0	cm	
s =	68	cm	

Diseño de las Zapatas

*** Zapata Exterior**

P_U =	15045	kg	
q_U =	1.04	kg/cm^2	(Reacción neta del terreno)
h =	50	cm	
ϕ =	1/2"		
r =	7	cm	
d =	43.00	cm	(peralte efectivo promedio)

Wilfredo Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002380

Chequeo por fuerza cortante

	S	L	
Vu =	564	0	kg
ϕ =	0.85	0.85	
Vc =	39631	39631	kg
ϕVc =	33686	33686	kg
Vu < ϕVc ?	Si	Si	

Chequeo por punzonamiento

Vu =	9255	kg
ϕ =	0.85	
βc =	2.40	
b_o =	231	cm
$1.1(f'c)^{0.5}*b_o d$ =	158337	kg
Vc =	142264	kg
ϕVc =	120924	kg
Vu < ϕVc ?	Si, Bien	

Diseño por flexión

	S	L	
ϕ =	0.9	0.9	
Mu =	141442	56420	kg-cm
As =	0.87	0.35	cm^2
As_{min} =	10.80	10.80	cm^2
ϕ =	1/2"	1/2"	
N_{barras} =	9	9	
Espaciam. =	13	13	cm

*** Zapata Interior**

P_U =	22594	kg	
q_U =	1.57	kg/cm^2	(Reacción neta del terreno)
h =	50	cm	
ϕ =	1/2"		
r =	7	cm	
d =	43.00	cm	(peralte efectivo promedio)

Wilfred J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141552

Luis Teófilo Cárdenas Sandoval
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002379

Chequeo por fuerza cortante

	S	L	
Vu =	847	0	kg
ϕ =	0.85	0.85	
Vc =	39631	39631	kg
ϕVc =	33686	33686	kg
Vu < ϕVc ?	Si	Si	

Chequeo por punzonamiento

Vu =	10538	kg
ϕ =	0.85	
βc =	2.80	
b_0 =	362	cm
$1.1(f'c)^{0.5}*b_0d$ =	248130	kg
Vc =	208171	kg
ϕVc =	176946	kg
Vu < ϕVc ?	Si, Bien	

Diseño por flexión

	S	L	
ϕ =	0.9	0.9	
Mu =	212405	58838	kg-cm
As =	1.31	0.36	cm^2
As_{min} =	10.80	10.80	cm^2
ϕ =	1/2"	1/2"	
N_{barras} =	9	9	
Espaciam. =	13	13	cm

Wilfredo Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

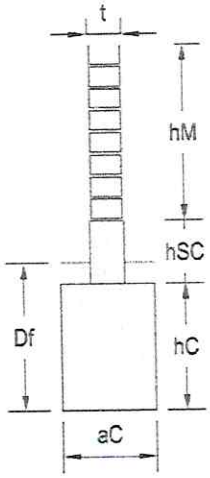
002378

7.7 Diseño de cimiento corrido

DISEÑO DE CIMIENTOS

El analisis de la Cimientos se realiza con los datos existentes en planos arquitectonicos, considerando efectos de de carga Dinamica (Sismo), y se considero el estudio de suelos del mismo.

Altura del muro (hM)=	2.90	*m*
Altura de Sobrecimiento (hSC)=	0.90	*m*
Altura del Cimiento (hC)=	0.50	*m*
Ancho de Cimiento (aC)=	0.50	*m*
Altura de Sobrecimiento enterrado (s/c e)=	0.70	*m*
Ancho de muro (t)=	0.23	*m*
Peso especifico del suelo (γs)=	1,670	*Kg/m3*
Angulo de friccion del Suelo (ϕ)=	29.1	o
Coeficiente de friccion (f)=	0.500	
Peso especifico del muro (γm)=	1,800	*Kg/m3*
Peso especifico del concreto (γc)=	2,400	*Kg/m3*
Esfuerzo admisible del suelo segun EMS (σt)=	2.628	*Kg/cm2*
Profundidad de desplante (Df)=	1.200	*m*
Cimiento Excentrico=	SI	
Tipo de Muro=	Tabique	
Coeficiente C1=	0.8	
Zona Sismica=	2	
Coeficiente Z=	0.25	



CALCULO DE EMPUJES

A continuacion se muestra el calculo de empujes, el analisis se realiza para un muro de un metro de longitud

Ka	Kp	Ea (kg)	Ep (kg)
0.346	2.894	416	3480

CALCULO DE FACTOR DE SEGURIDAD ANTE EL DESLIZAMIENTO

	Ancho (m)	Alto (m)	γ (Kg/m3)	Peso (Kg)
Muro	0.23	2.90	1,800.00	1,201
Sobrecimiento	0.23	0.90	2,400.00	497
Cimiento	0.50	0.50	2,400.00	600
Suelo	0.27	0.7	1,670.0	316
			Total	2,614

Cs	Fr	Fa	FSD	FS Min	Revision
0.144	4787	793	6.04	1.50	Ok

Wilfredo Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141892

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002377

CALCULO DE FACTOR DE SEGURIDAD ANTE EL VOLTEO

	Peso (kg)	Hi (Kg)	di (m)	Mi (Kg-m)
Muro	1,201.00	172	2.85	491
Sobrecimiento	497.00	72	0.95	69
Cimiento	600.00	87	0.25	22
Suelo	316.00	46	0.85	40
Empuje Activo	103.00	416	0.40	167
			Total Ma	**789**

	Peso (kg)	ai (m)	Mi (Kg-m)
Muro	1,201.00	0.115	139
Sobrecimiento	497.00	0.115	58
Cimiento	600.00	0.115	69
Suelo	316.00	0.365	116
Empuje Activo	3,480.00	0.400	1,392
		Total Mr	**1,774**

Mr (Kg-m)	Ma (Kg-m)	FSD	FS Min	Revision
1774	789	2.25	2.00	Ok

VERIFICACION DE ESFUERZOS EN EL TERRENO

Mr (Kg-m)	Ma (Kg-m)	Peso (Kg)	Xa (m)	e (m)	e/6 (m)
1774	789	2614.00	0.377	**0.127**	**0.083**

La resultante se ubica fuera del tercio central

	Peso (kg)	Ancho (cm)	e (cm)	σ	σadm	Revision
σ1 (kg/cm2)	2,614	50.00	12.68	1.415	2.63	Ok
σ2 (kg/cm2)				0.000		Ok

Wilfredo Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

8. CONCLUSIONES Y COMENTARIOS.

- La estructuración principal propuesta para el Bloque D, cumple en su integridad con las verificaciones requeridas por la norma E.030 de Diseño Sismo Resistente.
- Los diseños estructurales del proyecto, cumplen en su integridad con los requerimientos y verificaciones de la norma E.060 de Concreto Armado y la norma E.070 Albañileria
- La validez del presente modelamiento, análisis, verificación y diseño estructural; dependerá de que, durante la ejecución del proyecto de estructuras, se respeten los materiales, dimensiones y refuerzo de los elementos suscritos en los planos de estructuras. En caso contrario se deberá realizar un nuevo modelamiento, análisis, verificación y diseño estructural, donde se implementen las modificaciones realizadas.
- La estructura es regular.
- La estructura no presenta irregularidad torsional, irregularidad por piso blando, irregularidad de planta.
- No es necesario escalar las fuerzas actuantes en la estructura.
- Luego de verificar los elementos estructurales, se concluye que la estructura soportará las solicitaciones a las cuales será sometida.
- En conclusión, la estructura del Bloque D es sismo resistente.

Wilfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002375

MEMORIA DE CALCULO DE ESTRUCTURAS DE BLOQUE E

"MEJORAMIENTO DEL SERVICIO DE EDUCACIÓN EN LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA POLITÉCNICO INDUSTRIAL DEL DISTRITO DE MACUSANI, PROVINCIA DE CARABAYA – PUNO"

002374

"MEJORAMIENTO DEL SERVICIO DE EDUCACIÓN EN LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA POLITÉCNICO INDUSTRIAL DEL DISTRITO DE MACUSANI, PROVINCIA DE CARABAYA – PUNO"

MUNICIPALIDAD PROVINCIAL DE CARABAYA

MEMORIA DE CALCULO ESCTRUCTURAL BLOQUE E

PROYECTO: IES POLITÉCNICO INDUSTRIAL MACUSANI - Cód. Local: 018929 / Cód. Modular: 1308790

MACUSANI – CARABAYA – PUNO
2020

Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teofilo Cárdenas Salort
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

CONTENIDO

1. GENERALIDADES 3
1.1 Antecedentes 3
1.2 Ubicación 3
1.3 Objetivos 5
1.4 Alcances 5
1.5 Descripción de ambientes 5
1.6 Relación de planos 7
1.7 Descripción de los componentes estructurales 7
2. CONSIDERACIONES GENERALES DE DISEÑO 7
2.1 Marco normativo 7
2.2 Materiales 8
2.3 Condiciones de cimentación 9
2.4 Sobrecargas empleadas 9
2.5 Parámetros Sismorresistentes 10
2.6 Método de diseño 10
3. PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES 12
3.1 Pre dimensionamiento de los techos 12
3.2 Pre dimensionamiento de una viga 12
3.3 Pre dimensionamiento de una columna y/o placa 13
4. ANÁLISIS POR CARGAS DE GRAVEDAD 14
4.1 Modelo estructural 14
4.2 Metrado de cargas de una vigueta 17
4.3 Metrado de cargas de una viga 18
4.4 Metrado de cargas de una columna 18
4.5 Cargas de nieve 20
5. CARGAS DINAMICAS 20
5.1 Cargas de viento 20
5.2 Cargas de Sismo 21
6. ANÁLISIS SÍSMICO 28
6.1 Estimación del Peso (P) (Articulo 26, NTE E 030) 28
6.2 Periodo fundamental de vibración y masas participativas 28
6.3 Fuerza cortante estática en la base 31
a. Verificación de C/R 31
b. Determinación de la fuerza cortante estática en la base 32

Wilfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teofilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002372

6.4 Fuerza dinámica en la base 32
6.5 Fuerza Cortante Mínima, Factor de Escalamiento 33
6.6 Desplazamiento máximo en el último nivel, máximo desplazamiento de entrepiso y deriva máxima. 33
7. DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES 34
7.1 Resultados del análisis por cargas de gravedad y cargas sísmicas..... 34
7.2 Diseño de aligerados 44
7.3 Diseño de Vigas 47
7.4 Diseño de Columnas 55
7.5 Diseño de albañilería 59
7.6 Diseño de la cimentación 63
7.7 Diseño de cimiento corrido 67
8. CONCLUSIONES Y COMENTARIOS. 69

Wenceslao Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Coaquira
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 151471

002371

1. GENERALIDADES

1.1 Antecedentes

La Institución Educativa "Politécnico Industrial Macusani" comenzó a funcionar el 04 de abril del año 2004 bajo la autorización de las autoridades educativas y municipales en ese entonces representando a la UGEL Carabaya como directora profesora Nancy ROSEL ANCLES. La institución ha sido creada por la comunidad de Jorge Chávez y el barrio del mismo nombre, para lo cual se constituyó un comité de gestión de la institución. Posteriormente , en el año 2006 fue reconocido como una Institución de gestión no estatal (Particular) reuniendo los mínimos requisitos, es por ello se autorizó su funcionamiento oficial con Resolución Director al N° 0060 de fecha 18 de enero de 2006 en donde se formaliza y se reconocen los grados primero y segundo, que funcionó durante el año 2004 y 2005 En el grafico siguiente se aprecia a mayor detalle los antecedentes e hitos relevantes con respecto a la Institución educativa del nivel secundario "Politécnico Industrial":

Figura 1: Render Volumétrico del Nuevo Proyecto.

2020		Se elabora el Proyecto de "MEJORAMIENTO DEL SERVICIO DE EDUCACIÓN EN LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA POLITECNICO INDUSTRIAL DEL DISTRITO DE MACUSANI, PROVINCIA DE CARABAYA – PUNO"

Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

1.2 Ubicación

El Proyecto de Inversión Pública: "MEJORAMIENTO DEL SERVICIO DE EDUCACIÓN EN LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA POLITECNICO INDUSTRIAL DEL DISTRITO DE MACUSANI, PROVINCIA DE CARABAYA – PUNO", se encuentra ubicado en:

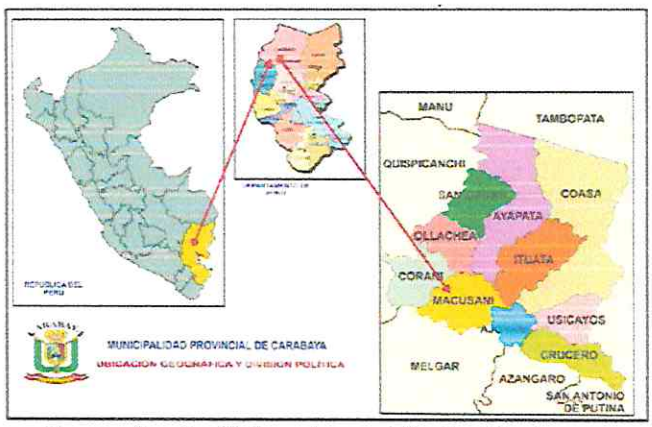
Región : Puno
Departamento : Puno
Provincia : Carabaya
Distrito : Macusani

Wilfredo J Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Quispe
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002370

Figura 2: Ubicación de la Región de Puno, Provincia de Carabaya, Distrito de Macusani.



Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

El predio para el proyecto posee una extensión de 4,343.433 m² y un perímetro de 268.640 ml; según su inscripción en los Registros Públicos, dentro de los siguientes linderos y colindancias:

- Pon el Norte: Colinda con la Av. Jorge Chávez, con una longitud de 62.92ml.
- Por el Sur: Colinda con la propiedad privada de Flora Quispe Aliaga, con una longitud de 78.9ml.
- Por el Este: Colinda con la calle Gonzales Prada con una longitud de 64.34ml.
- Por el Oeste: Colinda con el Jr. Chichicapac, con una longitud de 60.19ml.

Figura 3: Ubicación de Distrito de Macusani, emplazamiento del Colegio

Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Wilfredo Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002369

1.3 Objetivos

El objetivo de este requisito básico consiste en asegurar que la edificación tenga un comportamiento estructural adecuado frente a las acciones e influencias a las que pueda estar sometido durante su construcción y uso previsto. Se deberá comprobar la adecuación de la resistencia y la estabilidad para que no se generen riesgos indebidos frente a las acciones previsibles (sismos, vientos, etc), así como evitar que se produzcan consecuencias desproporcionadas frente a eventos extraordinarios. La aptitud al servicio será conforme con el uso previsto del edificio, de forma que no se produzcan deformaciones excesivas que impidan el normal discurrir de las actividades o una merma el confort general.

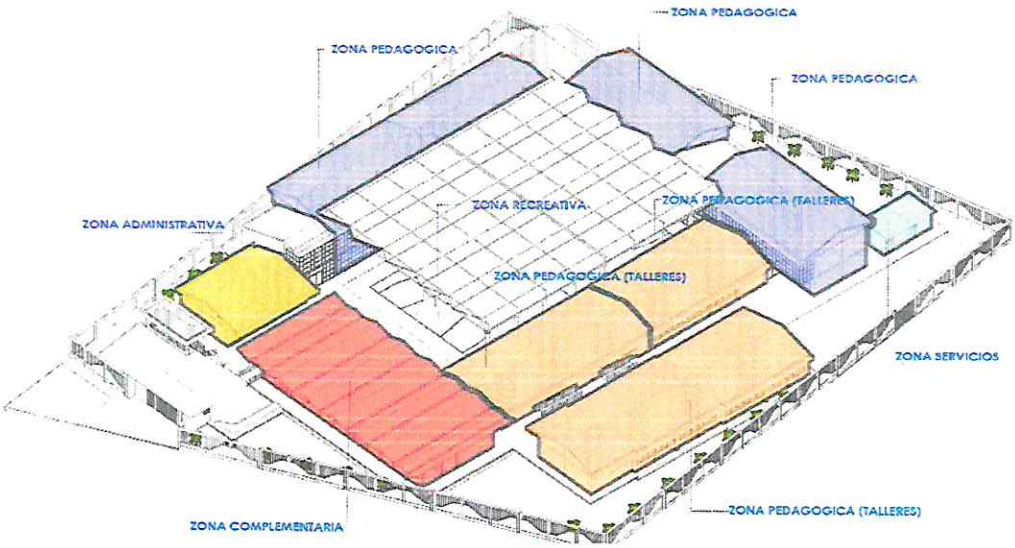
1.4 Alcances

El presente documento establece las directrices a seguir para el análisis estructural y posterior diseño de las estructuras de las Edificaciones que conforman el proyecto para el "MEJORAMIENTO DEL SERVICIO DE EDUCACIÓN EN LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA POLITECNICO INDUSTRIAL DEL DISTRITO DE MACUSANI, PROVINCIA DE CARABAYA – PUNO" de modo de obtener estructuras funcionales y seguras ante solicitaciones de cargas estáticas y dinámicas aplicando procedimientos y desarrollos que estarán reflejados en planos de ingeniería de detalle y memorias de cálculo debidamente sustentadas, en aplicación de prácticas aceptadas de ingeniería y en cumplimiento de las normas y reglamentos vigentes. El presente documento comprende las estructuras correspondientes al componente: POLITÉCNICO INDUSTRIAL.

1.5 Descripción de ambientes

Se describe los ambientes de la edificación, número de pisos y usos del proyecto.

Figura 4: Vista Isométrica de Zonificación y Distribución Espacial



Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Wilfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teofilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002368

Figura 5:Diagrama: Primer nivel, accesos y circulación que contiene el proyecto

Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Figura 6:Diagrama: Primer nivel, accesos y circulación que contiene el proyecto

Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Wilfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teofilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002367

1.6 Relación de planos

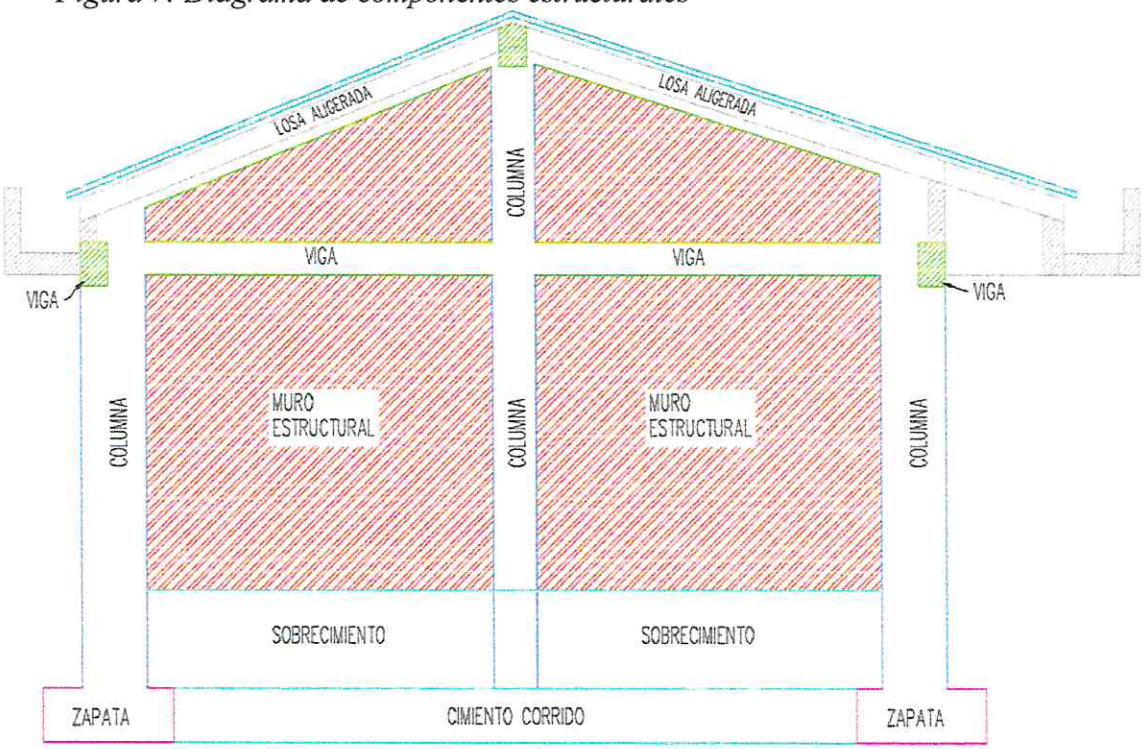
- E-E-01 Plano de cimentaciones.
- E-E-02 Plano de detalle de aligerado.
- E-E-03 Plano de detalles de columnas, vigas y albañilería.
- E-E-04 Plano de detalles de columnas, vigas y esp. Téc.

1.7 Descripción de los componentes estructurales

A. Aulas pedagógicas

Se describen los componentes estructurales del Bloque E.

Figura 7: Diagrama de componentes estructurales



Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

2. CONSIDERACIONES GENERALES DE DISEÑO

2.1 Marco normativo

Para el desarrollo del presente proyecto se hizo uso de las normativas y estándares que se especifican en los siguientes documentos:

- NTE E020 Norma Técnica de Edificaciones - Cargas.

Vincent Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP- 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002366

- NTE E030 Norma Técnica de Edificaciones - Diseño Sismorresistente.
- NTE E050 Norma Técnica de Edificaciones - Suelos y Cimentaciones.
- NTE E060 Norma Técnica de Edificaciones - Concreto Armado.
- NTE E070 Norma Técnica de Edificaciones - Albañilería.
- NTE E090 Norma Técnica de Edificaciones – Diseño en Acero.
- ACI 318-14 American Concrete Institute. Building Code Requirements for structural Concrete.
- ASCE 7-10 Minimun Design Loads for Buildings and other structures
- AISC 360-10 Specification for Structural Steel Building

2.2 Materiales

- **Concreto**

Peso específico	: 2,400 Kg/m3
Módulo de elasticidad (Ec) $1500 \times \sqrt{f'c}$	: 217,000 Kg/cm2
Coeficiente de poisson	: 0.2
Esfuerzo mínimo de compresión ($f'c$)	: 210 Kg/cm2
Deformación unitaria máxima (εcu)	: 0.003
Módulo de rigidez al esfuerzo cortante (G)	: $Ec/2.3$

- **Acero de refuerzo, fierro corrugado ASTM A615-Grado 60**

Peso específico	: 7,850 Kg/m3
Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo (fy)	: 4,200 Kg/cm2
Resistencia a la tracción (fu)	: 6,300 Kg/cm2
Módulo de elasticidad (Es)	: 2,000,000 Kg/cm2

- **Albañilería Confinada**

Tipo de ladrillo	: Ladrillo de arcilla King Kong
Peso específico albañilería	: 1,800 Kg/m3
Resistencia característica a la compresión ($f'm$)	: 65 Kg/cm2
Resistencia característica al corte ($v'm$)	: 8.1 Kg/cm2
Módulo de elasticidad (Em)	: 32,500 Kg/cm2

- **Acero Estructural ASTM A500 Grado A (Sección Cuadrada y Rectangular)**

Esfuerzo de Fluencia (fy)	: 2,700 Kg/cm2
Resistencia a la tracción (fu)	: 3,100 Kg/cm2
Módulo de elasticidad (Es)	: 2, 000,000 Kg/cm2

- **Acero Estructural ASTM A500 Grado B (Sección Cuadrada y Rectangular)**

Esfuerzo de Fluencia (fy)	: 3,150 Kg/cm2
Resistencia a la tracción (fu)	: 4,000 Kg/cm2
Módulo de elasticidad (Es)	: 2, 000,000 Kg/cm2

Wilfredo Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP- 141392

Luis Teofilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002365

2.3 Condiciones de cimentación

El estudio de suelos realizado por el Laboratorio de Mecánica de Suelos y Asfaltos de la Universidad Andina Néstor Cáceres Velázquez.

El terreno 1 donde se proyectan todos los componentes se tienen buenas condiciones geotécnicas debido a su resistencia, según el estudio de suelos.

Tabla 1
Resultado del estudio de suelo del terreno

DESCRIPCIÓN	CALICATA 1 MUESTRA 2	CALICATA 2 MUESTRA 1	CALICATA 3 MUESTRA 2	CALICATA 4 MUESTRA 2
COORDENADAS ESTE	345632.95	345636.733	345662.9	345676.744
COORDENADAS NORTE	8444800.87	8444835.352	8444820.1	8444796.34
PROFUNDIDAD (m)	3.60	3.50	3.30	3.50
NIVEL FREATICO	NO HALLADO	NO HALLADO	NO HALLADO	NO HALLADO
LÍMITE LÍQUIDO (%)	17.14	28.79	28.07	28.78
LÍMITE PLÁSTICO (%)	NP	15.91	16.71	17.75
INDICE DE PLASTICIDAD (%)	NP	12.88	11.35	11.02
CLASIFICACIÓN SUCS	GP-GM	GW	GP-GC	GP
DENSIDAD NATURAL DE CAMPO (kg/cm3)	1.67	1.66	1.75	1.76
ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA(ø)	21.19°	31.81°	29.01°	31.51°
PROFUNDIDAD DE CIMENTACIÓN (Df)	1.50	1.50	1.50	1.50
CAPACIDAD ADMISIBLE (Qadm)	0.958	3.604	2.628	3.67

Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico.

Para los cálculos siguientes se procederá al uso de una capacidad de carga admisible de suelo de 0.958 Kg/cm2 y 2.628 Kg/cm2, según la ubicación de cada estructura, para obtener un diseño más conservador.

2.4 Sobrecargas empleadas

Centro de Educación

- Aulas : 250 kg/m^2
- Talleres : 350 kg/m^2
- Auditorios : 300 kg/m^2
- Laboratorios : 300 kg/m^2
- Corredores y escaleras : 400 kg/m^2
- Otros ambientes (SS.HH.) : 250 kg/m^2

Wilfredo J Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Cuzcano
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002364

Según el Artículo 26 de la NTE E 030 "Diseño Sismorresistente", el peso (P) se calcula adicionando a la carga permanente y total de la edificación un porcentaje de la sobre carga, en este caso se toma el 50% de la sobre carga por ser una edificación de la categoría A.

2.5 Parámetros Sismorresistentes

Según la Norma E.030	
Zona de peligro sísmico del Perú	: 2
Factor de Zona (*Z*)	: 0.25
Perfil de Suelo	: S_2
Factor de Amplificación de Suelo (S)	: 1.20
Período T_P (S)	: 0.60 seg
Período T_L (S)	: 2.00 seg
Categoría de la Edificación	: A Edificaciones Esenciales
Factor de Uso (U)	: 1.50
Dirección de Análisis Eje X	
Sistema estructural eje X	: Muros Estructurales
Coef. Básico de Reducción Sísmica (R_{OX})	: 6.00
Irregularidad Estructural en Altura	: No presenta
Factor de Irregularidad en Altura (I_{aX})	: 1.00
Irregularidad Estructural en Planta	: No presenta
Factor de Irregularidad en Planta (I_{pX})	: 1.00
Coeficiente de Reducción Sísmica (R_X)	: 6.00
Dirección de Análisis Eje Y	
Sistema estructural eje Y	: Albañilería Armada o Confinada
Coef. Básico de Reducción Sísmica (R_{OY})	: 3.00
Irregularidad Estructural en Altura	: No presenta
Factor de Irregularidad en Altura (I_{aY})	: 1.00
Irregularidad Estructural en Planta	: No presenta
Factor de Irregularidad en Planta (I_{pY})	: 1.00
Coeficiente de Reducción Sísmica (R_Y)	: 3.00

2.6 Método de diseño

Se indica el diseño por cada tipo de material:

a. Concreto Armado

Para el diseño de estructuras de concreto armado de utilizará el Diseño por Resistencia, debiendo proporcionarse a todas las acciones de los elementos estructures Resistencia de Diseño (ϕRn). Se comprobará que la respuesta de los elementos estructurales en condiciones de servicio (deflexiones, fatiga, etc), queden limitadas a valores tales que el funcionamiento sea satisfactorio. (NTE E.060)

Wilfredo J Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teofilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002363

b. Albañilería

Los muros serán diseñados por resistencia de elementos sometidos a flexión y carga axial. (NT E.060)

c. Estructuras metálicas

Las estructuras metálicas serán Diseñados por Condiciones de Resistencia el método LRFD la resistencia de diseño de cada sistema o componente estructural deberá ser igual o mayor a la resistencia requerida por las cargas factorizadas.

d. Cargas y combinaciones

Cargas:

- ✓ D = Carga muerta
- ✓ L = Carga viva
- ✓ Lr = Carga viva de techo (se considera el más crítico)
- ✓ S = Carga de nieve (se considera el más crítico)
- ✓ W = Carga de viento
- ✓ E = Carga de Sismo

Combinaciones de Carga para estructuras de Albañilería y Concreto Armado

Combinaciones de cargas a servicio: (NT E-020)

- ✓ D
- ✓ D + L
- ✓ D ± 0.70E
- ✓ 0.75 (D + L ± 0.70E)

Combinaciones de cargas a rotura: (NT E-060)

- ✓ 1.40D+1.70L
- ✓ 1.25(D+L)±E
- ✓ 0.90D±E

Combinaciones de Carga para estructuras de Acero

- ✓ 1.25D + 1.25L ± 1.0E
- ✓ 0.9D ± 1.0E
- ✓ 1.25D + 1.25L ± 1.0W
- ✓ 0.9D ± 1.25W
- ✓ 0.9D ± 1.0E

La resistencia requerida de la estructura y sus elementos debe ser determinada para la adecuada combinación crítica de cargas de este numeral. El efecto crítico

Wilmer J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

puede ocurrir cuando una o más cargas no estén actuando. Para la aplicación del método LRFD, las siguientes combinaciones deben ser investigadas:

- ✓ 1.4D
- ✓ 1.2D+1.6L+0.5(Lr or S)
- ✓ 1.2D+1.6(Lr or S)+(0.5L ó ±0.8W)
- ✓ 1.2D+0.5L+0.5(Lr or S)±1.3W
- ✓ 1.2D+0.5L±1E+0.2S
- ✓ 0.9D±(1.3W ó 1.0E)

Peso de la edificación
D: 100%
L: 50%
Lr: 25%

3. PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

3.1 Pre dimensionamiento de los techos

El peralte de las losas aligeradas se dimensionando considerando los siguientes criterios para sobrecargas menores a 500Kg/m2

h=17 cm Luces menores a 4 mts
h=20 cm Luces comprendidas entre 4 y 4.5 mts.
h=25 cm Luces comprendidas entre 5 y 6.5 mts
h=30 cm Luces comprendidas entre 6 y 7.5 mts

Cuando existen tabiques de ladrillo paralelos a la dirección de viguetas se coloca una viga chata con la intención de reforzar el techo para la carga aplicada.

3.2 Pre dimensionamiento de una viga

Las vigas se dimensionan generalmente considerando un peralte (h) del orden de 1/10 para cargas mayores a 300 kg/m^2 y 1/12 para cargas menores a 300 kg/m^2, con respecto a la luz libre del elemento, siendo el ancho de viga (b), h/2.

El ancho es menos importante que el peralte, pudiendo variar entre 0.3 a 0.5 de la altura. La NTE E060 Concreto Armado nos indica que las vigas deben tener un ancho mínimo de 25cm., para el caso de que estén formen parte de pórticos o elementos sismo-resistentes de estructuras de concreto armado.

Las vigas denominadas "secundarias" porque no cargan la losa de pisos o techos, pueden tener menos peralte si se admite que ellas solo reciben esfuerzos debidos al sismo, sin embargo, si se toma en cuenta las fuerzas del sismo son muchas veces más importantes que las cargas por gravedad, no debe reducirse mucho su peralte por que se perdería rigidez lateral en esa dirección.

A continuación, se indican dimensiones usuales de vigas, en cm:

L <= 4.50m 25x40, 30x40

Wilfredo Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

L <= 5.50m	25x50, 30x50
L <= 6.50m	25x60, 30x60, 40x60
L <= 7.50m	25x70, 30x70, 40x70, 50x70
L <= 8.50m	30x75, 40x75, 30x80, 40x80
L <= 9.50m	30x85, 30x90, 40x85, 40x90

3.3 Pre dimensionamiento de una columna y/o placa

Las columnas al ser sometidos a carga axial y momento flector, tienen que ser dimensionadas considerando los dos efectos simultáneamente, tratando de evaluar cuál de los dos es el que gobierna en forma más influyente el dimensionamiento.

Tabla 2
Pre-dimensionamiento de columnas - método practico

Columna Tipo	Descripción	b
1	Centradas	$b = \frac{Pservicio}{0.45 * f'c}$
2	Excéntricas y esquinadas	$b = \frac{Pservicio}{0.35 * f'c}$

Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico.

Tabla 3
Pre-dimensionamiento de Columnas Módulo

Columna				
	Centrada	Esquina		Excéntrica	
Area tributaria Mayor		9.22	m2	17.50	m2
Pisos		2		2	
P (Edificio Categoria A)		1500	kg/m2	1500	kg/m2
P servicio		21554	kg	22354	kg
f'c		210	kg/cm2	210	kg/cm2
Area de columna		293.252	cm2	304.136	cm2
Lado de la Columna		**17.12**	**cm**	**17.44**	**cm**
Altura de Columna		3.4	m	3.4	m
Tipo		H/9		H/8	
Lado de la Columna		**0.38**	**m**	**0.425**	**m**
80% peralte Viga Principal	**0.425 m**				

Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico.

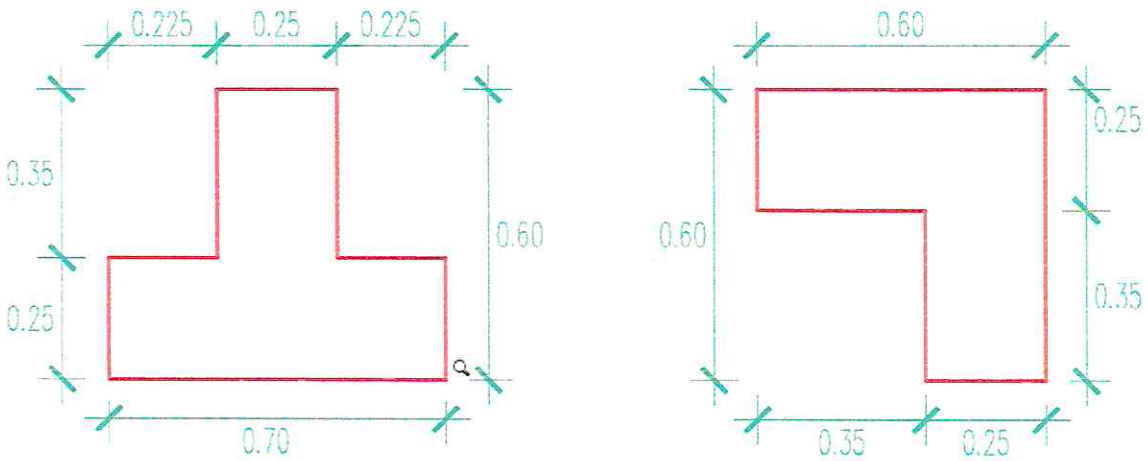
Wilfredo J Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP- 141392

Luis Teofilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 181471

002360

Asumimos Columnas en T y L con las áreas necesaria para soportar estáticamente la estructura, los que en el análisis dinámico serán redimensionados.

Figura 8: Columnas utilizadas en el Bloque E



Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

4. ANÁLISIS POR CARGAS DE GRAVEDAD

4.1 Modelo estructural

Para el análisis estructural se realizó una idealización matemática con la ayuda del Programa ETABS 15.2.0 (Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems) aplicando todas las solicitaciones de acuerdo con la normativa pertinente. A continuación, se muestra el modelo en planta, elevación y vista tridimensional del análisis estructural.

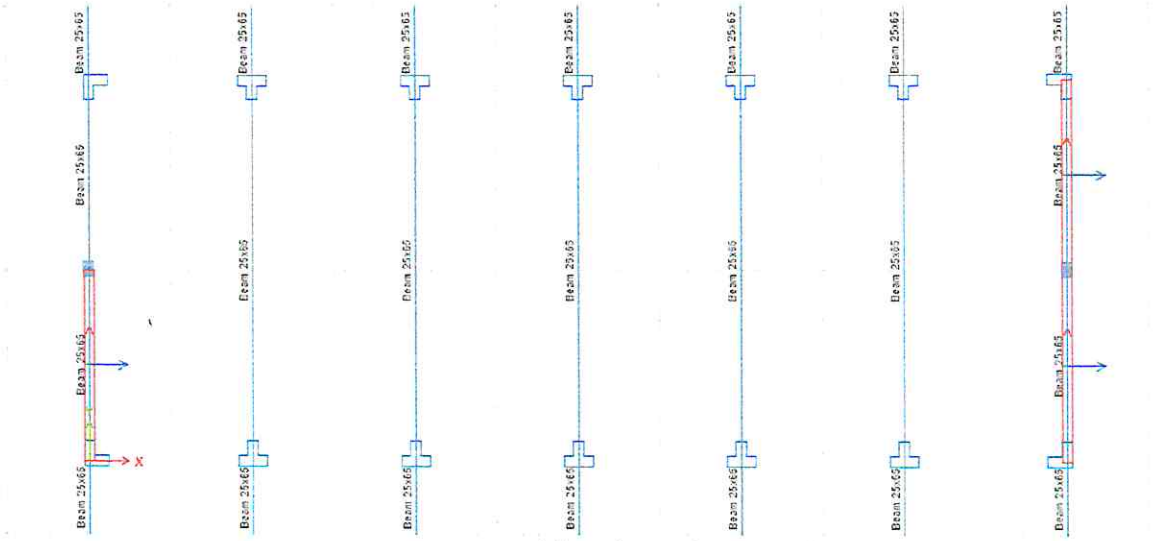
Modelo estructural de la edificación **Bloque E**

Figura 9: Planta primer piso - Bloque E, modelado en el programa ETABS

Wilfredo Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP- 141392

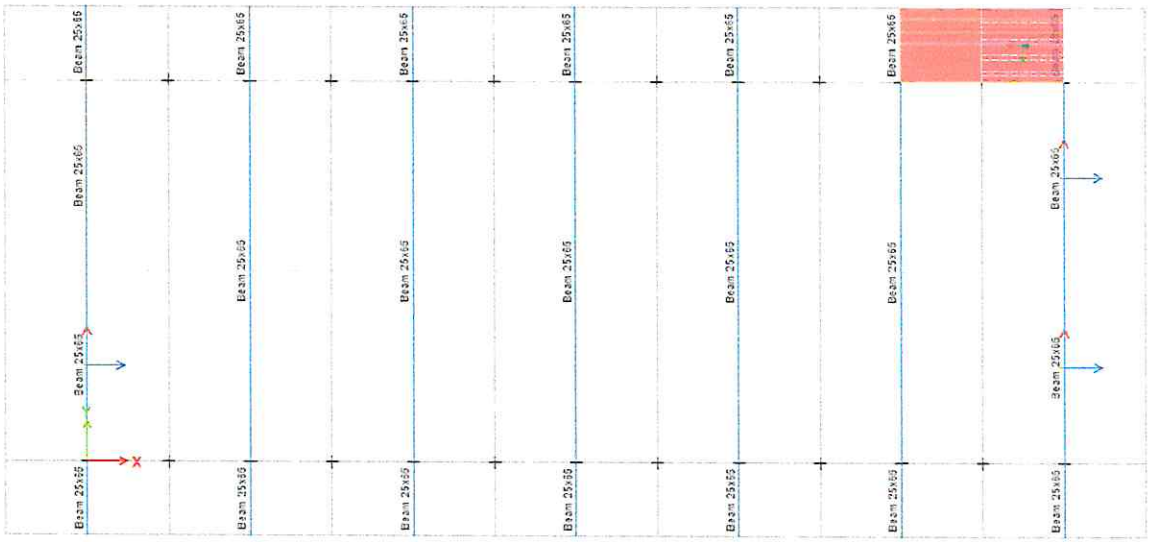
Luis Teófilo Cárdenas Chacón
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002359



Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Figura 10: Planta techo - Bloque E, modelado en el programa ETABS



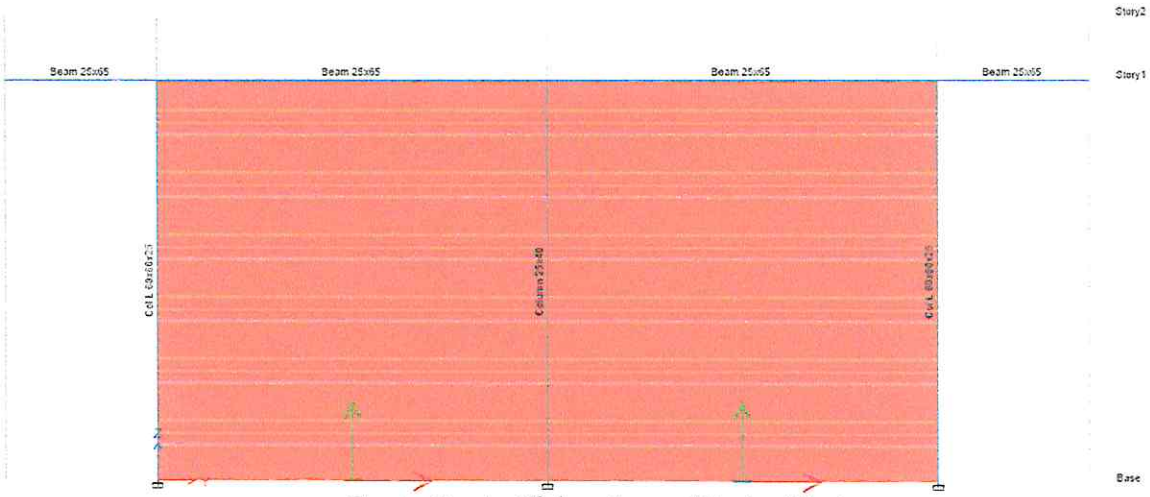
Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Figura 11: Elevación eje M - Bloque E, modelado en el programa ETABS

Wilfredo J Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

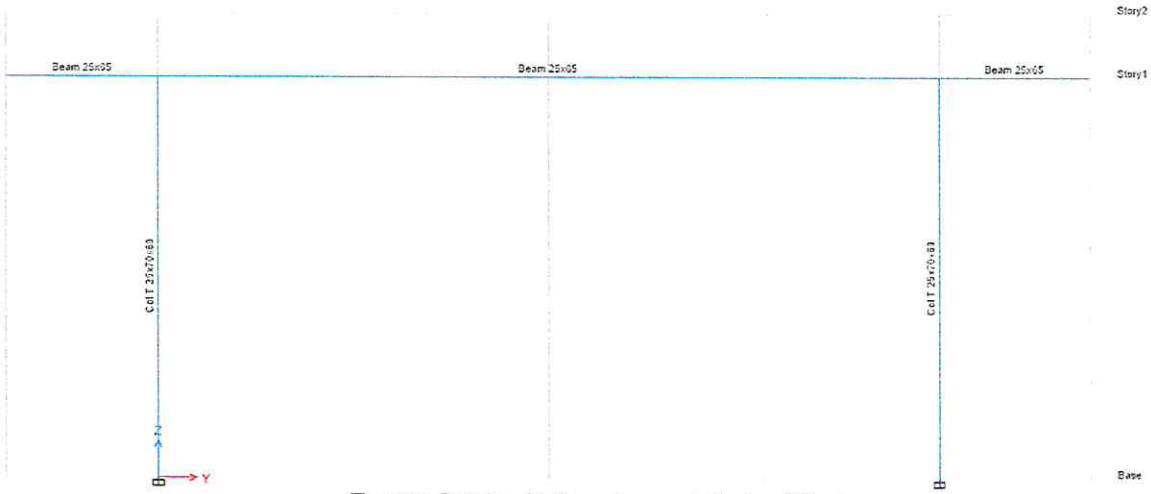
Luis Teófilo Cárdenas Sandoval
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002358



Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Figura 12: Elevación eje O, R, U, W y Z - Bloque E, modelado en el programa ETABS



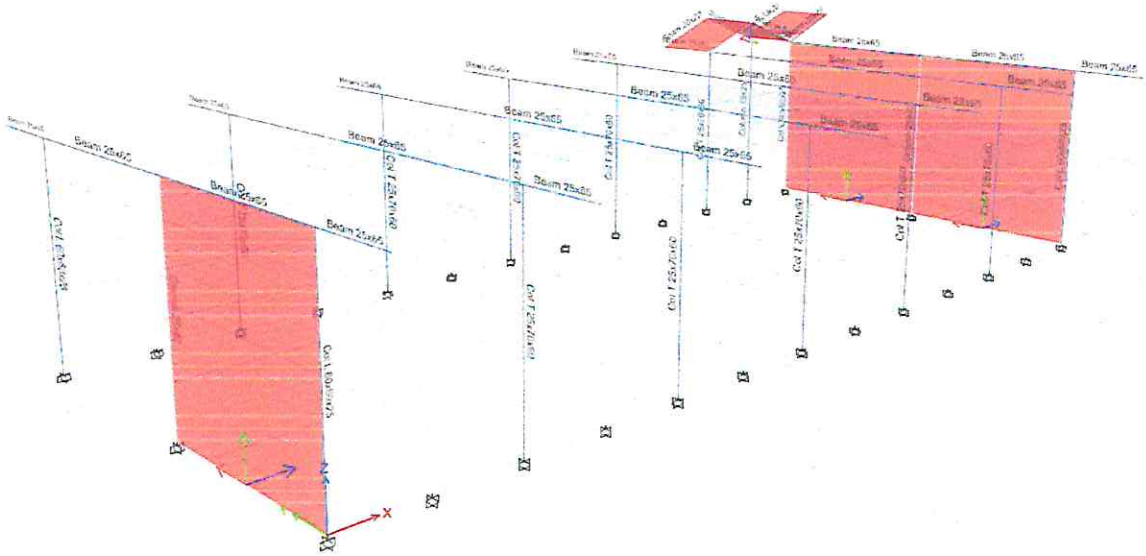
Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Figura 13: Vista 3D - Bloque E, modelado en el programa ETABS

Wilfredo Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

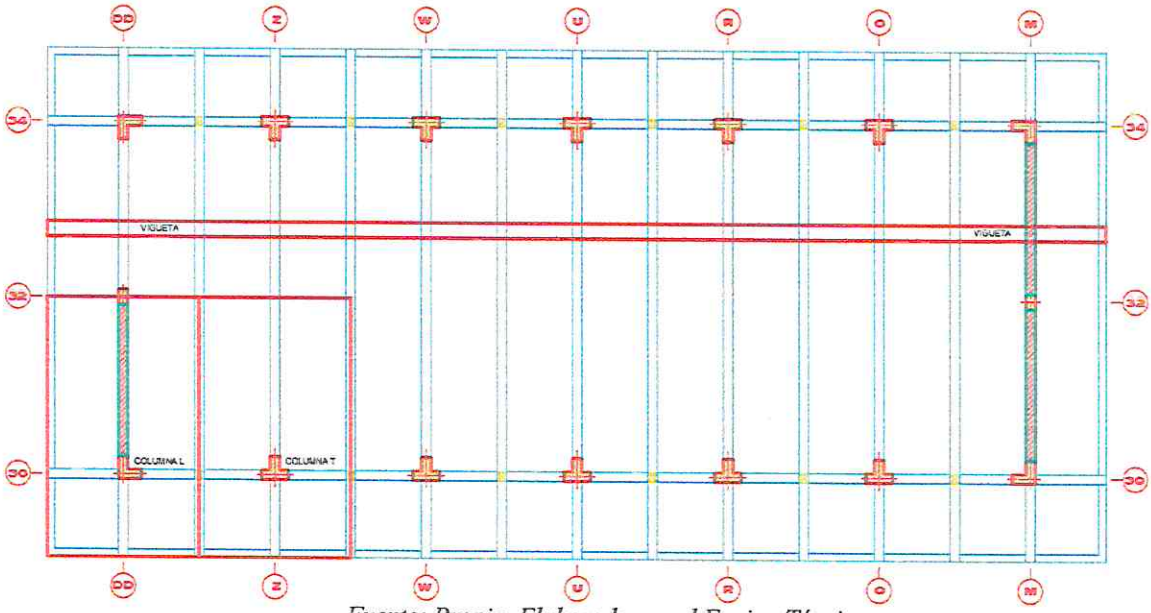
Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002357



Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Figura 14: Elementos metrados - Bloque E



Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

4.2 Metrado de cargas de una vigueta

En este ítem se considera el tramo de vigueta más crítica, considerando toda las cargas muertas y vivas requeridas para el modelamiento y diseño.

Wilfredo Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

Carga Muerta: Se considera el peso propio de la estructura de acuerdo a los pesos unitarios de los materiales, al que se incluye una carga muerta por techos:

Acabado	100 kg/m^2	x	0.4 m	=	40	kg/m
Cielo raso	50 kg/m^2	x	0.4 m	=	8	kg/m
Aligerado	300 kg/m^2	x	0.4 m	=	120	kg/m
			Total	**=**	**168**	**kg/m**

Carga Viva: Se considera la carga viva de techo mencionada anteriormente multiplicada por el área tributaria.

S/c (techo)= 100 kg/m^2 x 0.4 m = **40 kg/m**

Siento 0.4 el ancho tributario de la vigueta.

Carga última: En la suma de las cargas muertas y cargas vivas, amplificadas respectivamente.

Wu = 1.4 WD + 1.7 WL
Wu = 303.20 kg/m (taller)

4.3 Metrado de cargas de una viga

En este ítem se considera el tramo de viga más crítica, considerando solo las cargas que no incluyen en el modelamiento, como carga muerta de tabiquería, que solo van en ciertos tramos de vigas.

a. Viga principal

En el Bloque E, según la distribución arquitectónica, no existen muros de tabiquería en el sentido de las vigas principales, solo existen muros estructurales que están considerados en el modelamiento general. Por lo tanto, no hay metrado de cargas para vigas principales.

b. Viga secundaria

En el Bloque E, según la distribución arquitectónica, no existen muros de tabiquería en el sentido de las vigas secundariass, solo existen muros estructurales que están considerados en el modelamiento general. Por lo tanto, no hay metrado de cargas para vigas principales.

4.4 Metrado de cargas de una columna

En este ítem se considera la columna excéntrica y columna de esquina más crítica, donde se encuentran la mayor cantidad de cargas y tenga de área tributaria más extensa, considerando todas las cargas muertas y vivas requeridas para el pre dimensionamiento preliminar, modelamiento y diseño.

Ramos Ho
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002355

a. Columna T

Carga Muerta: Se considera el peso propio de la estructura y peso de otros elementos de acuerdo a los pesos unitarios de los materiales:

Carga	Peso unitario		Cant.	Área trib.	Ancho	Largo	Altura	Peso parcial	
Columna	2400	kg/m3	1		Área=	0.2625	5.45	3433.50	kg
Viga principal 1	2400	kg/m3	1		0.25	6.225	0.65	2427.75	kg
Viga principal 2	2400	kg/m3	1		0.25	6.825	0.3	1228.50	kg
Viga secundaria	2400	kg/m3	1		0.25	3.05	0.4	732.00	kg
Viga borde	2400	kg/m3	1		0.2	3.5	0.2	336.00	kg
Losa aligerada	300	kg/m3	1	27.30				8190.00	kg
Acabados	100	kg/m2	1	27.30				2730.00	kg
Cielo raso	20	kg/m2	1	27.30				546.00	kg
							PD=	**19623.75**	**kg**

Carga Viva: Se considera la carga viva de techo mencionada anteriormente multiplicada por el área tributaria.

Carga	Peso unitario		Área Tributaria		Peso parcial	
Sobrecarga azotea	100	kg/m3	27.30		2730.00	kg
				PL=	**2730.00**	**kg**

Carga última: En la suma de las cargas muertas y cargas vivas, amplificadas respectivamente.

$$Pu = 1.4\ PD + 1.7\ PL$$

$$\mathbf{Pu = 32114.25\ kg}$$

b. Columna L

Carga Muerta: Se considera el peso propio de la estructura y peso de otros elementos de acuerdo a los pesos unitarios de los materiales:

Carga	Peso unitario	Cant.	Área Trib.	Ancho	Largo	Altura	Peso parcial

Wilfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002354

Columna	2400	kg/m3	1		Area=	0.2375	5.45	3106.50	kg
Viga principal 1	2400	kg/m3	1		0.25	6.225	0.65	2427.75	kg
Viga principal 2	2400	kg/m3	0.5		0.25	6.825	0.3	614.25	kg
Viga secundaria	2400	kg/m3	1		0.25	1.4	0.4	336.00	kg
Viga secundaria var.	2400	kg/m3	1		0.25	Area=	0.58	348.00	kg
Viga borde	2400	kg/m3	1		0.2	5.475	0.2	525.60	kg
Losa aligerada	300	kg/m2	1	27.30				8190.00	kg
Acabados	100	kg/m2	1	27.30				2730.00	kg
Cielo raso	20	kg/m2	1	27.30				546.00	kg
							PD=	**18824.10**	**kg**

Carga Viva: Se considera la carga viva de techo mencionada anteriormente multiplicada por el área tributaria.

Carga	Peso unitario		Área Tributaria	Peso parcial	
Sobrecarga azotea	100	kg/m3	27.3	2730.00	kg
			PL=	**2730.00**	**kg**

Carga última: En la suma de las cargas muertas y cargas vivas, amplificadas respectivamente.

$$Pu = 1.4\,PD + 1.7\,PL$$

Pu = 30994.74 kg

4.5 Cargas de nieve

La estructura y todos los elementos de techo que estén expuestos a la acción de carga de nieve serán diseñados para resistir las cargas producidas por la posible acumulación de la nieve en el techo. La sobrecarga de nieve en una superficie cubierta es el peso de la nieve que, en las condiciones climatológicas más desfavorables, puede acumularse sobre ella. La carga de nieve debe considerarse como carga viva. No será necesario incluir en el diseño el efecto simultáneo de viento y carga de nieve.

Sobre carga de Nieve = 30 Kg/m2

5. CARGAS DINAMICAS

5.1 Cargas de viento

Existen algunos procedimientos básicos para el cálculo de probabilidades de ocurrencia de vientos extremos. La naturaleza de las variables para que funcione un modelo apropiado de viento extremo es proporcionado por las distribuciones probabilísticas de los valores altos.

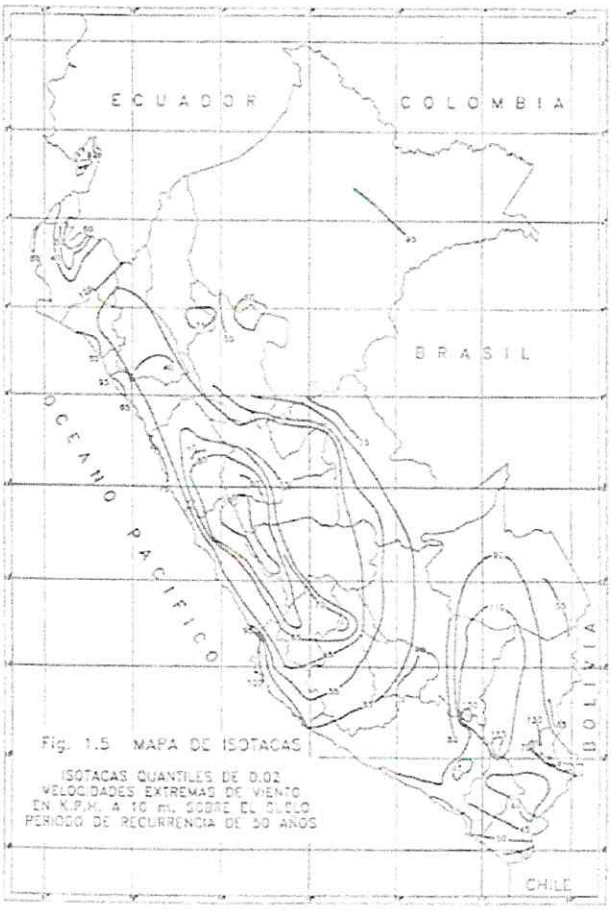
Wilfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Sandoval
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

La selección de un intervalo medio de recurrencia (IMR) con la cual hay asociada una cierta velocidad básica del viento, depende de la función del edificio y las consecuencias de su falla.

En el presente estudio se utilizó un IMR de 50 años y se tomó en cuenta el mapa eólico que se muestra en la figura donde se muestran las isostáticas que permiten establecer las velocidades máximas esperadas en diversos puntos del territorio peruano en un periodo de 50 años.

Figura 15: Mapa Eólico del Perú



Fuente: N. T. E. E 030

5.2 Cargas de Sismo

Como para el análisis se considera un Análisis dinámico modal espectral, se considera una aceleración espectral de acuerdo lo indica la norma E.030, para cada una de las direcciones horizontales analizadas se utilizó un espectro inelástico de pseudo aceleraciones definido por:

Wilfredo J Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002352

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

Z : Factor de zonificación sísmica
U : Factor de uso e importancia
C : Coeficiente de amplificación sísmica
S : Factor de suelo
Tp: Periodo corto del terreno
TL: Periodo largo del terreno
R : Coeficiente de reducción sísmica
Ia: Irregularidad en altura
Ip: Irregularidad en planta.

Z =	**0.25**	Zona 2
U =	**1.50**	Edificaciones Tipo A (A2)
S =	**1.20**	Suelo Intermedio Tipo S2
Tp=	**0.60**	Periodo corto del terreno
TL=	**2.00**	Periodo largo del terreno
Ro (x)=	**6.00**	Muros Estructurales según E.030
Ro (y)=	**3.00**	Albañilería Confinada o Armada según E.030
Ia =	**1**	Tabla N°8 del E. 030
Ip =	**1**	Tabla N°9 del E. 030
Rx =	**6.000**	$R = R_o I_p I_a$
Ry =	**3.000**	

Figura 16: Zonas sísmicas

Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141892

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002351

Fuente: N. T. E. E 030

a. Factor de Zona

Tabla 4

Factores de Zona "Z"

FACTORES DE ZONA	
ZONA	**Z**
04	0.45
03	0.35
02	0.25
01	0.10

Fuente: NTE E 030.

b. Parámetros de Suelo y Periodos T_P y T_L

Tabla 5

Wilfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Gaylord
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002350

Factor de Suelo "S"

FACTOR DE SUELO						
SUELO / ZONA	S_0	S_1	S_2	S_3	TIPO	DESCRIPCIÓN
Z4	0.80	1.00	1.05	1.10	S0	Roca Dura
Z3	0.80	1.00	1.15	1.20	S1	Roca o suelo muy rígido
Z2	0.80	1.00	1.20	1.40	S2	Suelo intermedio
Z1	0.80	1.00	1.60	2.00	S3	Suelos blandos

Fuente: NTE E 030.

Tabla 6
Períodos "T_P" y "T_L"

PERIODOS T_P y T_L				
	Perfil de Suelo			
	S_0	S_1	S_2	S_3
T_P (S)	0.3	0.4	0.6	1
T_L (S)	3	2.5	2	1.6

Fuente: NTE E 030.

c. Categoría de las Edificaciones y Factor de Uso "U"

Tabla 7
Categoría de las Edificaciones y Factor de Uso "U"

CATEGORIA DE LAS EDIFICACIONES		
CATEGORIAS	DETALLE	U
A	Edificaciones Esenciales	1.50
B	Edificaciones importantes	1.30
C	Edificaciones comunes	1.00
D	Edificaciones menores	*

(*) En estas edificaciones deberá proveerse resistencia y rigidez adecuadas para acciones laterales, a criterio del proyectista.

d. Sistemas Estructurales y Coeficiente Básico de Reducción de las Fuerzas Sísmicas "R_0"

Wilfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

Tabla 8
Sistemas Estructurales

COEFICIENTE DE REDUCCION PARA ESTRUCTURAS	
SISTEMA ESTRUCTURAL	**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	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de Ductilidad limitada	4
Albañilería armada o confinada	3
Madera (Por esfuerzos admisibles).	7

Fuente: NTE E 030.

e. Factores de Irregularidad (I_a, I_p)

Tabla 9
Factores de Irregularidad (Ia, Ip)

		X	Y
Irregularidad en altura	I_a=	1	1
Irregularidad en planta	I_p=	1	1
	R=	6.00	3.00

$$R = R_o I_p I_a$$

Fuente: NTE E 030.

f. Factor de Amplificación Sísmica C

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

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

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

g. Calculo de Espectro Pseudo - Aceleración

Wilmer Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 151471

002348

Tabla 10
Espectro Pseudo - Aceleración

			Sismo X	Sismo Y
T (seg)	C	T (seg)	Sa/g (X)	Sa/g (Y)
0.00	2.5000	0.00	0.1875	0.3750
0.02	2.5000	0.02	0.1875	0.3750
0.04	2.5000	0.04	0.1875	0.3750
0.06	2.5000	0.06	0.1875	0.3750
0.08	2.5000	0.08	0.1875	0.3750
0.10	2.5000	0.10	0.1875	0.3750
0.12	2.5000	0.12	0.1875	0.3750
0.14	2.5000	0.14	0.1875	0.3750
0.16	2.5000	0.16	0.1875	0.3750
0.18	2.5000	0.18	0.1875	0.3750
0.20	2.5000	0.20	0.1875	0.3750
0.25	2.5000	0.25	0.1875	0.3750
0.30	2.5000	0.30	0.1875	0.3750
0.35	2.5000	0.35	0.1875	0.3750
0.40	2.5000	0.40	0.1875	0.3750
0.45	2.5000	0.45	0.1875	0.3750
0.50	2.5000	0.50	0.1875	0.3750
0.55	2.5000	0.55	0.1875	0.3750
0.60	2.5000	0.60	0.1875	0.3750
0.65	2.3077	0.65	0.1731	0.3462
0.70	2.1429	0.70	0.1607	0.3214
0.75	2.0000	0.75	0.1500	0.3000
0.80	1.8750	0.80	0.1406	0.2813
0.85	1.7647	0.85	0.1324	0.2647
0.90	1.6667	0.90	0.1250	0.2500
0.95	1.5789	0.95	0.1184	0.2368
1.00	1.5000	1.00	0.1125	0.2250
1.60	0.9375	1.60	0.0703	0.1406
2.00	0.7500	2.00	0.0563	0.1125
2.50	0.4800	2.50	0.0360	0.0720
3.00	0.3333	3.00	0.0250	0.0500

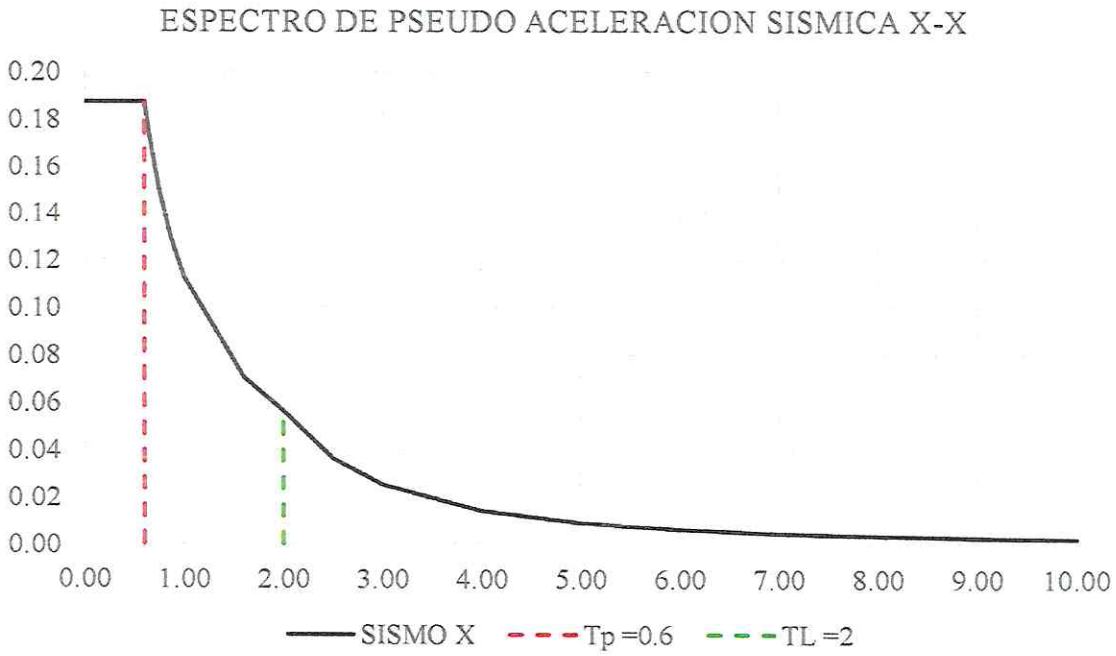
Wilfredo J. Ramos Ito
Ingeniero Civil
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 151471

4.00	0.1875	4.00	0.0141	0.0281
5.00	0.1200	5.00	0.0090	0.0180
6.00	0.0833	6.00	0.0063	0.0125
7.00	0.0612	7.00	0.0046	0.0092
8.00	0.0469	8.00	0.0035	0.0070
9.00	0.0370	9.00	0.0028	0.0056
10.00	0.0300	10.00	0.0023	0.0045

Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Figura 17: Espectro de Pseudo Aceleración Sísmica X-X

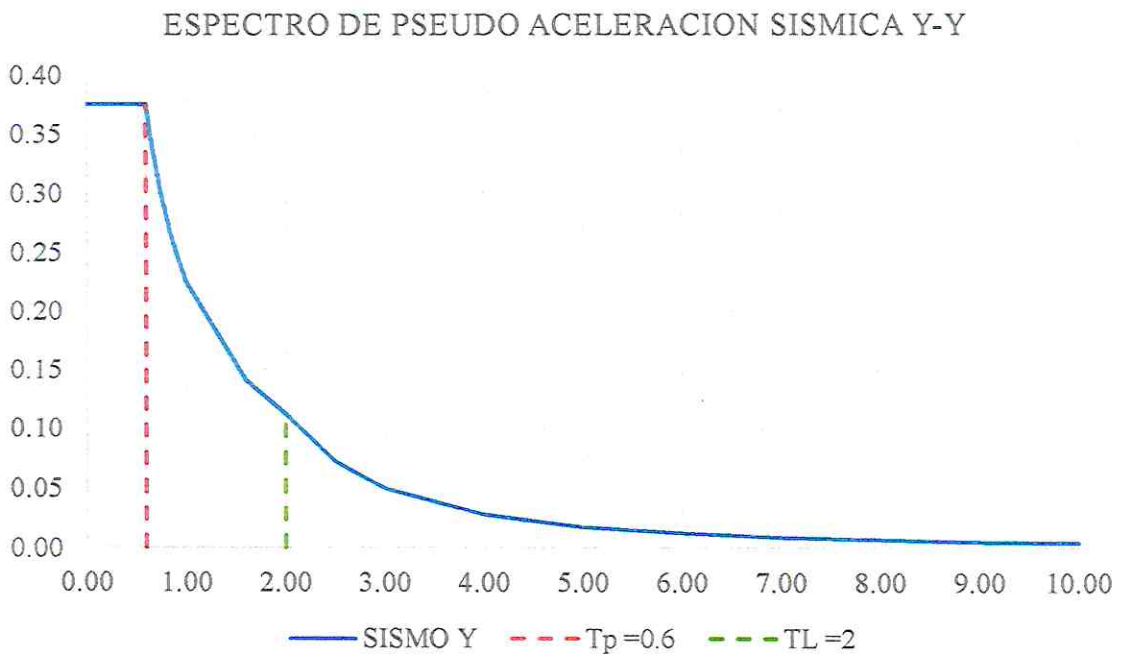


Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Wilfredo Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

Figura 18: Espectro de Pseudo Aceleración Sísmica X-X



Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

6. ANÁLISIS SÍSMICO

6.1 Estimación del Peso (P) (Articulo 26, NTE E 030)

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

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

6.2 Periodo fundamental de vibración y masas participativas

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

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

Wilfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

Tabla 11
Periodo fundamental y Masa participativa (supera 90% en el modo 13)

N° de Modos	Periodo T (S)	Masa Participativa		Masa Participativa Acumulada	
		Masas X (%)	Masas Y (%)	Masas X (%)	Masas Y (%)
1	0.253	0.98930000	0.00000636	0.98930000	0.00000636
2	0.143	0.00001411	0.64930000	0.98930000	0.64930000
3	0.128	0.00010000	0.00040000	0.98940000	0.64970000
4	0.128	0.00010000	0.00000622	0.98950000	0.64970000
5	0.12	0.00000000	0.00110000	0.98950000	0.65080000
6	0.12	0.00000000	0.00670000	0.98950000	0.65750000
7	0.101	0.00001854	0.02620000	0.98950000	0.68380000
8	0.098	0.00000059	0.01550000	0.98950000	0.69930000
9	0.094	0.00003899	0.00460000	0.98960000	0.70390000
10	0.093	0.00001211	0.00040000	0.98960000	0.70430000
11	0.088	0.01040000	0.00010000	1.00000000	0.70440000
12	0.079	0.00000160	0.00020000	1.00000000	0.70460000
13	0.073	0.00000072	0.28470000	1.00000000	0.98930000
14	0.063	0.00000000	0.00170000	1.00000000	0.99110000
15	0.05	0.00000299	0.00001307	1.00000000	0.99110000
16	0.048	0.00000000	0.00060000	1.00000000	0.99170000
17	0.043	0.00000000	0.00010000	1.00000000	0.99190000
18	0.042	0.00000000	0.00010000	1.00000000	0.99200000
19	0.041	0.00000000	0.00001846	1.00000000	0.99200000
20	0.041	0.00000000	0.00000522	1.00000000	0.99200000
21	0.039	0.00000171	0.00001245	1.00000000	0.99200000
22	0.038	0.00000000	0.00001078	1.00000000	0.99200000
23	0.038	0.00000000	0.00000610	1.00000000	0.99200000
24	0.037	0.00000000	0.00000949	1.00000000	0.99200000
25	0.035	0.00000000	0.00001692	1.00000000	0.99210000
26	0.034	0.00000000	0.00002717	1.00000000	0.99210000
27	0.032	0.00000067	0.00002119	1.00000000	0.99210000
28	0.03	0.00000000	0.00002584	1.00000000	0.99210000
29	0.03	0.00000000	0.00010000	1.00000000	0.99220000
30	0.029	0.00000000	0.00000000	1.00000000	0.99220000

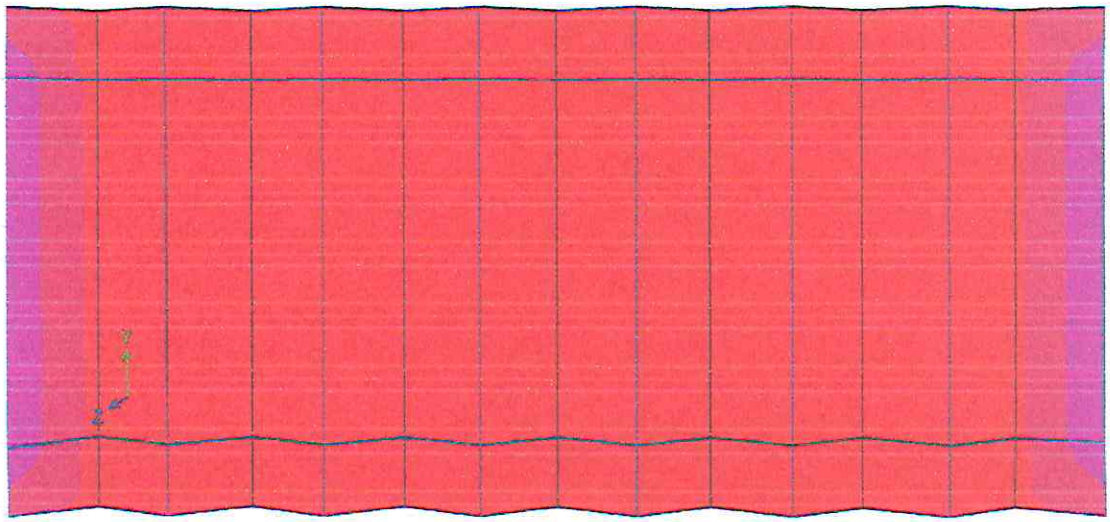
Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Gamboa
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

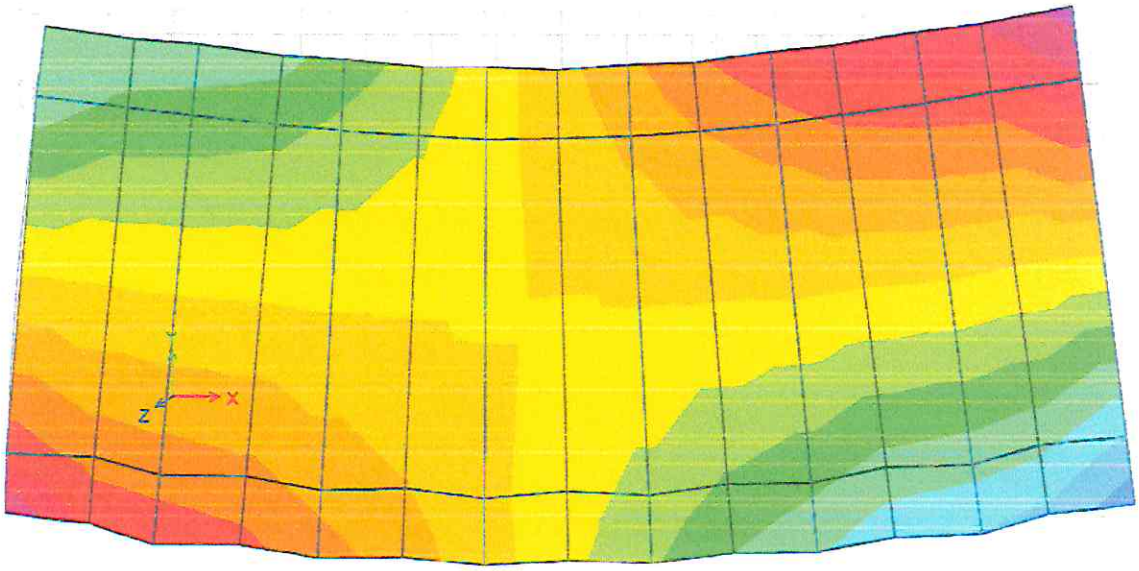
002344

Figura 19: Primer modo de vibración - traslación en X



Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Figura 20: Segundo modo de vibración - traslación en Y



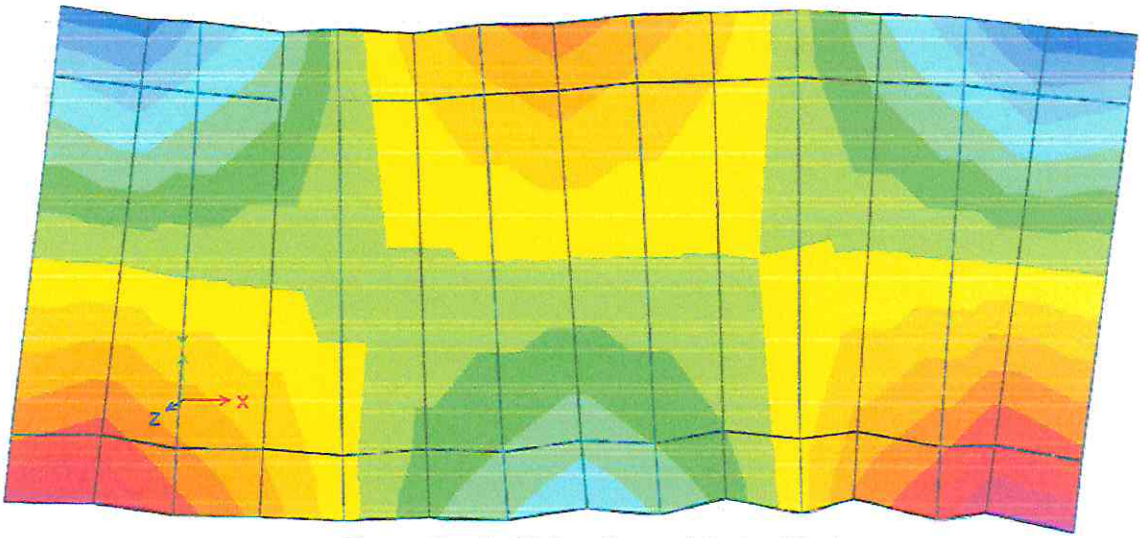
Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Wilfredo Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Trofilo Cárdenas Sandoval
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP

002343

Figura 21: Tercer modo de vibración - Rotación XY



Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

6.3 Fuerza cortante estática en la base

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

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

El valor de *C/R* no se considera menor que:

$$\boxed{\frac{C}{R} \geq 0.11}$$

a. Verificación de C/R

$$\boxed{\begin{array}{ll} T < T_p & C = 2.5 \\ T_p < T < T_L & C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_p}{T}\right) \\ T > T_L & C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2}\right) \end{array}}$$

$$\frac{C}{R} = \frac{2.5}{6} = 0.4167 \geq 0.11, CUMPLE$$

$$\frac{C}{R} = \frac{2.5}{3} = 0.8333 \geq 0.11, CUMPLE$$

Wilfredo J Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141892

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002342

b. Determinación de la fuerza cortante estática en la base

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

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

Tabla 12
Cortante estática en la base

	Dirección X - X	Dirección Y - Y
Z=	0.25	0.25
U=	1.50	1.50
S=	1.20	1.20
Tp=	0.60	0.60
TL=	2.00	2.00
Ro=	6.00	3.00
Ia=	1	1
Ip=	1	1
R=	6.00	3.00
C=	2.5	2.5
P=	260.0719 tnf	260.0719 tnf
V=	**48.7635 tnf**	**97.5270 tnf**

Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

6.4 Fuerza dinámica en la base

Tabla 13
Cortante dinámica en la base

Load Case/Combo	VX tonf	VY tonf	MX tonf-m	MY tonf-m
Comb 1.25(D+L)±EX	47.782	0.258	1400.911	-4025.233
Comb 1.25(D+L)±EY	0.394	69.988	1622.978	-3892.33
Comb 0.90D±EX	47.782	0.26	1016.528	-2975.319
Comb 0.90D±EY	0.394	69.989	1238.595	-2842.416

Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Wilfredo Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141892

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002341

6.5 Fuerza Cortante Mínima, Factor de Escalamiento

Para cada una de las direcciones consideradas en el análisis, la fuerza cortante en el primer entrepiso del edificio no puede ser menor que el 80% del valor calculado según el artículo 25 (Norma E.030) para estructuras regulares, ni menor que el 90% para estructuras irregulares.

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

Tabla 14
Cortante dinámica en la base

Cortante	Estático tonf	80 % Estático tonf	Dinámico tonf	Factor de escalamiento
Cortante X	48.7635	39.0108	47.782	0.8164
Cortante Y	97.5270	78.0216	69.988	1.1148

Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

6.6 Desplazamiento máximo en el último nivel, máximo desplazamiento de entrepiso y deriva máxima.

Para estructuras regulares, los desplazamientos laterales se calculan multiplicando por 0,75 R los resultados obtenidos del análisis lineal y elástico con las solicitaciones sísmicas reducidas. Para estructuras irregulares, los desplazamientos laterales se calculan multiplicando por 0,85 R los resultados obtenidos del análisis lineal elástico.

Para el cálculo de los desplazamientos laterales no se consideran los valores mínimos de C/R indicados en el numeral 28.2 (Norma E.030) ni el cortante mínimo en la base especificada en el numeral 29.4 (Norma E.030).

El máximo desplazamiento relativo de entrepiso, calculado, no excede la fracción de la altura de entrepiso (distorsión) que se indica en la siguiente tabla.

Tabla 15
Límites para la distorsión del entrepiso

LÍMITES PARA LA DISTORSIÓN DEL ENTREPISO	
Material Predominante	(Δi / hei)
Concreto Armado	0.007
Acero	0.010
Albañilería	0.005
Madera	0.010
Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0.005

Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002340

Tabla 16
Sismo dinámico en la dirección X – Desplazamientos y derivas

Pisos	Desplazamiento X m	Altura H m	Derivas X	Cumple
Techo	0.004551	0.75	0.001735	SI
1	0.003288	4.75	0.000692	SI

Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Tabla 17
Sismo dinámico en la dirección Y – Desplazamientos y derivas

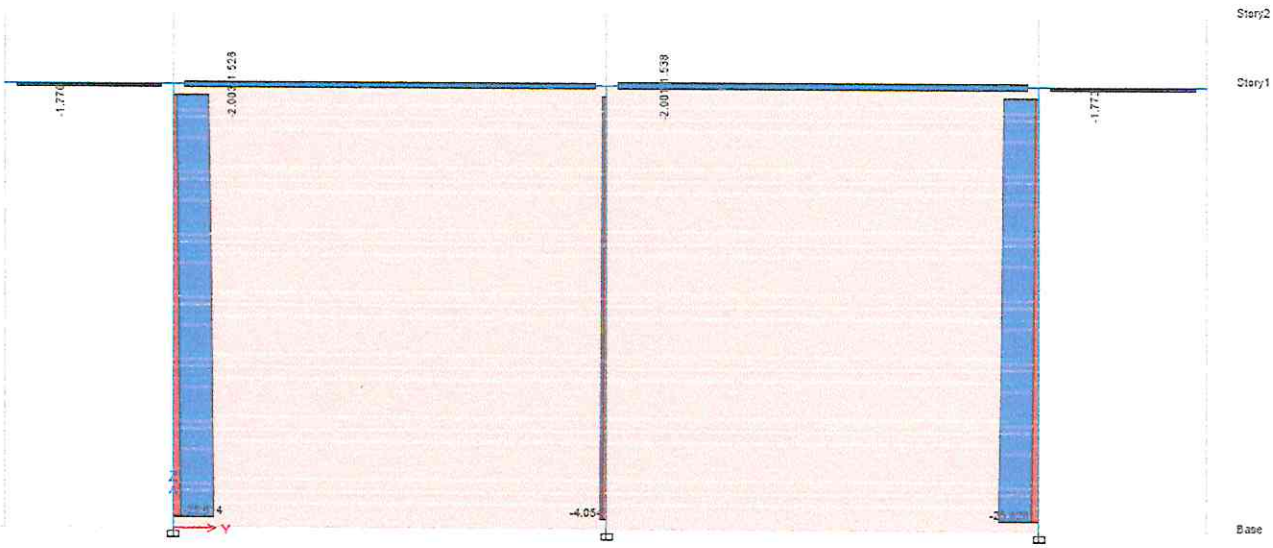
Pisos	Desplazamiento Y m	Altura H m	Derivas	Cumple
Techo	0.002014	0.75	0.000581	SI
1	0.001941	4.75	0.000407	SI

Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

7. DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

7.1 Resultados del análisis por cargas de gravedad y cargas sísmicas

Figura 22: Diagrama de Fuerza Axial Pórtico M – M

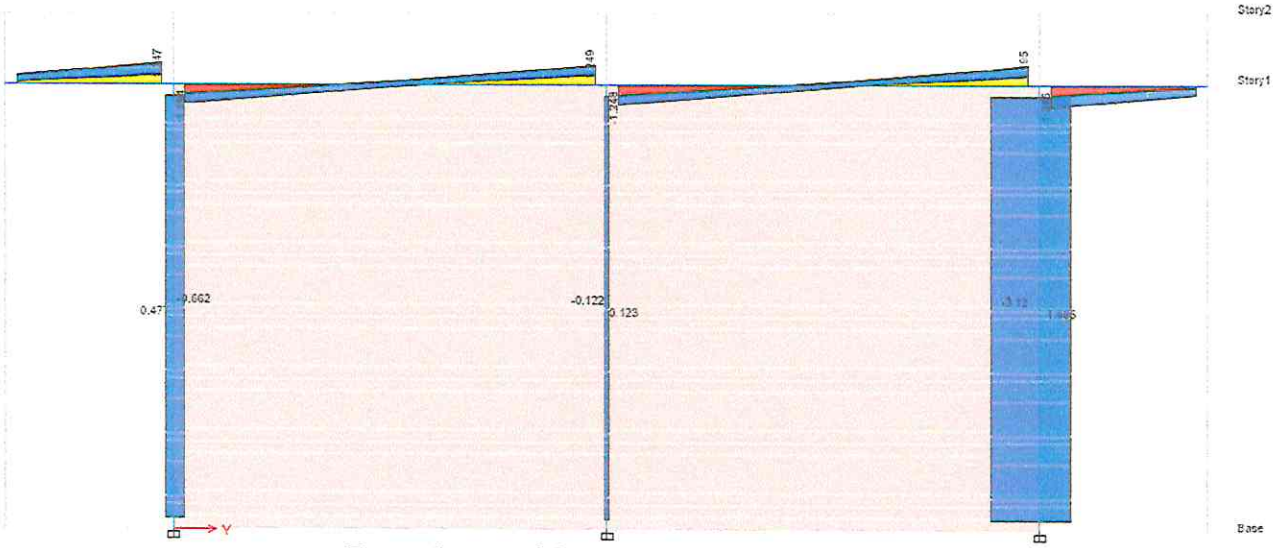


Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Alfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

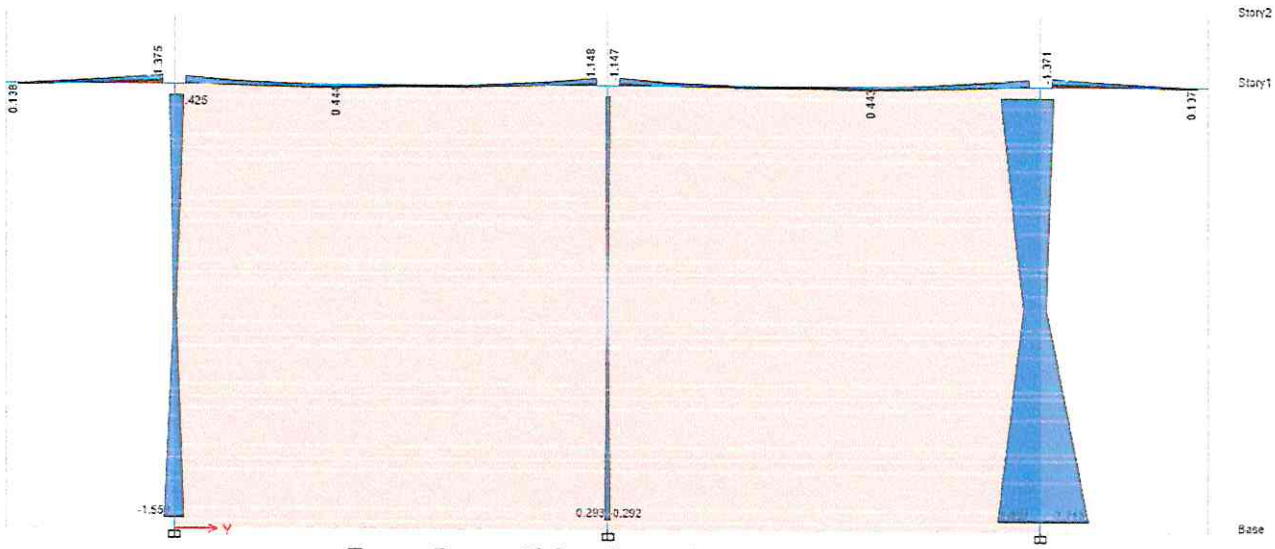
Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 151471

Figura 23: Diagrama de Fuerza Cortante 2-2 Pórtico M - M



Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Figura 24: Diagrama de Momento Flector 3-3 Pórtico M - M

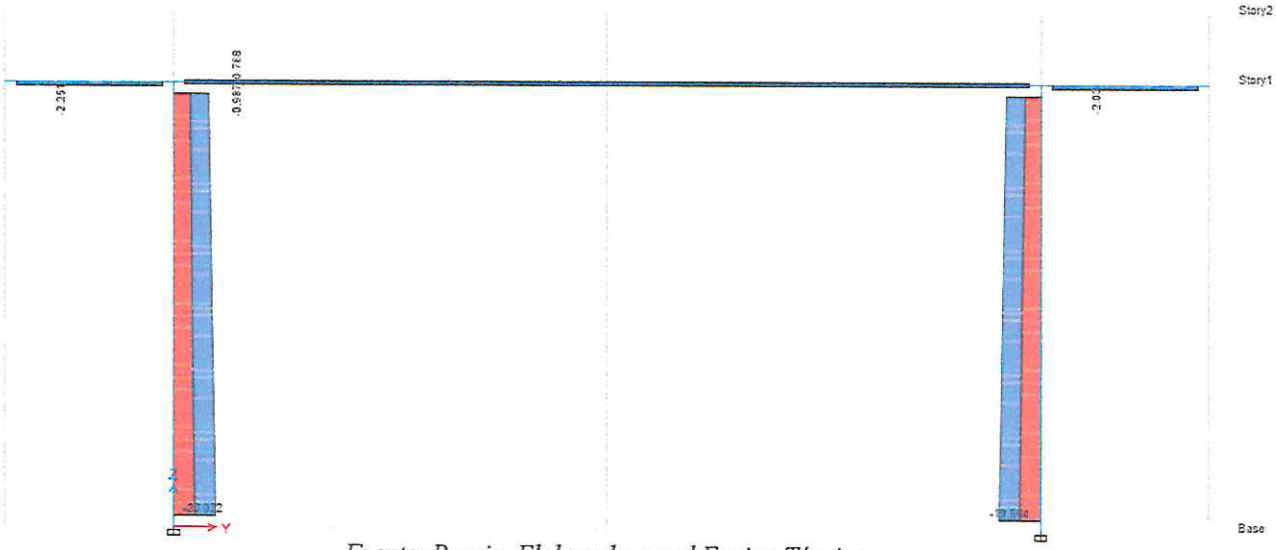


Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Wilfredo Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

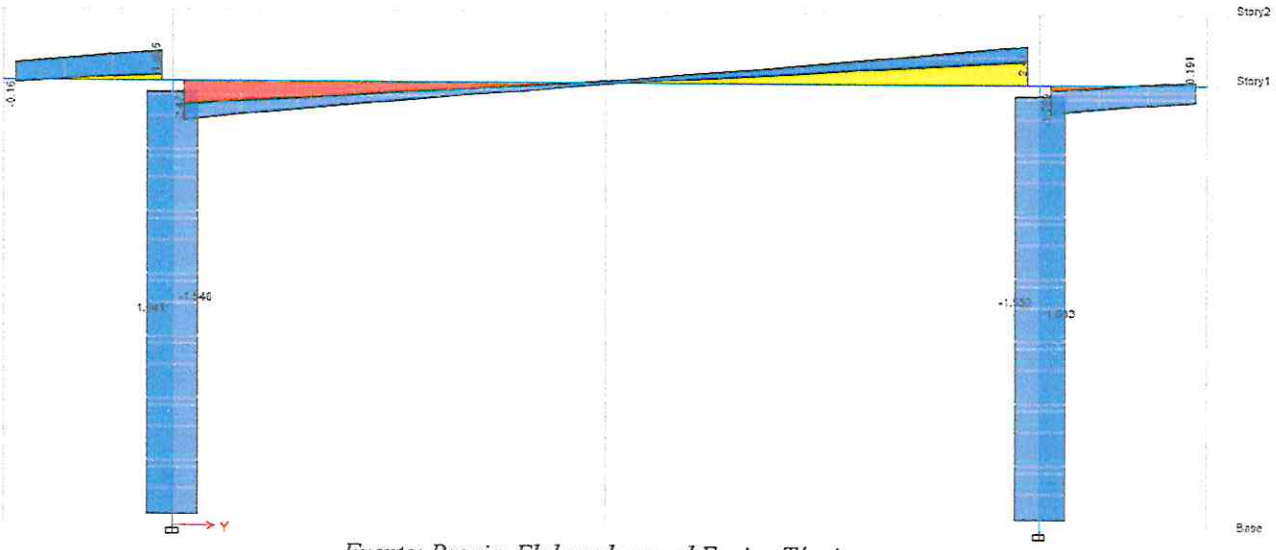
Luis Teófilo Chalcomo Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 151471

Figura 25: Diagrama de Fuerza Axial Pórtico O - O



Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Figura 26: Diagrama de Fuerza Cortante 2-2 Pórtico O - O

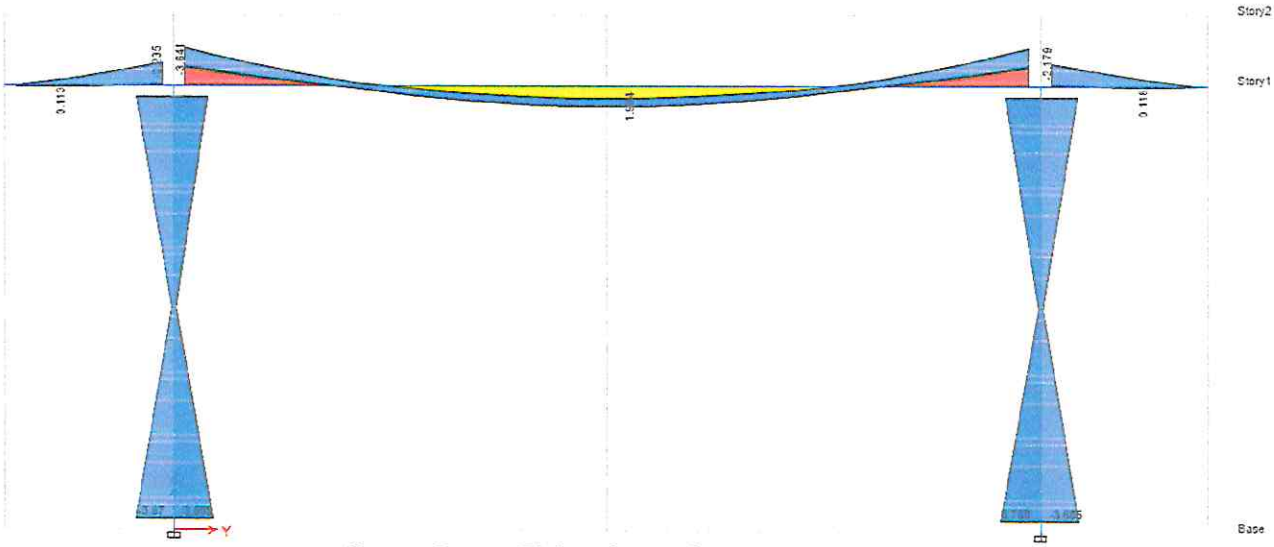


Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Wilfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

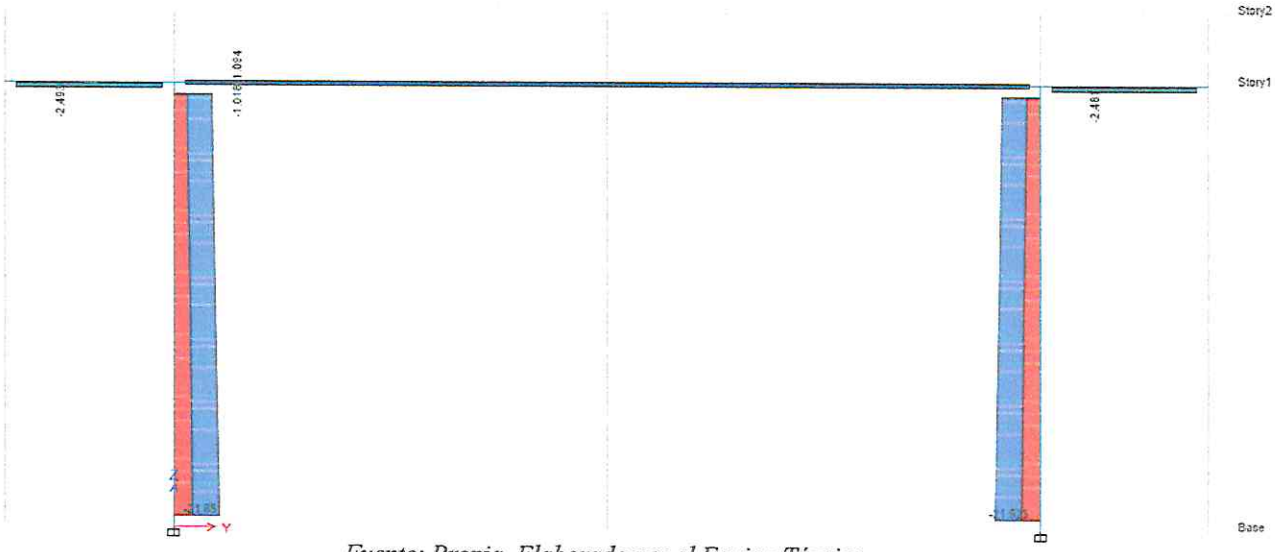
Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

Figura 27: Diagrama de Momento Flector 3-3 Pórtico O – O



Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Figura 28: Diagrama de Fuerza Axial Pórtico U - U

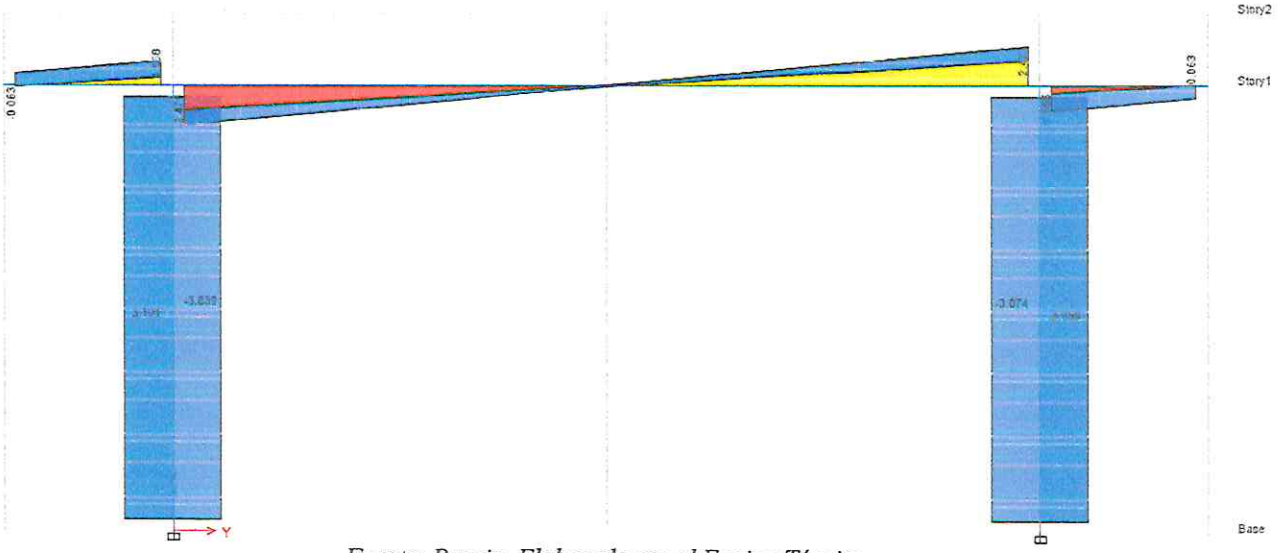


Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Wilfredo Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

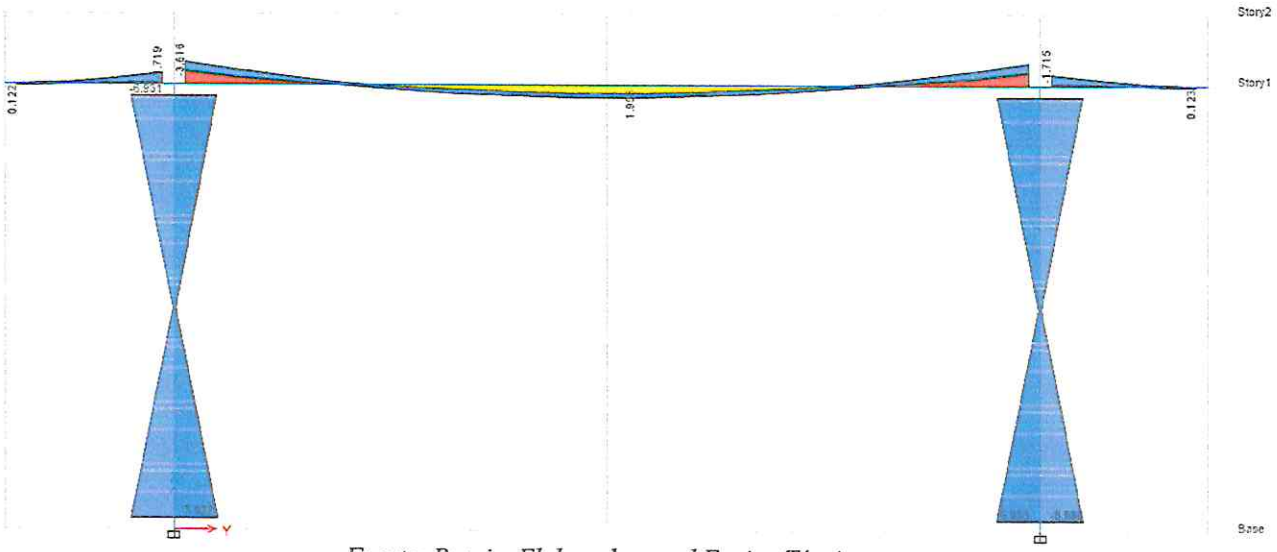
Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

Figura 29: Diagrama de Fuerza Cortante 2-2 Pórtico U - U



Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Figura 30: Diagrama de Momento Flector 3-3 Pórtico U - U

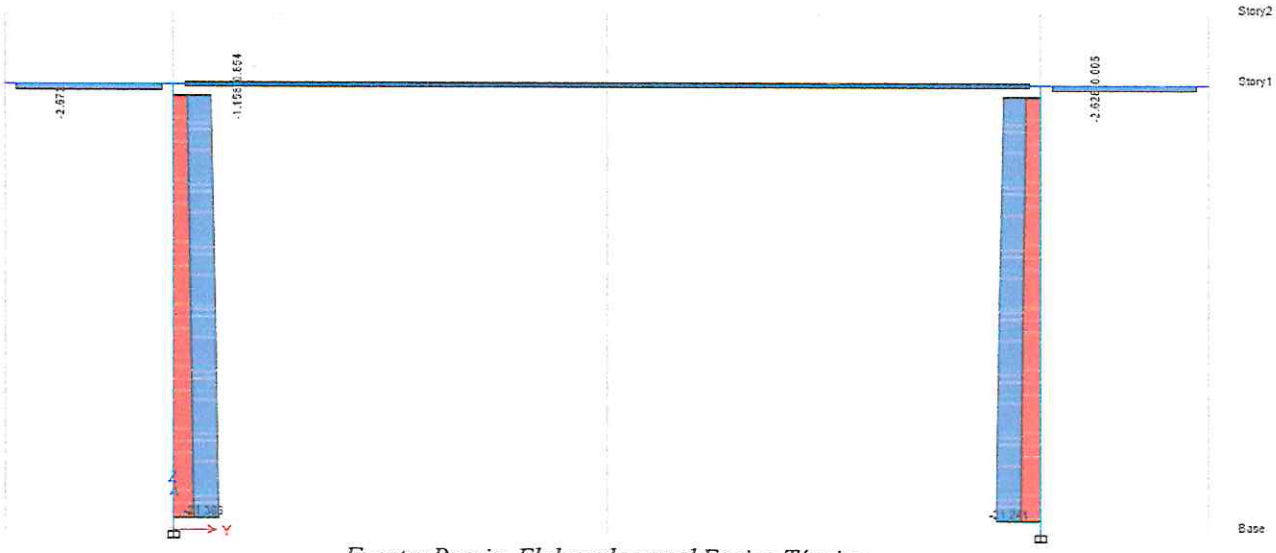


Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

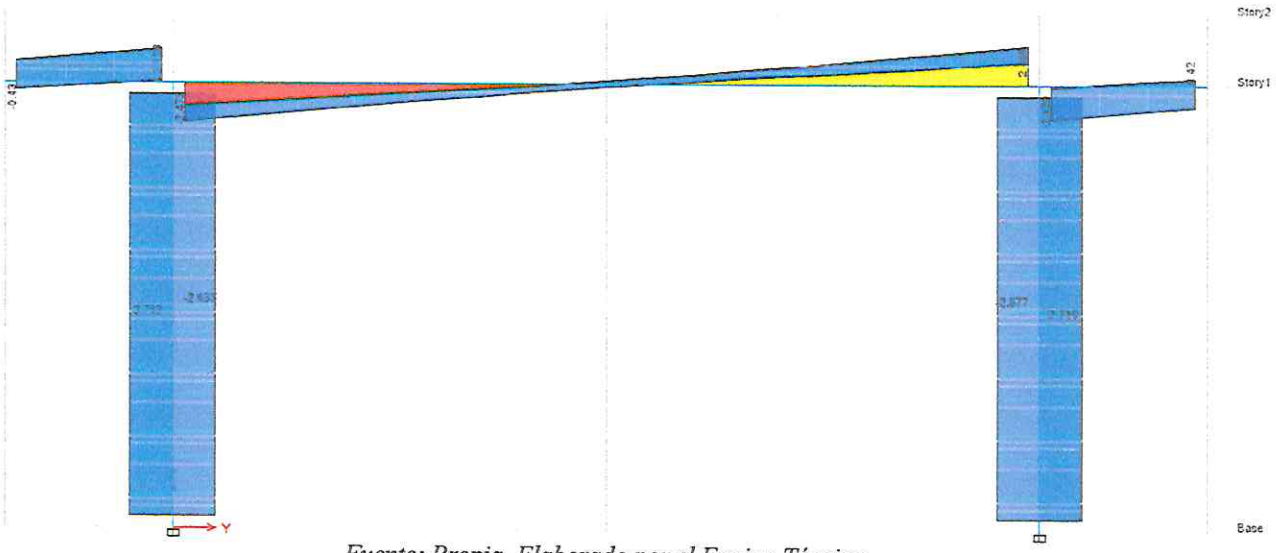
Wilmer Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Figura 31: Diagrama de Fuerza Axial Pórtico W - W



Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Figura 32: Diagrama de Fuerza Cortante 2-2 Pórtico W - W

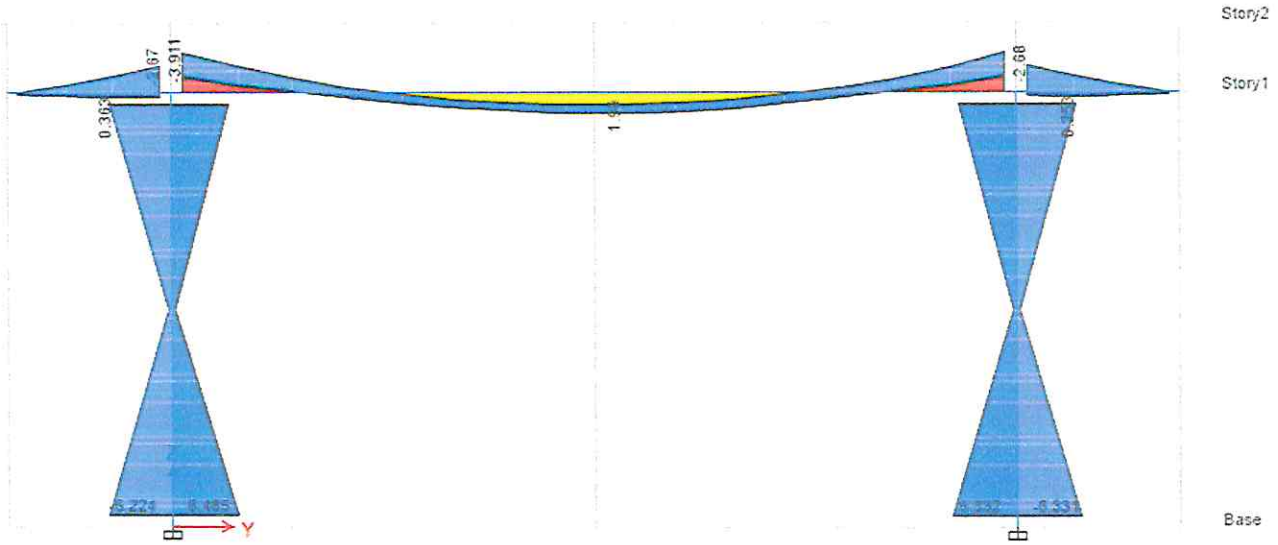


Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Wilmer Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141292

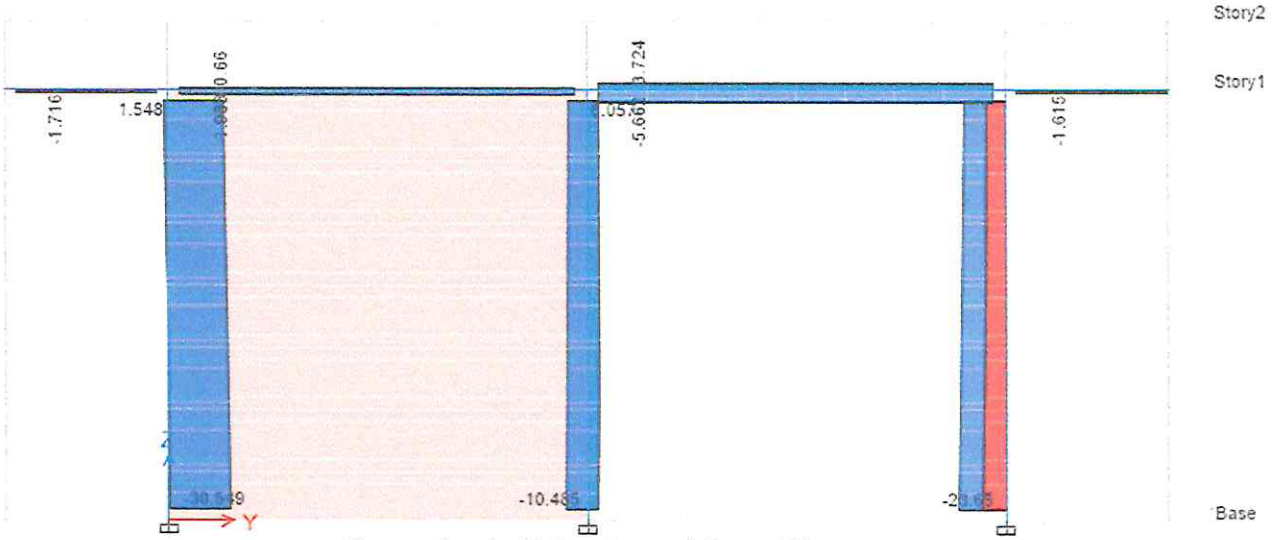
Luis Teófilo Cárdenas
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

Figura 33: Diagrama de Momento Flector 3-3 Pórtico W - W



Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Figura 34: Diagrama de Fuerza Axial Pórtico DD – DD



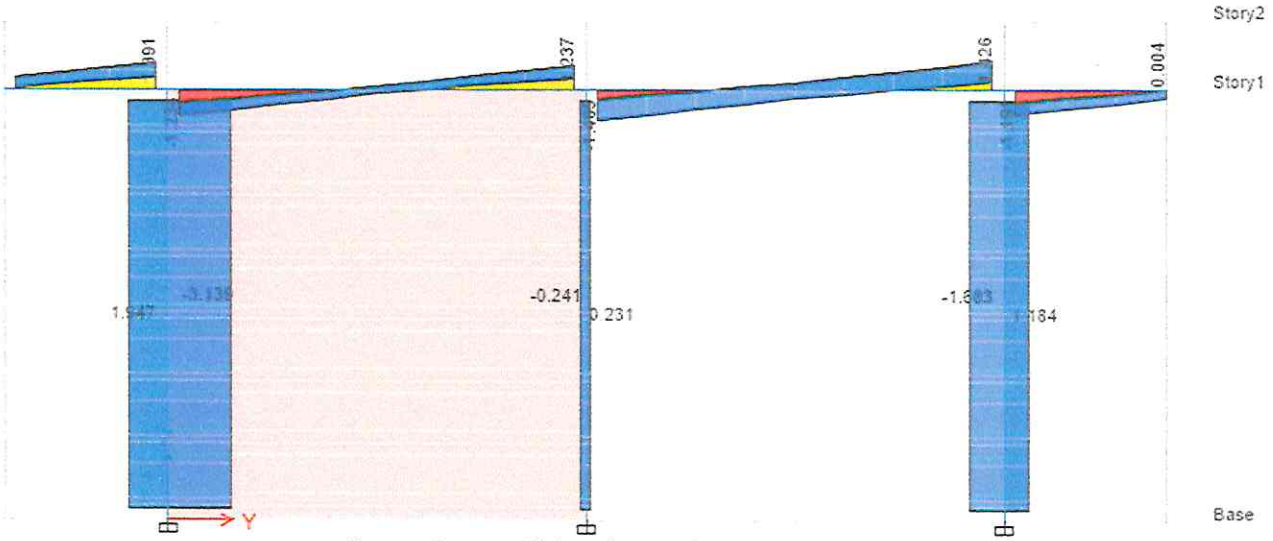
Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Wilfredo T. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teofilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191671

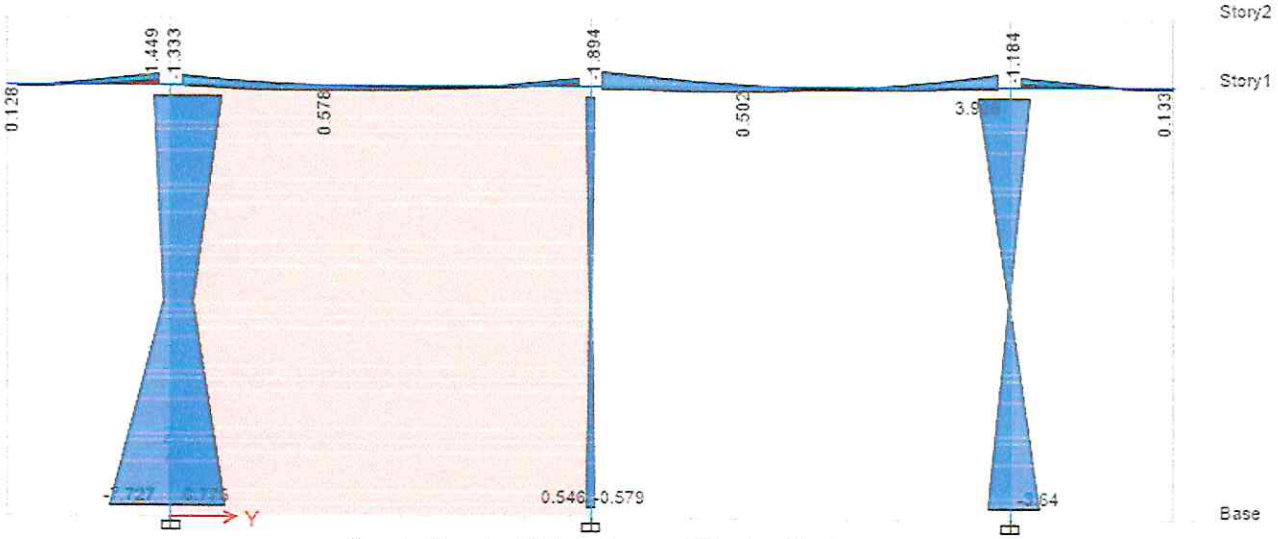
002333

Figura 35: Diagrama de Fuerza Cortante 2-2 Pórtico FF - FF



Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Figura 36: Diagrama de Momento Flector 3-3 Pórtico FF - FF

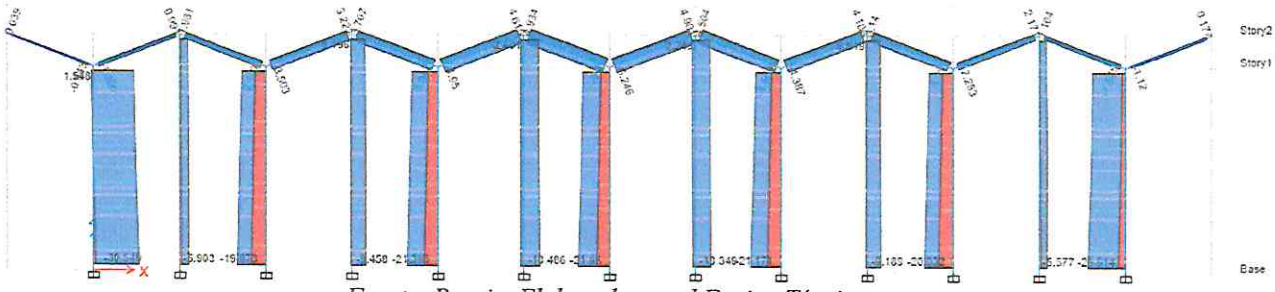


Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Wilfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

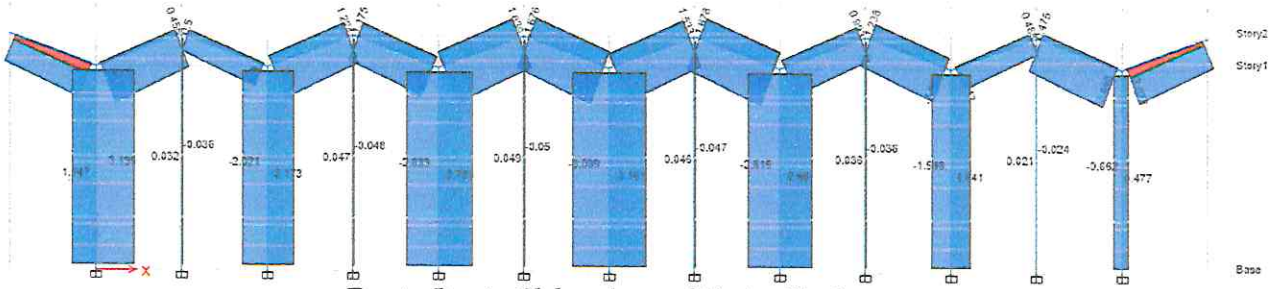
Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

Figura 37: Diagrama de Fuerza Axial Pórtico 30 - 30



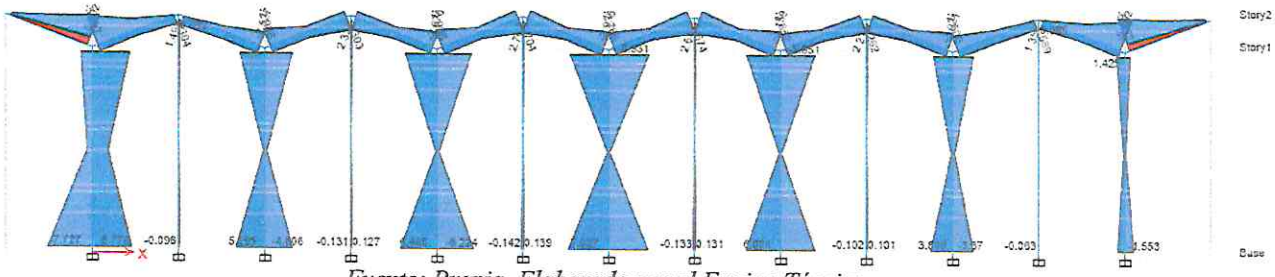
Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Figura 38: Diagrama de Fuerza Cortante 2-2 Pórtico 30 - 30



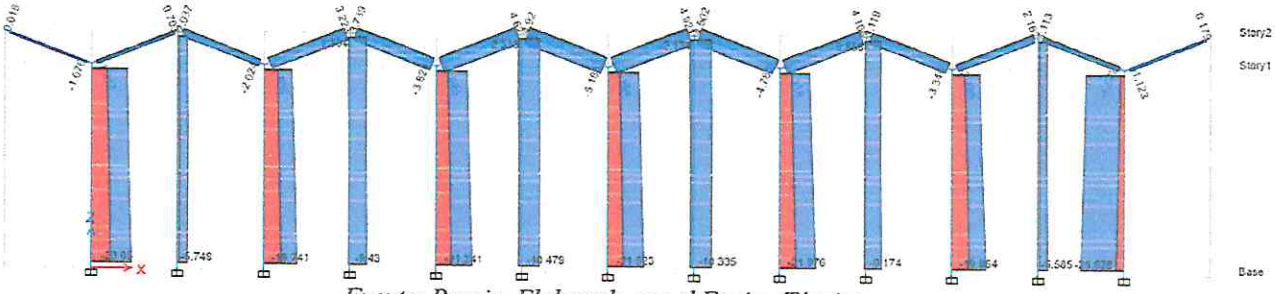
Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Figura 39: Diagrama de Momento Flector 3-3 Pórtico 30 – 30



Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Figura 40: Diagrama de Fuerza Axial Pórtico 34 - 34



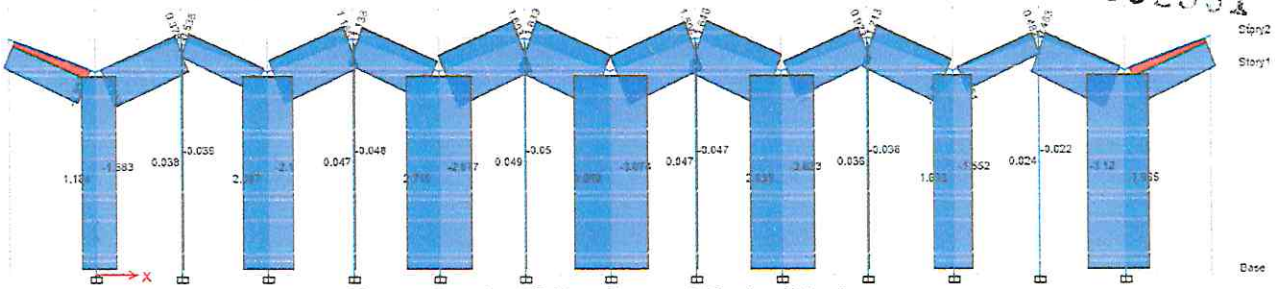
Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Wilfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Cossio
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191473

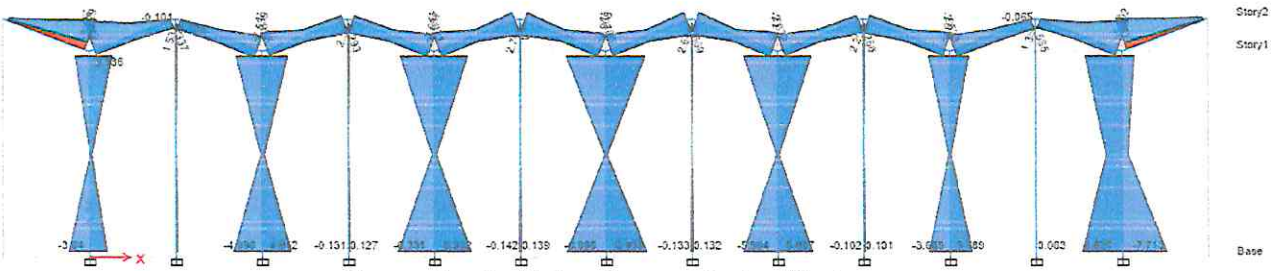
002331

Figura 41: Diagrama de Fuerza Cortante 2-2 Pórtico 30 - 30



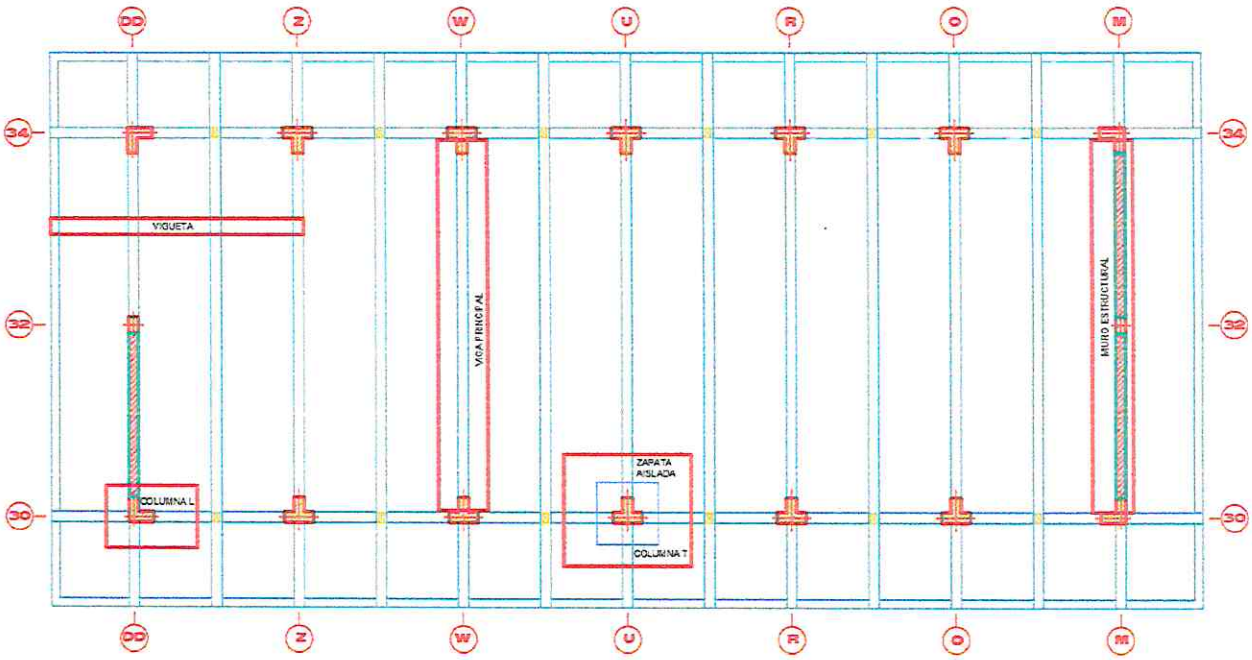
Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Figura 42: Diagrama de Momento Flector 3-3 Pórtico 30 – 30



Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Figura 43: Elementos estructurales diseñados - representativos y/o el más esforzado



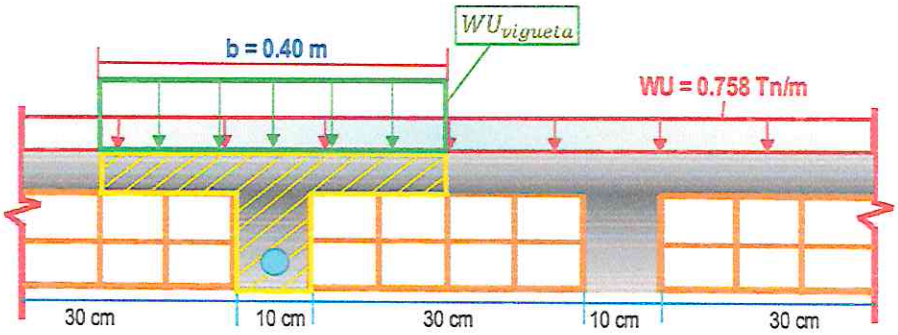
Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Wilfredo Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

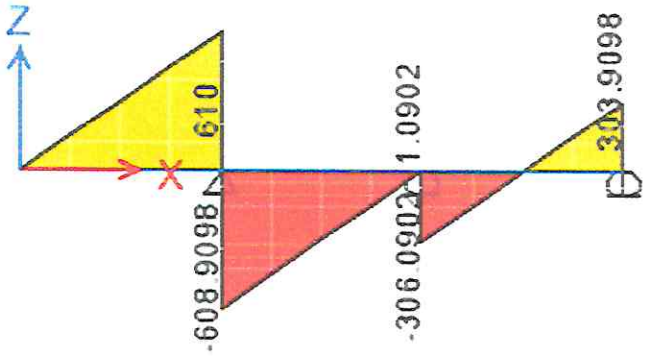
7.2 Diseño de aligerados

002330



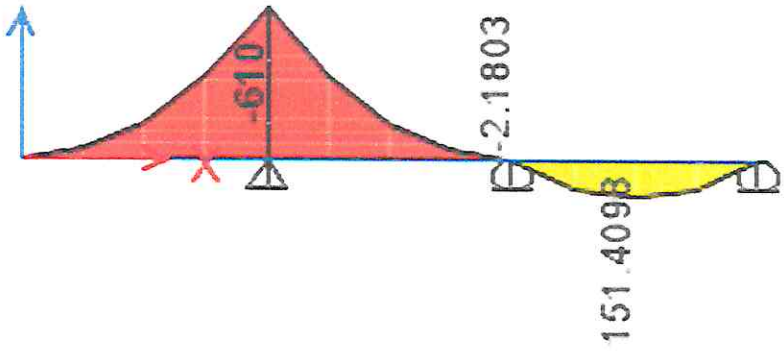
$WU_{vigueta} = WU * b$ 758 Kg/m2 * 0.40 m = 303.2 Kg/m WUvigueta = 0.303 Tn/m

Figura 44: Diagrama de Fuerza Cortante 2-2 Losa Aligerada



Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Figura 45: Diagrama de Momento Flector 3-3 Losa Aligerada



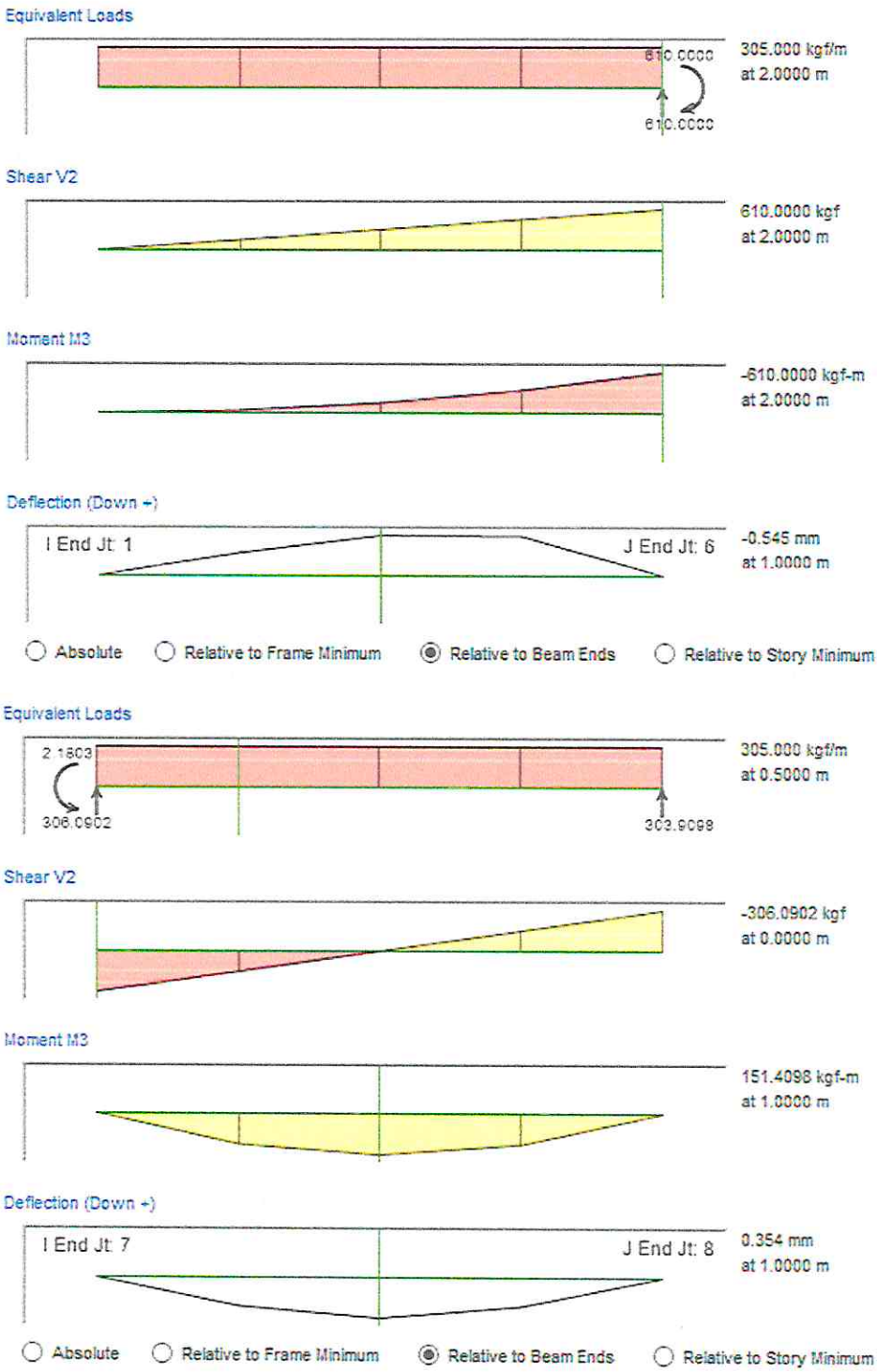
Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Winfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

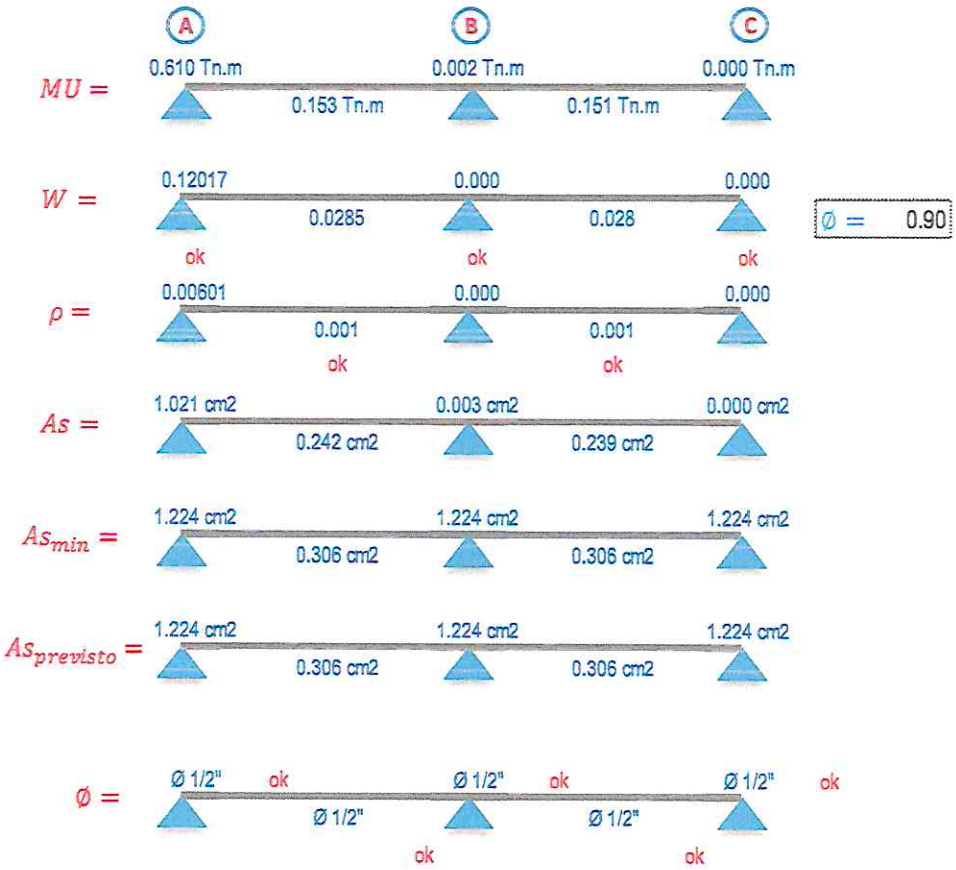
002329

a. Diseño por flexión

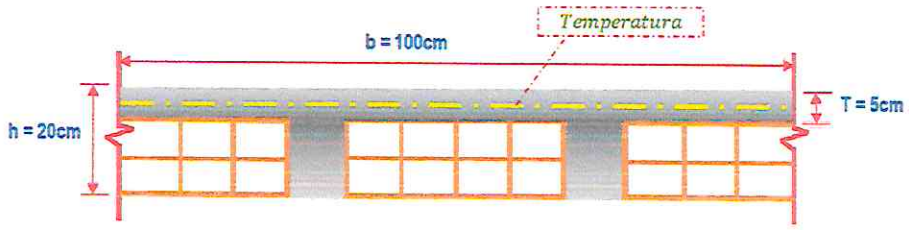


Wilfredo J Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471



b. Refuerzo por temperatura



$As_{min} = 0.0018 * b * T$ 0.0018 * 100 * 5 = 0.90cm2

*Considerando siempre Ø 1/4"

$\#Barras = \frac{As_{min}}{As_b}$ $\frac{0.90cm2}{0.32cm2}$ = 3 Ø1/4

$S_{max} = S * T$ 5 * 5 = 25 cm

$S_{\emptyset} = \frac{b}{\#Barras}$ $\frac{100\ cm}{3}$ = 33 cm

→ usaremos: Ø 1/4" @ 25cm

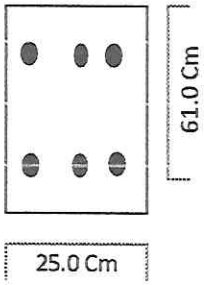
Wilfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP- 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

7.3 Diseño de Vigas

a. Diseño por flexión

ANALISIS Y DISEÑO EN FLEXIÓN DE VIGAS



F_y =	4,200 Kg/cm^2		ϕ flexión = 0.9
F_c =	210 Kg/cm^2		1.2*Mcr = 612260.7 kg-cm
b =	25 cm		
h =	65 cm		
r =	4 cm		
fr =	29 Kg/cm2		
Ig =	572,135 cm^4		
Yt =	33 cm		
Mcr =	510,217 kg-cm		
Mcr	5 Ton-m		

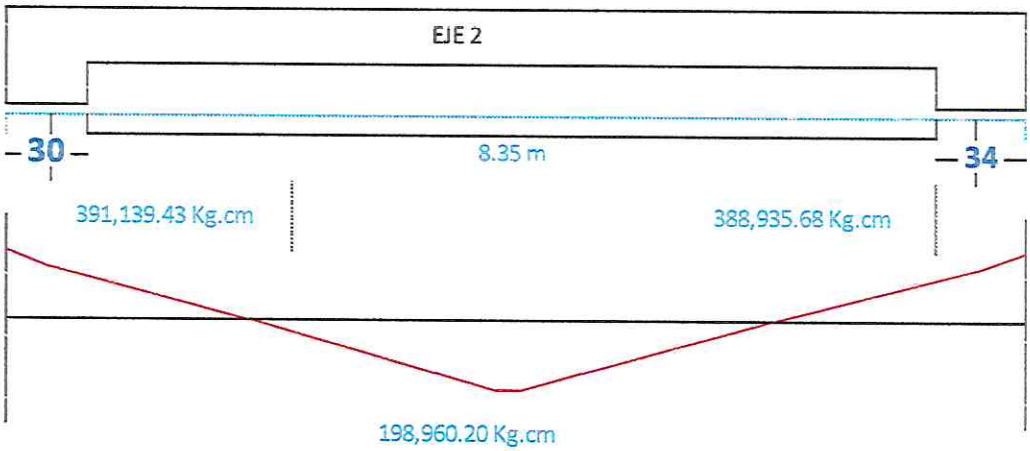
10.5 REFUERZO MÍNIMO EN ELEMENTOS SOMETIDOS A FLEXIÓN

10.5.1 En cualquier sección de un elemento estructural - excepto en zapatas y losas macizas - sometido a flexión, donde por el análisis se requiera refuerzo de acero en tracción, el área de acero que se proporcione será la necesaria para que la resistencia de diseño de la sección sea por lo menos 1,2 veces el momento de agrietamiento de la sección bruta Mcr ($\phi Mn \geq 1{,}2\, Mcr$), donde:

$$Mcr = \frac{fr\, Ig}{Yt} \qquad fr = 0.62\sqrt{f'c}$$

10.5.2 El área mínima de refuerzo por tracción de las secciones rectangulares y de las secciones T con el ala en compresión, no será menor de:

$$As\min = \frac{0.22\sqrt{f'c}}{fy}\, bw\, d \qquad (10\text{-}3)$$



680,289.63 Kg.cm

As= $\rho * b * d$

$$\rho = W * \frac{f'C}{fy} \qquad W = \frac{\emptyset - \sqrt{\emptyset^2 - 4 * 0.59 * \emptyset * K_u}}{2 * 0.59 * \emptyset}$$

Asmin= $\rho min * b * d$

$$\rho_{min} = 0.7 * \frac{\sqrt{f'C}}{fy} \qquad K_u = \frac{M_U}{f'c * b * d^2}$$

Luis Teófilo Cárdenas Osmdoni
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

Wilfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

ANALISIS DE ACERO EN VIGA

M_U	391,139.43	680,289.63	388,935.68
b	25.00	25.00	25.00
d	61.00	61.00	61.00
ϕ	0.90	0.90	0.90
K_U	0.02002	0.03482	0.01991
W	0.02255	0.03962	0.02242
ρ	0.00113	0.00198	0.00112
ρ_{min}	0.00242	0.00242	0.00242
A_s	1.72	3.02	1.71
$A_{s\,min}$	3.68	3.68	3.68
$A_{s\,sel.}$	3.68	3.68	3.68

Alternativa 1: $A_{s\ 5/8} = 1.98\ cm^2$

Ø 5/8"	1.86 2 Barillas	1.86 2 Barillas	1.86 2 Barillas

: $A_{s\ 1/2} = 1.27\ cm^2$

Ø 1/2"	-0.22 0 Barillas	-0.22 0 Barillas	-0.22 0 Barillas

Acero asumido en los planos

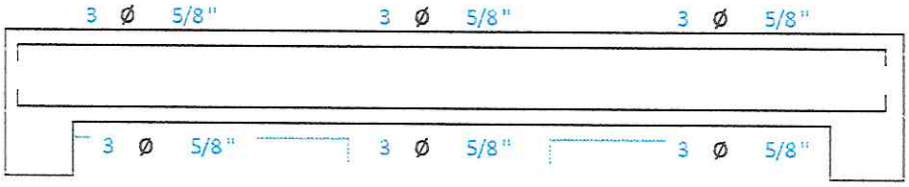
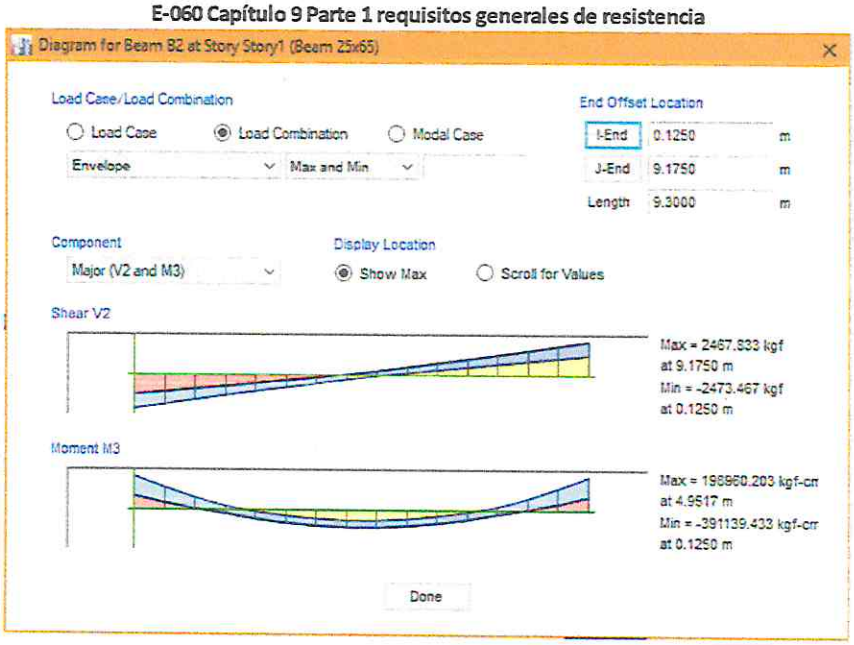


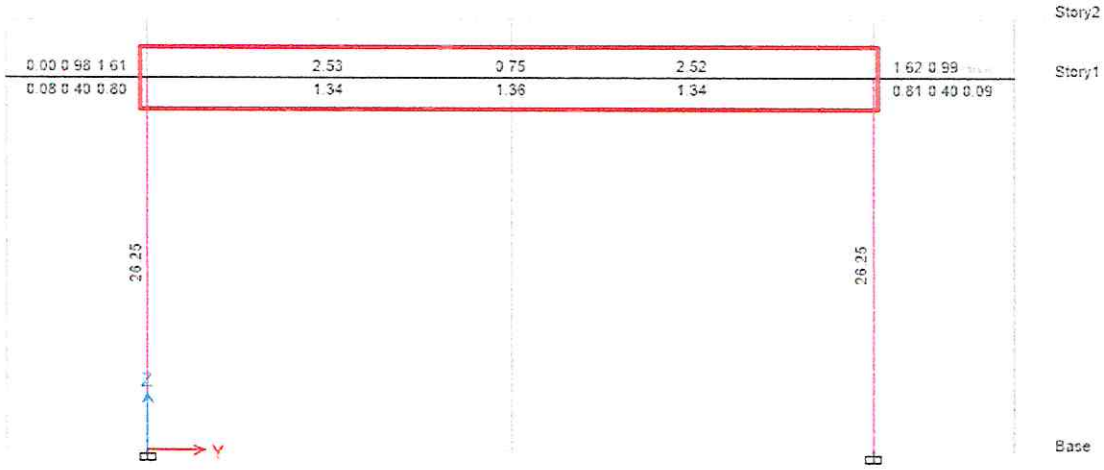
Diagrama de Esfuerzos (Momentos),Fue Obtenido Con la Combinacion de Carga de E-060 Capítulo 9 Parte 1 requisitos generales de resistencia



Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Diseño de Aceros Realizado Con el Programa ETABS 2016



comparacion de resulatados:

Comparacion de Resulatados Obtenidos del Programa Etabs y del Diseño en esta Hoja:

	Acero (-) cm2	Acero (+) cm2	Acero (-) cm2
Hoja	3.68	3.68	3.68
Etabs	2.53	1.36	2.52
Plano	5.94	5.94	5.94

Se concluye que los resultados son similares por lo que por eficiencia se tomara en cuenta los resultados obtenidos en el programa Etabs, manteniendonos dentro del marco normativo.

Para el Dibujo de Planos se Considero lo siguiente y la tabla de la hoja "Grafica y datos"; ademas se trato de uniformizar para una mejor, facil y rapido proceso constructivo

7.11 REFUERZO TRANSVERSAL PARA ELEMENTOS A FLEXIÓN

7.11.1 El refuerzo en compresión en vigas debe confinarse con estribos que cumplan las limitaciones de tamaño y espaciamiento de 7.10.5 o bien con un refuerzo electrosoldado de alambre de un área equivalente. Los estribos deben colocarse a lo largo de toda la distancia donde se requiera refuerzo en compresión.

7.11.2 El refuerzo transversal para elementos de pórticos sometidos a esfuerzos de torsión o a esfuerzos reversibles de flexión en los apoyos debe consistir en estribos cerrados o espirales colocados alrededor del refuerzo de flexión.

7.11.3 Los estribos cerrados se deben formar de una sola pieza con sus ganchos extremos colocados superpuestos abrazando la misma barra longitudinal, o se deben formar de una o dos piezas unidas mediante un empalme por traslape Clase B (longitud de traslape de 1.3 ℓd) o anclándolas de acuerdo con 12.13.

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

Ramos Ho
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

002324

7.10.5.3 Los estribos deben disponerse de tal forma que cada barra longitudinal de esquina y cada barra alterna tenga apoyo lateral proporcionado por la esquina de un estribo con un ángulo interior no mayor de 135° y ninguna barra longitudinal esté separada a más de 150 mm libres de una barra apoyada lateralmente. Cuando las barras longitudinales estén localizadas alrededor del perímetro de un círculo, se permite el uso de un estribo circular completo.

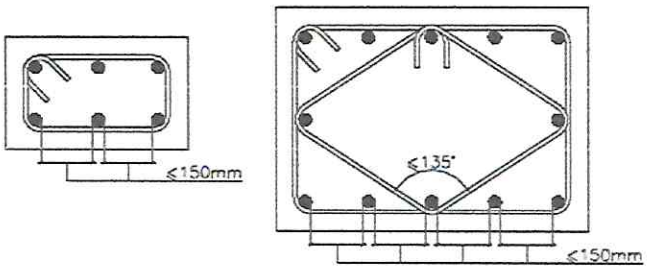
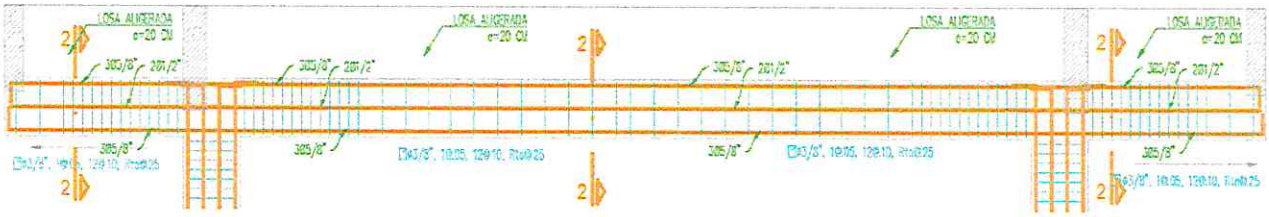
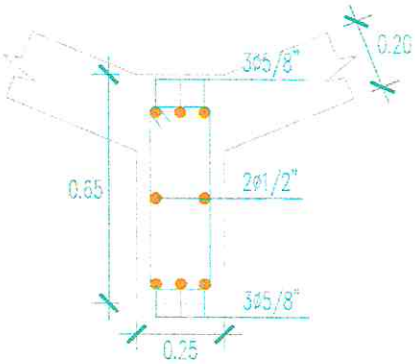


Fig. 7.10.5.3 Separación máxima de barras sin apoyo lateral.





CORTE 2 - 2
VP-101(25x65)

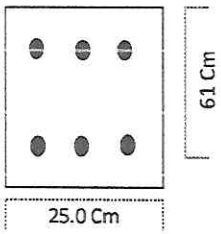
[r 3/8": 1@ 0.05, 12@0.10, R@0.20

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

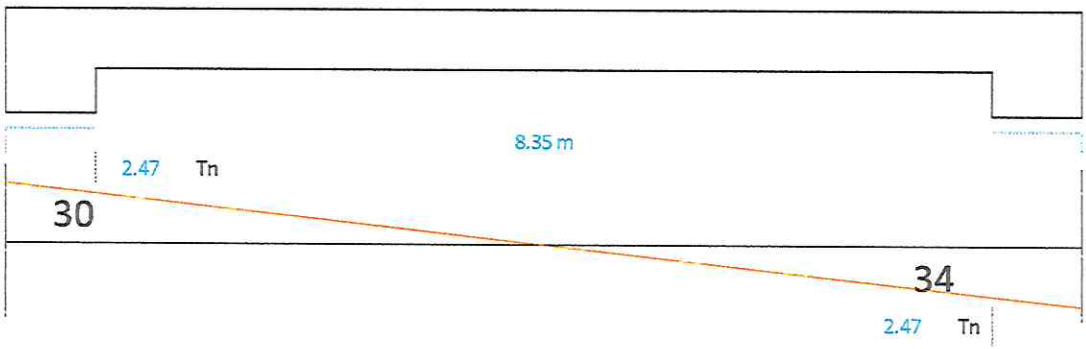
Wilfredo Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

b. Diseño por cortante

ANALISIS DE CORTE EN VIGAS



F_y = 4,200 Kg/cm²
F_c = 210 Kg/cm²
b = 25 cm
h = 65 cm
r = 4 cm



Cortante actuante = 2.47 Tn.
Cortante nominal = 2.91 Tn.
V_n = 2,905.88 Kg

$$V_n = \frac{V_a}{0.85} = \frac{2.47}{0.85} = 2.91$$

Cortante actuante = 2.47 Tn.
Cortante nominal = 2.91 Tn.
V_n = 2,905.88 Kg

$$V_n = \frac{V_a}{0.85} = \frac{2.47}{0.85} = 2.91$$

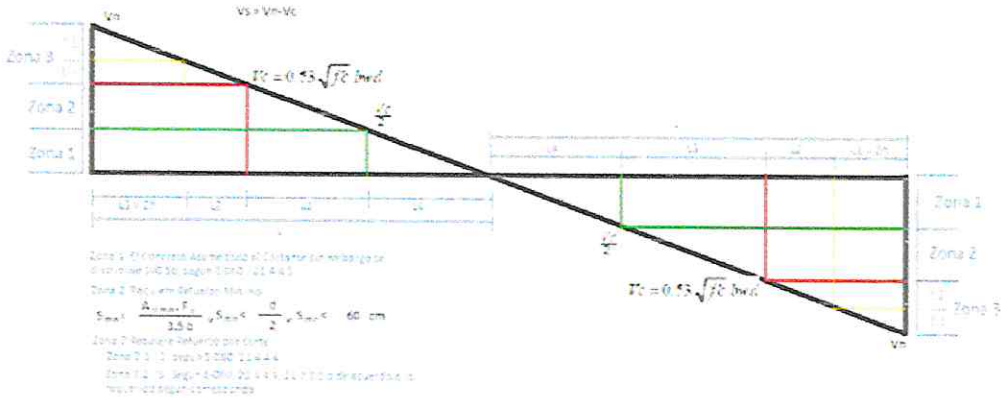
Resistencia del concreto al corte

V_c = 11,712.66 Kg. = 11.71 Tn.

$$V_c = 0.53\,(f'c)^{1/2}.b.d = 0.53 \quad (210) \quad (25) \quad (61) = 11{,}712.66$$

Cortante asumido por el estribo (V_s)
$V_s = V_n - V_c$ = -8.81 Tn.

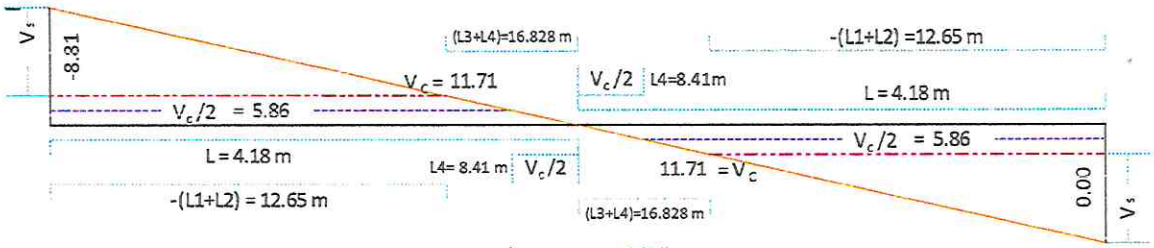
Cortante asumido por el estribo (V_s)
$V_s = V_n - V_c$ = 0.00 Tn.



Luis Teofilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 157671

Wilfredo J Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

002322



Acero seleccionado Ø = 3/8 "
Area de acero del estribo (A_V) = 0.71 cm^2
Area de acero minimo ($A_{V\,min}$) = 1.43 cm^2

1) Zona 1 si $V_n \leq V_c/2$

En la zona 1 no se requiere estribos. Pero por E-060-21.4.4.5

@: 31

N°: 55.2

2) Zona 2

Si $V_c \geq V_n \geq V_c/2$

$$S_{min} = \frac{A_{V\,min} \cdot F_y}{3.5\,b} \quad \wedge \quad S_{min} < \frac{d}{2} \quad \wedge \quad S_{min} < 60 \text{ cm}$$

68.41 cm ^ 30.5 cm ^ 60.0 cm

2*L3= -11.078 @: 30.5

N°: -37 no existe zona 2

3) Zona 3

3.1) Zona 3.1 L1 = 2h= 1.30 m

si $1.06\,(f'c)^{1/2}\,b\,.d \geq V_S > 0$

$$S = \frac{A_V \cdot F_y \cdot d}{V_S} \quad \wedge \quad S = \frac{d}{4} \quad \wedge \quad S = 30 \text{ cm}$$

23.43 Tn. ≥ -8.81 Tn. > 0.00 Tn.
no existe zona 3.1

23.43 Tn. ≥ 0.00 Tn. > 0.00 Tn.
no existe zona 3.1

S_1 =	5.0	≈	5.0	cm ;	ΣS =	0.05	m ;	V_{S1} =	-8.84	S_1 =	5.0	≈	5.0	cm ;	ΣS =	0.05	m ;	V_{S1} =	-8.84
S_2 =	15.3 cm	≈	10.0	cm ;	ΣS =	0.15	m ;	V_{S2} =	-8.91	S_2 =	15.3 cm	≈	10.0	cm ;	ΣS =	0.15	m ;	V_{S2} =	-8.91
S_3 =	15.3 cm	≈	10.0	cm ;	ΣS =	0.25	m ;	V_{S3} =	-8.98	S_3 =	15.3 cm	≈	10.0	cm ;	ΣS =	0.25	m ;	V_{S3} =	-8.98
S_4 =	15.3 cm	≈	10.0	cm ;	ΣS =	0.35	m ;	V_{S4} =	-9.05	S_4 =	15.3 cm	≈	10.0	cm ;	ΣS =	0.35	m ;	V_{S4} =	-9.05
S_5 =	15.3 cm	≈	10.0	cm ;	ΣS =	0.45	m ;	V_{S5} =	-9.12	S_5 =	15.3 cm	≈	10.0	cm ;	ΣS =	0.45	m ;	V_{S5} =	-9.12
S_6 =	15.3 cm	≈	10.0	cm ;	ΣS =	0.55	m ;	V_{S6} =	-9.19	S_6 =	15.3 cm	≈	10.0	cm ;	ΣS =	0.55	m ;	V_{S6} =	-9.19
S_7 =	15.3 cm	≈	10.0	cm ;	ΣS =	0.65	m ;	V_{S7} =	-9.26	S_7 =	15.3 cm	≈	10.0	cm ;	ΣS =	0.65	m ;	V_{S7} =	-9.26
S_8 =	15.3 cm	≈	10.0	cm ;	ΣS =	0.75	m ;	V_{S8} =	-9.33	S_8 =	15.3 cm	≈	10.0	cm ;	ΣS =	0.75	m ;	V_{S8} =	-9.33
S_9 =	15.3 cm	≈	10.0	cm ;	ΣS =	0.85	m ;	V_{S9} =	-9.40	S_9 =	15.3 cm	≈	10.0	cm ;	ΣS =	0.85	m ;	V_{S9} =	-9.40
S_{10} =	15.3 cm	≈	10.0	cm ;	ΣS =	0.95	m ;	V_{S10} =	-9.47	S_{10} =	15.3 cm	≈	10.0	cm ;	ΣS =	0.95	m ;	V_{S10} =	-9.47
S_{11} =	15.3 cm	≈	10.0	cm ;	ΣS =	1.05	m ;	V_{S11} =	-9.54	S_{11} =	15.3 cm	≈	10.0	cm ;	ΣS =	1.05	m ;	V_{S11} =	-9.54
S_{12} =	15.3 cm	≈	10.0	cm ;	ΣS =	1.15	m ;	V_{S12} =	-9.61	S_{12} =	15.3 cm	≈	10.0	cm ;	ΣS =	1.15	m ;	V_{S12} =	-9.61
S_{13} =	15.3 cm	≈	10.0	cm ;	ΣS =	1.25	m ;	V_{S13} =	-9.68	S_{13} =	15.3 cm	≈	10.0	cm ;	ΣS =	1.25	m ;	V_{S13} =	-9.68

Wilfredo Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP- 141392

Luis Teófilo Cárdenas Quispe
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002321

3.2) Zona 3.2

Asume: NO-LA ZONA 3.1 ASUME TODA LA ZONA 3

3.2) Zona 3.2.1

$$\text{Si } 2.12\,(f'c)^{1/2}\,b.d \geq V_S > 1.06\,(f'c)^{1/2}\,b.d$$

$$S = \frac{A_V \cdot F_Y \cdot d}{V_S} \quad \wedge \quad S = \frac{d}{4} \quad \wedge \quad S = 30\text{ cm}$$

46.8506 Tn. ≥ -8.81 Tn. > 23.43 Tn.
no existe zona 3.2

46.8506 Tn. ≥ 0.00 Tn. > 23.43 Tn.
no existe zona 3.2

4) Limitante

$$\text{Si } V_S > 2.12\,(f'c)^{1/2}\,b.d\text{ ; redimensionar}$$

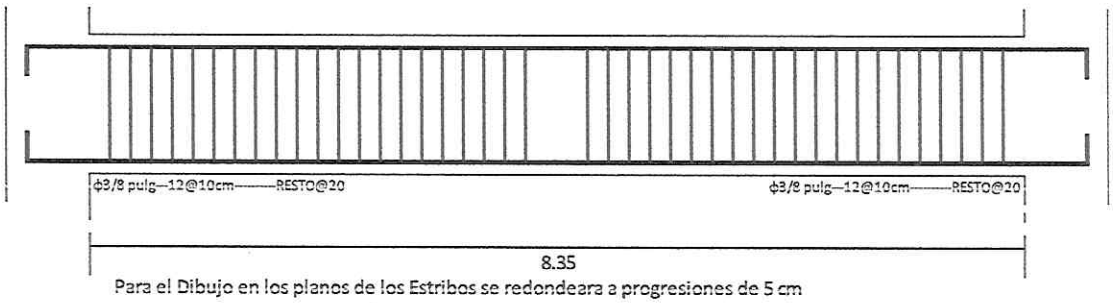
-8.81 Tn. > 46.8506 Tn. correcto

0.00 Tn. > 46.8506 Tn. correcto

(num. 11.5.7.9) En ningún caso se debe considerar V_s mayor que $2.1\sqrt{f'c}\ bwd$

Distribucion de Estribos:

ϕ3/8 pulg---12@10cm----------RESTO@20 ϕ3/8 pulg---12@10cm----------RESTO@20



Para el Dibujo en los planos de los Estribos se redondeara a progresiones de 5 cm

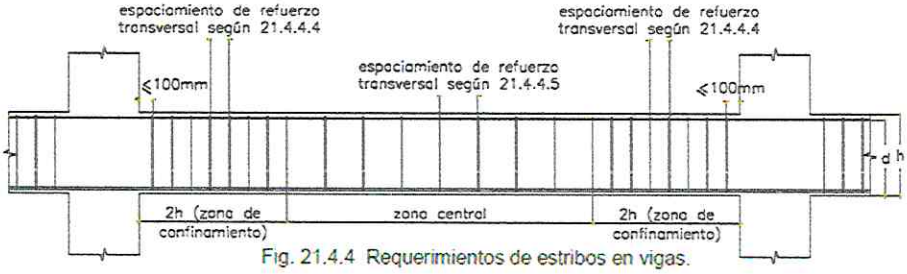


Fig. 21.4.4 Requerimientos de estribos en vigas.

Para la distribución de estribos se consideró las siguientes recomendaciones, según el artículo 21 (Norma E.060).

Winfredo Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

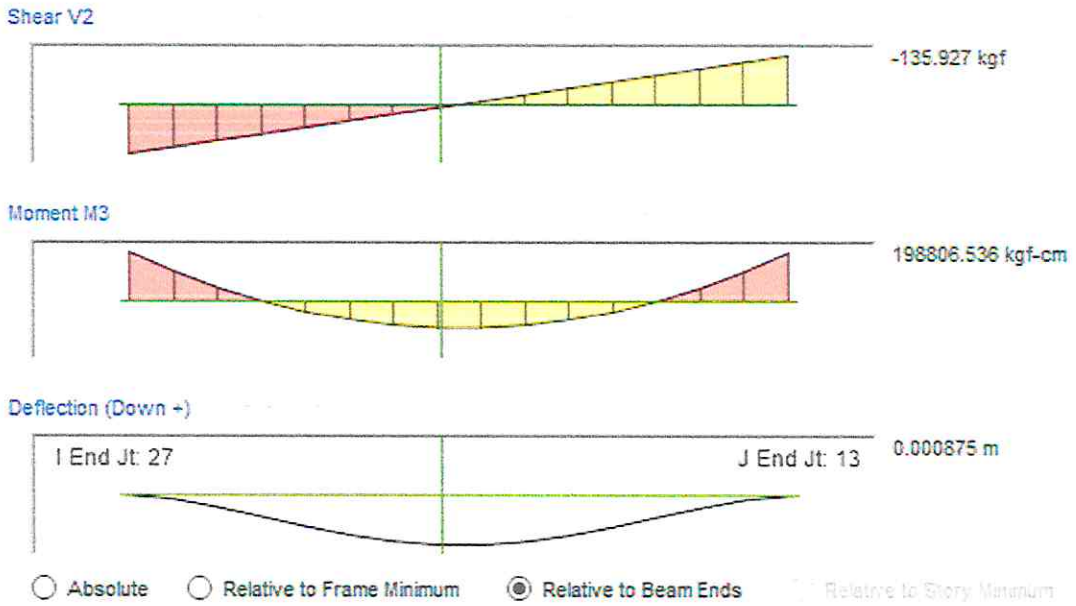
002320

21.4.4.4 En ambos extremos del elemento deben disponerse estribos cerrados de confinamiento en longitudes iguales a dos veces el peralte del elemento medido desde la cara del elemento de apoyo hacia el centro de la luz. El primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de 100 mm de la cara del elemento de apoyo. Los estribos serán como mínimo de 8 mm de diámetro para barras longitudinales de hasta 5/8" de diámetro, de 3/8" para barras longitudinales de hasta 1" de diámetro y de 1/2" para barras longitudinales de mayor diámetro. El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder del menor de (a), (b), (c) y (d):

(a) $d/4$, pero no es necesario que el espaciamiento sea menor de 150 mm;
(b) Diez veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro;
(c) 24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento;
(d) 300 mm.

21.4.4.5 Los estribos deben estar espaciados a no más de $0{,}5d$ a lo largo de la longitud del elemento. En todo el elemento la separación de los estribos, no deberá ser mayor que la requerida por fuerza cortante.

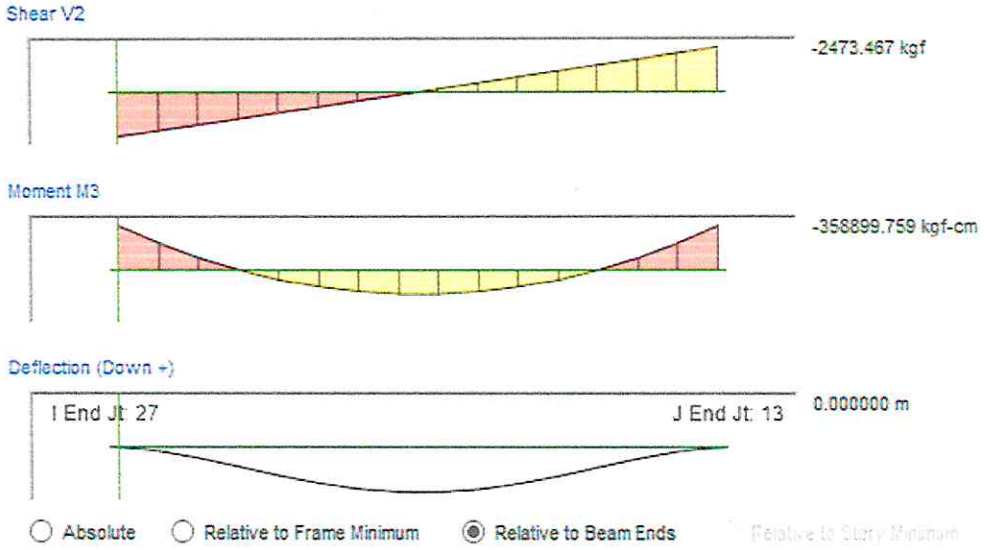
c. Cálculo de deflexiones



Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

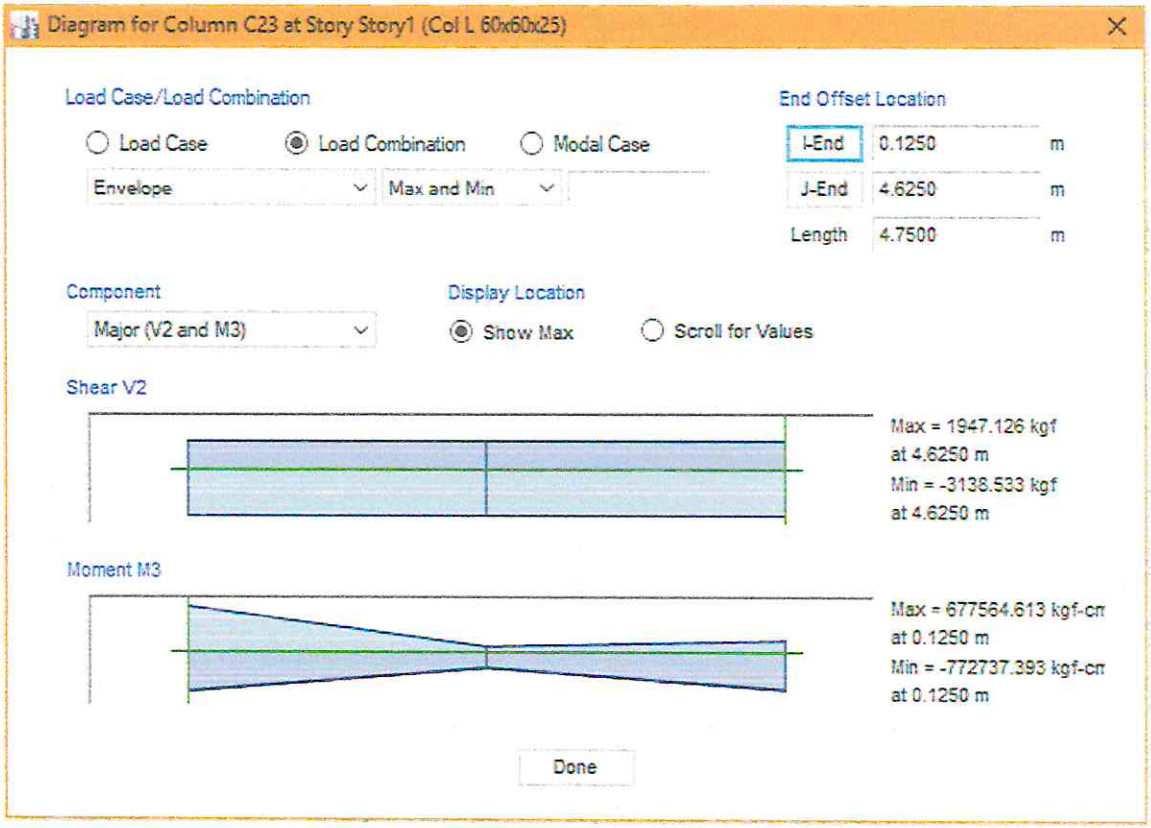
Ramos Ito
CIVIL

002319



7.4 Diseño de Columnas

a. Diseño por flexo-compresión



Ramos Ito
CIVIL

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

DIAGRAMA DE INTERACCION PARA COLUMNAS

Columna: **C-2 L** Nivel: **1° Y TECHO**

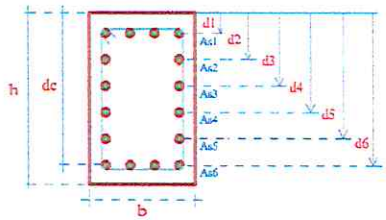
Norma: ACI 318-02

Factor de Reduccion
según RNE E-060 CAP9.3:

si $Pu > 0.1f'_cA_g$
$\phi = 0.70$ (para columnas Estribadas)
si $Pu \le 0.1f'_cA_g$
$\phi = 0.90 - \frac{2P_u}{f'_cA_g} \ge 0.70$ (para columnas Estribadas)

Datos:

b=	50	cm
h=	60	cm
f'c=	210	Kg/cm2
fy=	4200	Kg/cm2
Es=	2.E+06	Kg/cm2
Pu=	30.99	Tn
Mu=	7.73	Tn-m



Datos de Refuerzo en la Columna:

Datos	d	A1		A2		A3		A1+A2
Acero	cm	#	f	#	f	#	f	cm^2
As1	5.00	2	3/4	2	5/8			9.66
As2	20.00	2	3/4	2	5/8			9.66
As3	37.50	2	5/8					3.96
As4	55.00	2	5/8					3.96
As5								0.00
As6								0.00

Ast= 27.236 cm2 r= 0.008

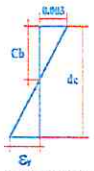
a) Condicion de Carga Concentrica

$$P_{no} = 0.85f'_c(A_g - A_{st}) + A_{st}f_y$$

$$A_g = bh$$

Ag= 3000 cm2
Pno= 752.13 Tn

b) Condicion Balanceada



55.00

ε_y= 0.0021

Cb= 32.35

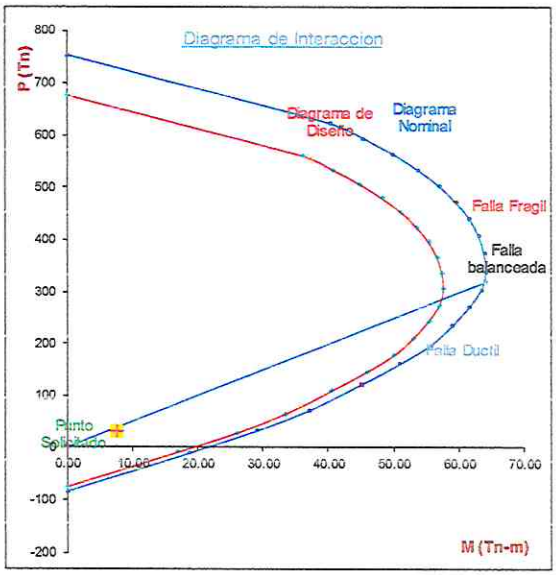
$$f_{si} = 0.003 \times E_S \times \frac{(c - d_i)}{c}$$

#	fs	Ps (Tn)	Brazo (m)	M(Tn-m)
fs1	4200	40.57	0.25	10.14207
fs2	2290.909	22.13	0.10	2.212815
fs3	-954.545	-3.78	-0.08	0.283404
fs4	-4200	-16.626339	-0.25	4.156585
fs5	4200	0	0.30	0
fs6	4200	0	0.30	0
Cc		277.20	0.170588	47.28706
	Pn=	319.49	Mn=	64.08193

c) Calculo de puntos haciendo Variar "C":

Factor de reduccion:
f= 0.90 Columnas Con Estribos

C	Pn	Mn
cm	Tn	Tn-m
3.10	-82.78	0.11
6.20	-9.48	18.77
9.30	32.66	28.99
12.40	72.06	37.10
15.50	121.99	45.14
18.60	162.32	51.06
21.70	197.78	55.64
24.80	235.48	59.00
27.90	271.23	61.59
31.00	305.13	63.48
34.10	339.77	64.15
37.20	374.54	63.87
40.30	408.04	63.03
43.40	440.55	61.61
46.50	472.26	59.60
49.60	503.34	56.99
52.70	533.88	53.76
55.80	563.98	49.91
58.90	593.70	45.43
62.00	623.11	40.32



MUR = ΦMn Φ = 0.9 Según indica la norma E-060
MUR = 57.6737 Tn-m

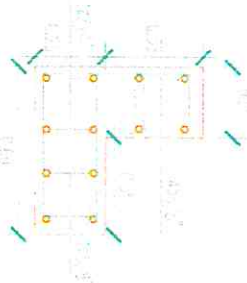
MUR > Mu El acero colocado en la columna mostrada tiene la capacidad de soportar la solicitud.
MUR < Mu El acero colocado en la columna mostrada no tiene la capacidad de soportar la solicitud.

MUR = 57.6737 Tn-m
Mu= 7.73 Tn-m

MUR > Mu ok
El refuerzo colocado en la columna mostrada tiene la capacidad de soportar la solicitud

Cuantía:
RNE E-060 para elementos en flexocompresión (columnas). La cuantía de refuerzo longitudinal no será menor que 1% ni mayor que 6%. Cuando la cuantía exceda de 4% los planos deberán incluir detalles constructivos de la armadura en la unión viga - columna.

C - 2 L



A = 2375 cm2
Φ = 27.24 cm2
ρ = 1.15 % ok

Wilfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teofilo Cárdenas Sandoval
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

b. Diseño por cortante

Para la distribución de estribos en columnas se consideró las siguientes recomendaciones, según el artículo 21 (Norma E.060).

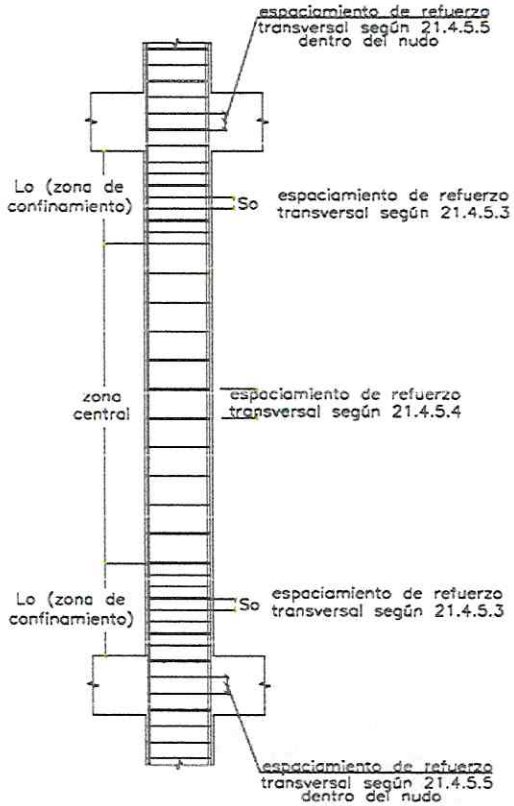


Fig. 21.4.5 Requerimientos de estribos en columnas

21.4.5.2 Las columnas que se refuercen con espirales deben cumplir con 7.10.4 y 10.9.3 y cuando se usen estribos deberán cumplir con 21.4.5.3 a 21.4.5.5.

21.4.5.3 En ambos extremos del elemento debe proporcionarse estribos cerrados de confinamiento con un espaciamiento *So* por una longitud *Lo* medida desde la cara del nudo. Los estribos serán como mínimo de 8 mm de diámetro para barras longitudinales de hasta 5/8" de diámetro, de 3/8" para barras longitudinales de hasta 1" de diámetro y de 1/2" para barras longitudinales de mayor diámetro.

El espaciamiento *So* no debe exceder al menor entre (a), (b) y (c):

(a) Ocho veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro;
(b) La mitad de la menor dimensión de la sección transversal del elemento;
(c) 100 mm.

La longitud *Lo* no debe ser menor que el mayor entre (d), (e) y (f):

(d) Una sexta parte de la luz libre del elemento;
(e) La mayor dimensión de la sección transversal del elemento;
(f) 500 mm.

Wilfredo J Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

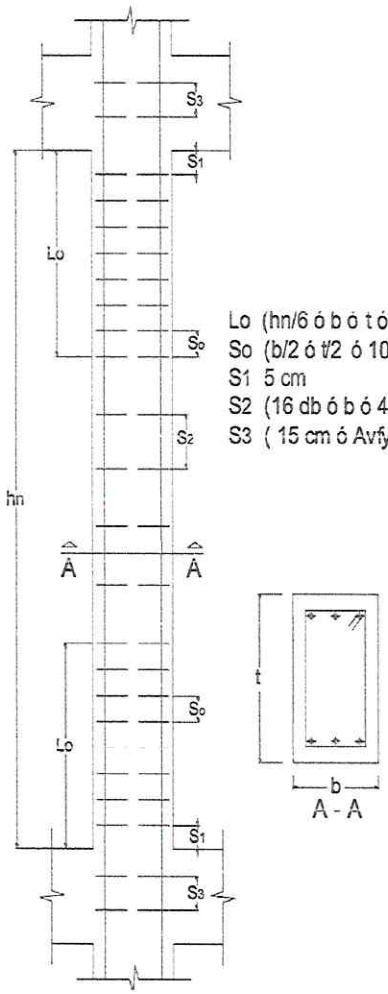
Luis Teófilo Cárdenas Dodorl
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

21.4.5.4 Fuera de la longitud *Lo*, el espaciamiento del refuerzo transversal debe cumplir con 7.10 y 11.5.5.1. En todo el elemento la separación de los estribos, no será mayor que la requerida por fuerza cortante ni de 300 mm.

21.4.5.5 El refuerzo transversal del nudo debe estar de acuerdo con 11.11.2. El espaciamiento no debe exceder de 150 mm.

ESPACIAMIENTOS MÁXIMOS EN EL DISEÑO POR CORTANTE CON SISMO EN COLUMNAS

PISO	TIPO
1°	**C-2 L**



Lo (hn/6 ó b ó t ó 45 cm)
So (b/2 ó t/2 ó 10 cm)
S1 5 cm
S2 (16 db ó b ó 48dbestribo ó 30 cm)
S3 (15 cm ó Avfy/7b ó Avfy/7t)

DATOS:

hn =	3.55 m
b =	25 cm
t =	60 cm
db longitudinal =	1.59 cm
db de estribo=	0.95 cm

CALCULOS:

Lo =	59.17	25.00	45.00	60.00
USAR: Lo =	60.00 cm			
So =	12.72	30.00	10.00	
USAR: So =	10.00 cm			
S2 =	25.44	45.60	25.00	30.00
USAR: S2 =	25.00 cm			
S3 =	15.00	34.08	14.20	
USAR: S3 =	14.20 cm			

POR LO TANTO USAR ESTRIBOS A:

Ø 3/8";	1	@	0.05 m
	6	@	0.10 m
	r	@	0.25 m

ENCUENTRO VIGA-COLUMNA
Ø 3/8"; 0.15 m

Wilfredo Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP. 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

7.5 Diseño de albañilería

PROPIEDADES DE LA SECCION

L (cm)	h (cm)	t (cm)	A (cm2)	S (cm3)	I (cm3)
835.00	290.00	23.00	19205	2672696	1115850510

# Paños	Nc	Lm (cm)
2.00	3.00	280.00

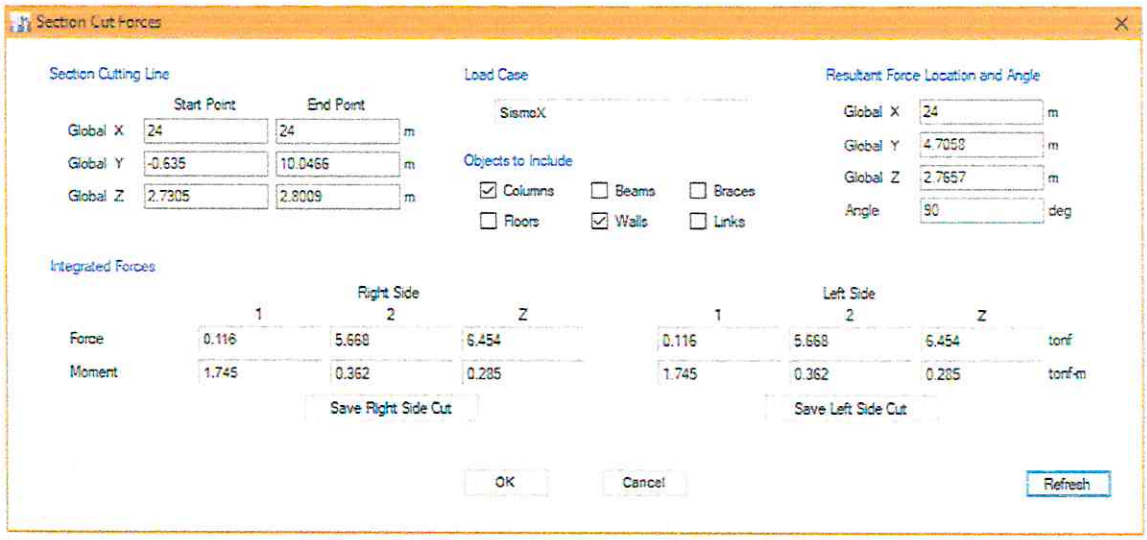
Tipo de ladrillo de arcilla a usar: King Kong Industrial

fb (Kg/cm2)	fm (Kg/cm2)	υ'm(Kg/cm2)	f'c (Kg/cm2)	fy (Kg/cm2)
145.00	65.00	8.10	210.00	4200.00

Em(Kg/cm2)	Gm(Kg/cm2)	Ec (Kg/cm2)	Es (Kg/cm2)
32500.00	13000.00	217370.65	2000000.00

MOMENTOS FLECTORES Y FUERZAS CORTANTES

La cargas actuantes se distribuyeron de manera adecuada, para la determinación de cargas actuantes. Se ingresan las cargas al programa ETABS para obtener la envolvente de las fuerzas ultimas de diseño que se muestran a continuación.



FUERZAS CORTANTE (Kg) y MOMENTOS (Kg-m) DEBIDO AL SISMO

Wilfredo Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Sandoval
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002314

Section Cut Forces

Section Cutting Line

	Start Point	End Point	
Global X	24	24	m
Global Y	-0.6096	9.7719	m
Global Z	2.241	2.2657	m

Load Case: CM

Objects to Include: ☐ Columns ☐ Beams ☐ Braces ☐ Floors ☑ Walls ☐ Links

Resultant Force Location and Angle

Global X	24	m
Global Y	4.5812	m
Global Z	2.2533	m
Angle	90	deg

Integrated Forces

	Right Side 1	Right Side 2	Right Side Z	Left Side 1	Left Side 2	Left Side Z	
Force	-0.021	-0.032	2.094	0.021	0.032	-2.094	tonf
Moment	-0.046	-0.154	-0.003	0.046	0.154	0.003	tonf-m

Save Right Side Cut Save Left Side Cut

OK Cancel Refresh

PESO DEBIDO A CARGAS MUERTAS (Kg)

Section Cut Forces

Section Cutting Line

	Start Point	End Point	
Global X	24	24	m
Global Y	-0.5588	9.5747	m
Global Z	2.7094	2.734	m

Load Case: Live

Objects to Include: ☐ Columns ☐ Beams ☐ Braces ☐ Floors ☑ Walls ☐ Links

Resultant Force Location and Angle

Global X	24	m
Global Y	4.508	m
Global Z	2.7217	m
Angle	90	deg

Integrated Forces

	Right Side 1	Right Side 2	Right Side Z	Left Side 1	Left Side 2	Left Side Z	
Force	0	0	0	0	0	0	tonf
Moment	0	0	0	0	0	0	tonf-m

Save Right Side Cut Save Left Side Cut

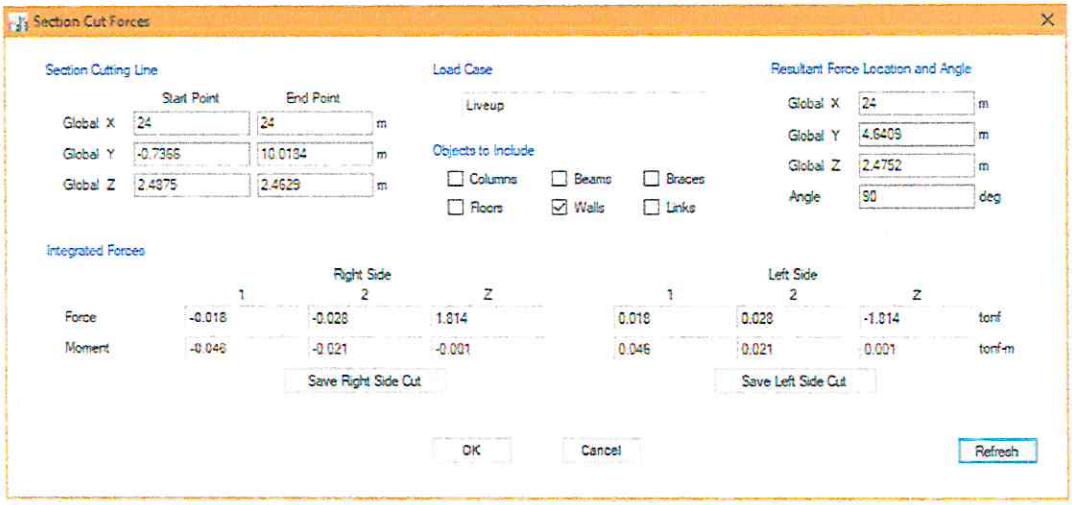
OK Cancel Refresh

PESO DEBIDO A CARGAS VIVAS (Kg)

Wilfredo J Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Sandoval
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002313



PESO DEBIDO A CARGAS VIVAS DE TECHO (Kg)

Cargas Actuantes

PD (Kg)	PL (Kg)	PLr (Kg)	Pm (Kg)	Pg (Kg)	V (Kg)	M (Kg-m)	Pcol (Kg)	Pu (Kg)
2094.00	0.00	1614.00	3908.00	2547.50	6623.00	4675.00	4603.00	2292.75

DISEÑO POR COMPRESION AXIAL

$$\sigma_m = \frac{P_m}{Lt} \leq 0.20\, f'm \left[1 - \left(\frac{h}{35t}\right)^2\right] \leq 0.15 f'm$$

Pm/Lt (Kg/cm2)	σm (Kg/cm2)	0.15 f'm (Kg/cm2)	Revision
0.20	11.31	9.75	Ok

Diseño por compresion

Columna	Muro transversal	An (cm2)	An asumido (cm2)	Revision
Interior	no	389.55	544.00	Ok
Inicial	no	253.36	544.00	Ok
Final	no	253.36	544.00	Ok

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

Wilfredo Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

DISEÑO POR CORTE

$$V_m = 0.50\, v'_m\, \alpha\, t\, L + 0.23\, P_g$$

υ'm (Kg/cm2)	α	Vm (Kg/cm2)	υm (Kg/cm2)	Revision
8.10	1.00	78366.18	4.08	Ok

Fuerzas internas en columnas de confinamiento

	Fuerza Cortante Vc	Tracción T	Compresion C
Interior	6569.62	24915.49	-9005.50
Exterior	9854.43	0.00	4608.60

Area de concreto requerido por corte

	Acf (cm2)	Ac min (cm2)	Aci (cm2)
Interior	184.02	345.00	345.00
Exterior	276.03	345.00	345.00

Area de concreto proporcionado

	b (cm)	l (cm)	Ac (cm2)
Interior	25.00	40.00	1000.00
Inicial	25.00	40.00	1000.00
Final	25.00	40.00	1000.00

Area de acero requerido

	Asf (cm2)	Ast (cm2)	As min (cm2)	As (cm2)
Interior	2.30	6.98	10.00	10.00
inicio	3.45	0.00	10.00	10.00
Fin	3.45	0.00	10.00	10.00

Area de Acero Proporcionado

Tramo Inicial As [cm2]	Tramo Intermedio As [cm2]	Tramo final As [cm2]
4 Ø 5/8"	4 Ø 5/8"	4 Ø 5/8"
2 Ø 1/2"	2 Ø 1/2"	2 Ø 1/2"
10.54	10.54	10.54
Ok	**Ok**	**Ok**

REVISION POR FLEXOCOMPRESIÓN

ϕ	As requerido (cm2)	σu (Kg/cm2)	C	Revision
0.85	0.14	0.25	0.02	**Ok**

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

Wilfredo J Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

7.6 Diseño de la cimentación

DISEÑO DE ZAPATA AISLADA

Datos generales :

P_D =	13314.00	kg	Carga Muerta en columna 1
P_L =	2676.00	kg	Carga Viva en columna 1
Ps =	640.00	kg	Carga de Sismo en columna 1
M_D =	355.00	kg-m	Momento Muerto en columna 1
M_L =	129.00	kg-m	Momento Vivo en columna 1
Ms =	5955.00	kg-m	Momento de sismo en columna 1
q_{adm} =	2.628	kg/cm^2	Esfuerzo admisible del suelo de cimentación
D_f =	1.50	m	Profundidad de desplante
γ_m =	1670	kg/m^3	Peso específic del suelo
γ_c =	2400	kg/m^3	Peso específico del concreto
S/C_{piso} =	250	kg/m^2	Sobecarga de piso
f'c =	210	kg/cm^2	Resistencia a la compresión del concreto
fy =	4200	kg/cm^2	Esfuerzo de fluencia del acero
b_{col} =	60	cm	Base de la columna 1
t_{col} =	70	cm	Peralte total de la columna 1
f'c =	210	kg/cm^2	Resistencia a la compresión del concreto en columnas
fy =	4200	kg/cm^2	Esfuerzo de fluencia del acero en columnas
ϕ_{col} =	5/8"		Diametro del acero longitudinal de las columnas
Factor CM =	1.40		Factores de amplificación de cargas
Factor CV =	1.70		

Dimensionamiento de la zapata:

*** Peralte requerido:**

ϕ_{col} =	1.59	cm	
ℓ_{d1} =	37	cm	Longitud de desarrollo en compresión
ℓ_{d2} =	27	cm	
ℓ_d =	37	cm	
h_{req} =	47	cm	
h_c =	50	cm	Peralte total de zapata asumido
h_t =	100	cm	Altura de suelo

*** Esfuerzo neto del terreno**

$q_n = \sigma_t - \gamma_m * h_t - \gamma_c * h_c - S/C$ Esfuerzo neto del terreno

$q_n = 2.63 - 0.17 - 0.12 - 0.03$

$q_n = 2.32$ kg/cm^2

Wilfredo Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP- 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

*** Area de la Zapata**

P_1 =	16630	kg
A_{req} =	7180.48	cm^2
m =	9.943	cm
B_{req} =	80	cm
L_{req} =	90	cm
Basum =	150	cm
Lasum =	150	cm
ℓ_{Bv} =	45	m
ℓ_{Lv} =	40	m
Area Total =	22500	cm

Verificación de Presiones σmax< σt:

$$PS = P_D + P_L + 0.8P_S \qquad MS = M_D + M_L + 0.8M_S$$

$$\sigma max = \frac{PS}{A} + \frac{MS \times C}{I} \qquad \sigma min = \frac{PS}{A} - \frac{MS \times C}{I}$$

En dirección X

PS=	16502	
MS=	5248	
A=	22500	
C=	75	
I=	221706.495	
σmax	2.509	SI CUMPLE
σmin	-1.042	
e=	31.802	

En dirección Y

PS=	16502	
MS=	5248	
A=	22500	
C=	75	
I=	734114.583	
σmax	1.270	SI CUMPLE
σmin	0.197	
e=	31.802	

Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002309

Diseño de la Zapata

P_U =	23701	kg	
q_u =	1.05	kg/cm^2	(Reacción neta del terreno)
h =	50	cm	
ϕ =	1/2"		
r =	7	cm	
d =	43.00	cm	(peralte efectivo promedio)

Chequeo por fuerza cortante

	S	L	
Vu =	316	0	kg
ϕ =	0.85	0.85	
Vc =	49539	49539	kg
ϕVc =	42108	42108	kg
Vu < ϕVc ?	Si	Si	

Chequeo por punzonamiento

Vu =	13773	kg
ϕ =	0.85	
βc =	1.17	
b_0 =	286	cm
$1.1(f'c)^{0.5}*b_0d$ =	196036	kg
Vc =	262485	kg
ϕVc =	166631	kg
Vu < ϕVc ?	Si, Bien	

Diseño por flexión

	S	L	
ϕ =	0.9	0.9	
Mu =	159980	126404	kg-cm
As =	0.99	0.78	cm^2
As_{min} =	13.50	13.50	cm^2
ϕ =	5/8"	5/8"	
N_{barras} =	7	7	
Espaciam. =	22	22	cm

Wilfredo J Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP: 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002308

Dimensionamiento de la zapata:

*** Peralte requerido:**

ϕ_{col} =	1.59	cm	
ℓ_{d1} =	37	cm	Longitud de desarrollo en compresión
ℓ_{d2} =	27	cm	
ℓ_d =	37	cm	
h_{req} =	47	cm	
h_c =	50	cm	Peralte total de zapata asumido
h_t =	100	cm	Altura de suelo

*** Area de las zapatas**

$q_n = \sigma_t - \gamma_m * h_t - \gamma_c * h_c - S/C$ Esfuerzo neto del terreno

q_n = 2.63 - 0.17 - 0.12 - 0.03

q_n = 2.32 kg/cm^2

*** Zapata Exterior**

P_1 =	14259	kg
A_{req} =	6156.74	cm^2
m =	18.946	cm
B_{req} =	63	cm
L_{req} =	98	cm
Basum =	120	cm
Lasum =	120	cm
ℓ_{Bv} =	48	m
ℓ_{Lv} =	30	m
Area Total =	14400	cm

*** Zapata Interior**

P_2 =	19628	kg
A_{req} =	8475	cm^2
m =	24	cm
B_{req} =	72	cm
L_{req} =	117	cm
Basum =	120	cm
Lasum =	120	cm
ℓ_{Bv} =	48	m
ℓ_{Lv} =	25	m
Area Total =	14400	cm

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

Willredo J Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

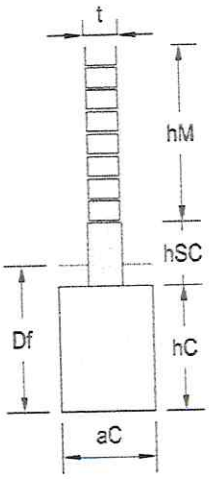
002307

7.7 Diseño de cimiento corrido

DISEÑO DE CIMIENTOS

El analisis de la Cimientos se realiza con los datos existentes en planos arquitectonicos, considerando efectos de de carga Dinamica (Sismo), y se considero el estudio de suelos del mismo.

Altura del muro (hM)=	2.90	*m*
Altura de Sobrecimiento (hSC)=	1.35	*m*
Altura del Cimiento (hC)=	1.00	*m*
Ancho de Cimiento (aC)=	0.70	*m*
Altura de Sobrecimiento enterrado (s/c e)=	0.50	*m*
Ancho de muro (t)=	0.23	*m*
Peso especifico del suelo (γs)=	1,750	*Kg/m3*
Angulo de friccion del Suelo (ϕ)=	29.0	o
Coeficiente de friccion (f)=	0.500	
Peso especifico del muro (γm)=	1,800	*Kg/m3*
Peso especifico del concreto (γc)=	2,400	*Kg/m3*
Esfuerzo admisible del suelo segun EMS (σt)=	2.628	*Kg/cm2*
Profundidad de desplante (Df)=	1.500	*m*
Cimiento Excentrico=	SI	
Tipo de Muro=	Tabique	
Coeficiente C1=	0.8	
Zona Sismica=	2	
Coeficiente Z=	0.25	



CALCULO DE EMPUJES

A continuacion se muestra el calculo de empujes, el analisis se realiza para un muro de un metro de longitud

Ka	Kp	Ea (kg)	Ep (kg)
0.347	2.883	683	5677

CALCULO DE FACTOR DE SEGURIDAD ANTE EL DESLIZAMIENTO

	Ancho (m)	Alto (m)	γ (Kg/m3)	Peso (Kg)
Muro	0.23	2.90	1,800.00	1,201
Sobrecimiento	0.23	1.35	2,400.00	746
Cimiento	0.70	1.00	2,400.00	1,680
Suelo	0.47	0.5	1,750.0	412
			Total	4,039

Cs	Fr	Fa	FSD	FS Min	Revision
0.144	7697	1265	6.08	1.50	Ok

Wilfredo J Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teofilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002306

CALCULO DE FACTOR DE SEGURIDAD ANTE EL VOLTEO

	Peso (kg)	Hi (Kg)	di (m)	Mi (Kg-m)
Muro	1,201.00	172	3.80	654
Sobrecimiento	746.00	108	1.68	181
Cimiento	1,680.00	242	0.50	121
Suelo	412.00	60	1.25	75
Empuje Activo	934.00	683	0.50	342
			Total Ma	1,373

	Peso (kg)	ai (m)	Mi (Kg-m)
Muro	1,201.00	0.115	139
Sobrecimiento	746.00	0.115	86
Cimiento	1,680.00	0.115	194
Suelo	412.00	0.465	192
Empuje Activo	5,677.00	0.500	2,839
		Total Mr	3,450

Mr (Kg-m)	Ma (Kg-m)	FSD	FS Min	Revision
3450	1373	2.51	2.00	Ok

VERIFICACION DE ESFUERZOS EN EL TERRENO

Mr (Kg-m)	Ma (Kg-m)	Peso (Kg)	Xa (m)	e (m)	e/6 (m)
3450	1373	4039.00	0.514	0.164	0.117

La resultante se ubica fuera del tercio central

	Peso (kg)	Ancho (cm)	e (cm)	σ	σadm	Revision
σ1 (kg/cm2)	4,039	70.00	16.42	1.450	2.63	Ok
σ2 (kg/cm2)				0.000		Ok

Wilfredo Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teofilo Cárdenas Gordoni
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002305

8. CONCLUSIONES Y COMENTARIOS.

- La estructuración principal propuesta para el Bloque E, cumple en su integridad con las verificaciones requeridas por la norma E.030 de Diseño Sismo Resistente.
- Los diseños estructurales del proyecto, cumplen en su integridad con los requerimientos y verificaciones de la norma E.060 de Concreto Armado y la norma E.070 Albañileria
- La validez del presente modelamiento, análisis, verificación y diseño estructural; dependerá de que, durante la ejecución del proyecto de estructuras, se respeten los materiales, dimensiones y refuerzo de los elementos suscritos en los planos de estructuras. En caso contrario se deberá realizar un nuevo modelamiento, análisis, verificación y diseño estructural, donde se implementen las modificaciones realizadas.
- La estructura es regular.
- La estructura no presenta irregularidad torsional, irregularidad por piso blando, irregularidad de planta.
- No es necesario escalar las fuerzas actuantes en la estructura.
- Luego de verificar los elementos estructurales, se concluye que la estructura soportará las solicitaciones a las cuales será sometida.
- En conclusión, la estructura del Bloque E es sismo resistente.

Wilfredo Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002304

MEMORIA DE CALCULO DE ESTRUCTURAS DE BLOQUE F

"MEJORAMIENTO DEL SERVICIO DE EDUCACIÓN EN LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA POLITÉCNICO INDUSTRIAL DEL DISTRITO DE MACUSANI, PROVINCIA DE CARABAYA – PUNO"

"MEJORAMIENTO DEL SERVICIO DE EDUCACIÓN EN LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA POLITÉCNICO INDUSTRIAL DEL DISTRITO DE MACUSANI, PROVINCIA DE CARABAYA – PUNO"

002303

MUNICIPALIDAD PROVINCIAL DE CARABAYA

MEMORIA DE CALCULO ESCTRUCTURAL BLOQUE F

PROYECTO: IES POLITÉCNICO INDUSTRIAL MACUSANI - Cód. Local: 018929 / Cód. Modular: 1308790

MACUSANI – CARABAYA – PUNO
2020

Wilfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teofilo Cárdenas Ocampo
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 13[illegible]

CONTENIDO

1. GENERALIDADES 3
1.1 Antecedentes 3
1.2 Ubicación 3
1.3 Objetivos 5
1.4 Alcances 5
1.5 Descripción de ambientes 5
1.6 Relación de planos 7
1.7 Descripción de los componentes estructurales 7
2. CONSIDERACIONES GENERALES DE DISEÑO 7
2.1 Marco normativo 7
2.2 Materiales 8
2.3 Condiciones de cimentación 9
2.4 Sobrecargas empleadas 9
2.5 Parámetros Sismorresistentes 10
2.6 Método de diseño 10
3. PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES 12
3.1 Pre dimensionamiento de los techos 12
3.2 Pre dimensionamiento de una viga 12
3.3 Pre dimensionamiento de una columna y/o placa 13
4. ANÁLISIS POR CARGAS DE GRAVEDAD 14
4.1 Modelo estructural 14
4.2 Metrado de cargas de una vigueta 18
4.3 Metrado de cargas de una viga 19
4.4 Metrado de cargas de una columna 19
4.5 Cargas de nieve 21
5. CARGAS DINAMICAS 21
5.1 Cargas de viento 21
5.2 Cargas de Sismo 22
6. ANÁLISIS SÍSMICO 28
6.1 Estimación del Peso (P) (Articulo 26, NTE E 030) 28
6.2 Periodo fundamental de vibración y masas participativas 28
6.3 Fuerza cortante estática en la base 31
a. Verificación de C/R 31
b. Determinación de la fuerza cortante estática en la base 32

Wilfredo Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141892

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002301

6.4 Fuerza dinámica en la base 32

6.5 Fuerza Cortante Mínima, Factor de Escalamiento 33

6.6 Desplazamiento máximo en el último nivel, máximo desplazamiento de entrepiso y deriva máxima. 33

7. DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES 35

7.1 Resultados del análisis por cargas de gravedad y cargas sísmicas..... 35

7.2 Diseño de aligerados 44

7.3 Diseño de Vigas 47

7.4 Diseño de Columnas 55

7.5 Diseño de albañilería 59

7.6 Diseño de la cimentación 63

7.7 Diseño de cimiento corrido 69

8. CONCLUSIONES Y COMENTARIOS. 71

Wilfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teofilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 151471

002300

1. GENERALIDADES

1.1 Antecedentes

La Institución Educativa "Politécnico Industrial Macusani" comenzó a funcionar el 04 de abril del año 2004 bajo la autorización de las autoridades educativas y municipales en ese entonces representando a la UGEL Carabaya como directora profesora Nancy ROSEL ANCLES. La institución ha sido creada por la comunidad de Jorge Chávez y el barrio del mismo nombre, para lo cual se constituyó un comité de gestión de la institución. Posteriormente , en el año 2006 fue reconocido como una Institución de gestión no estatal (Particular) reuniendo los mínimos requisitos, es por ello se autorizó su funcionamiento oficial con Resolución Director al N° 0060 de fecha 18 de enero de 2006 en donde se formaliza y se reconocen los grados primero y segundo, que funcionó durante el año 2004 y 2005 En el grafico siguiente se aprecia a mayor detalle los antecedentes e hitos relevantes con respecto a la Institución educativa del nivel secundario "Politécnico Industrial":

Figura 1: Render Volumétrico del Nuevo Proyecto.

2020		Se elabora el Proyecto de "MEJORAMIENTO DEL SERVICIO DE EDUCACIÓN EN LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA POLITECNICO INDUSTRIAL DEL DISTRITO DE MACUSANI, PROVINCIA DE CARABAYA – PUNO"

Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

1.2 Ubicación

El Proyecto de Inversión Pública: "MEJORAMIENTO DEL SERVICIO DE EDUCACIÓN EN LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA POLITECNICO INDUSTRIAL DEL DISTRITO DE MACUSANI, PROVINCIA DE CARABAYA – PUNO", se encuentra ubicado en:

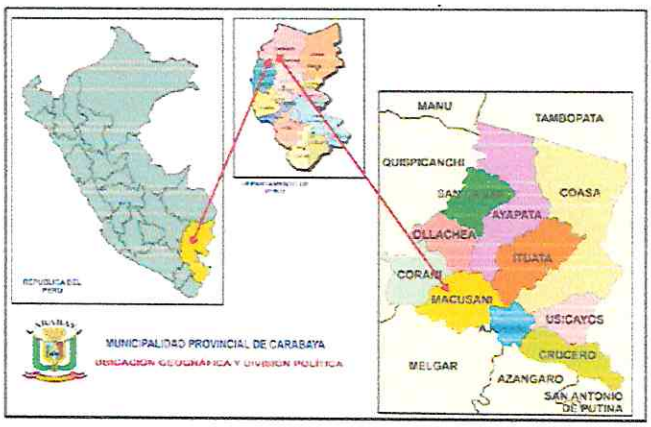
Región : Puno
Departamento : Puno
Provincia : Carabaya
Distrito : Macusani

Wilfredo J Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Gonzales
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002299

Figura 2: Ubicación de la Región de Puno, Provincia de Carabaya, Distrito de Macusani

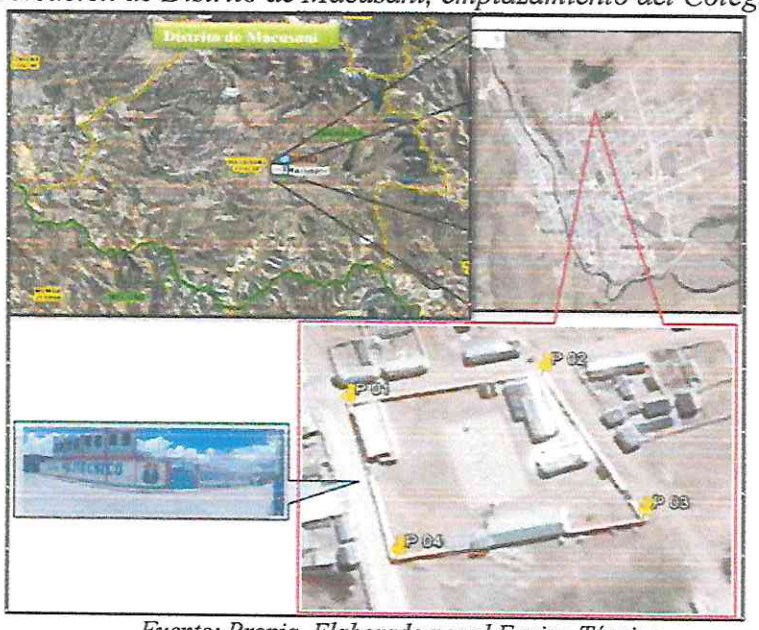


Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

El predio para el proyecto posee una extensión de 4,343.433 m² y un perímetro de 268.640 ml; según su inscripción en los Registros Públicos, dentro de los siguientes linderos y colindancias:

- Pon el Norte: Colinda con la Av. Jorge Chávez, con una longitud de 62.92ml.
- Por el Sur: Colinda con la propiedad privada de Flora Quispe Aliaga, con una longitud de 78.9ml.
- Por el Este: Colinda con la calle Gonzales Prada con una longitud de 64.34ml.
- Por el Oeste: Colinda con el Jr. Chichicapac, con una longitud de 60.19ml.

Figura 3: Ubicación de Distrito de Macusani, emplazamiento del Colegio



Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Winfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002298

1.3 Objetivos

El objetivo de este requisito básico consiste en asegurar que la edificación tenga un comportamiento estructural adecuado frente a las acciones e influencias a las que pueda estar sometido durante su construcción y uso previsto. Se deberá comprobar la adecuación de la resistencia y la estabilidad para que no se generen riesgos indebidos frente a las acciones previsibles (sismos, vientos, etc), así como evitar que se produzcan consecuencias desproporcionadas frente a eventos extraordinarios. La aptitud al servicio será conforme con el uso previsto del edificio, de forma que no se produzcan deformaciones excesivas que impidan el normal discurrir de las actividades o una merma el confort general.

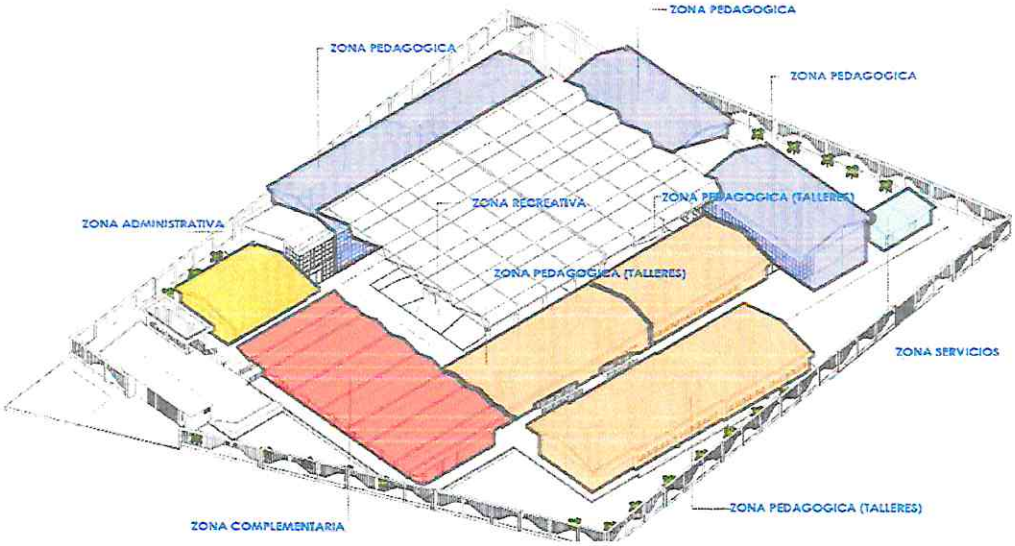
1.4 Alcances

El presente documento establece las directrices a seguir para el análisis estructural y posterior diseño de las estructuras de las Edificaciones que conforman el proyecto para el "MEJORAMIENTO DEL SERVICIO DE EDUCACIÓN EN LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA POLITECNICO INDUSTRIAL DEL DISTRITO DE MACUSANI, PROVINCIA DE CARABAYA – PUNO" de modo de obtener estructuras funcionales y seguras ante solicitaciones de cargas estáticas y dinámicas aplicando procedimientos y desarrollos que estarán reflejados en planos de ingeniería de detalle y memorias de cálculo debidamente sustentadas, en aplicación de prácticas aceptadas de ingeniería y en cumplimiento de las normas y reglamentos vigentes. El presente documento comprende las estructuras correspondientes al componente: POLITÉCNICO INDUSTRIAL.

1.5 Descripción de ambientes

Se describe los ambientes de la edificación, número de pisos y usos del proyecto.

Figura 4: Vista Isométrica de Zonificación y Distribución Espacial



Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Willredo J Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

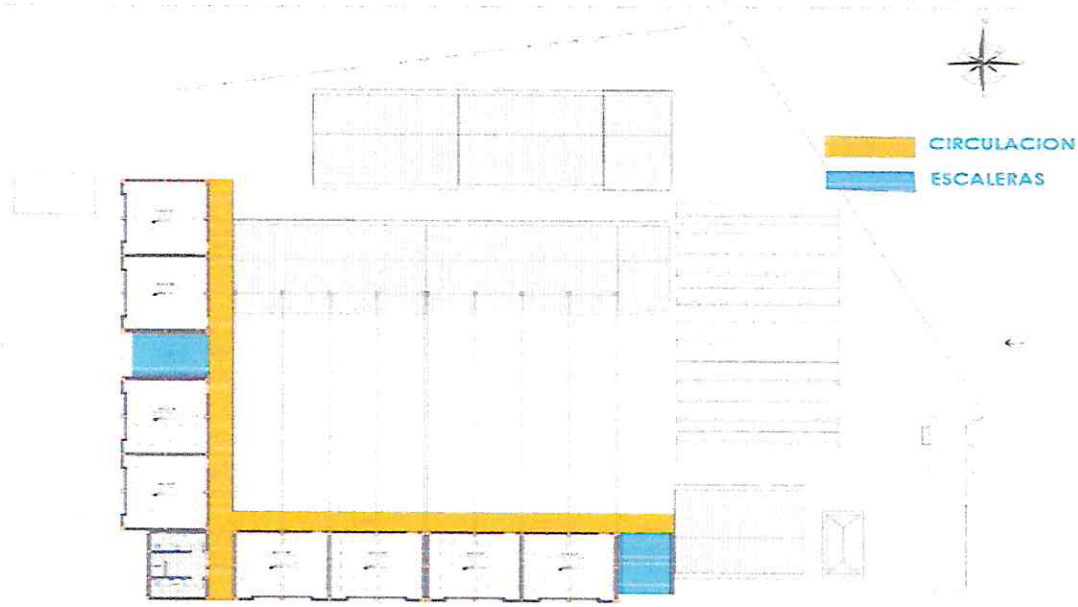
Luis Teófilo Cárdenas Sandoval
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002797

Figura 5:Diagrama: Primer nivel, accesos y circulación que contiene el proyecto

Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Figura 6:Diagrama: Primer nivel, accesos y circulación que contiene el proyecto



Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Wilfredo Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

1.6 Relación de planos

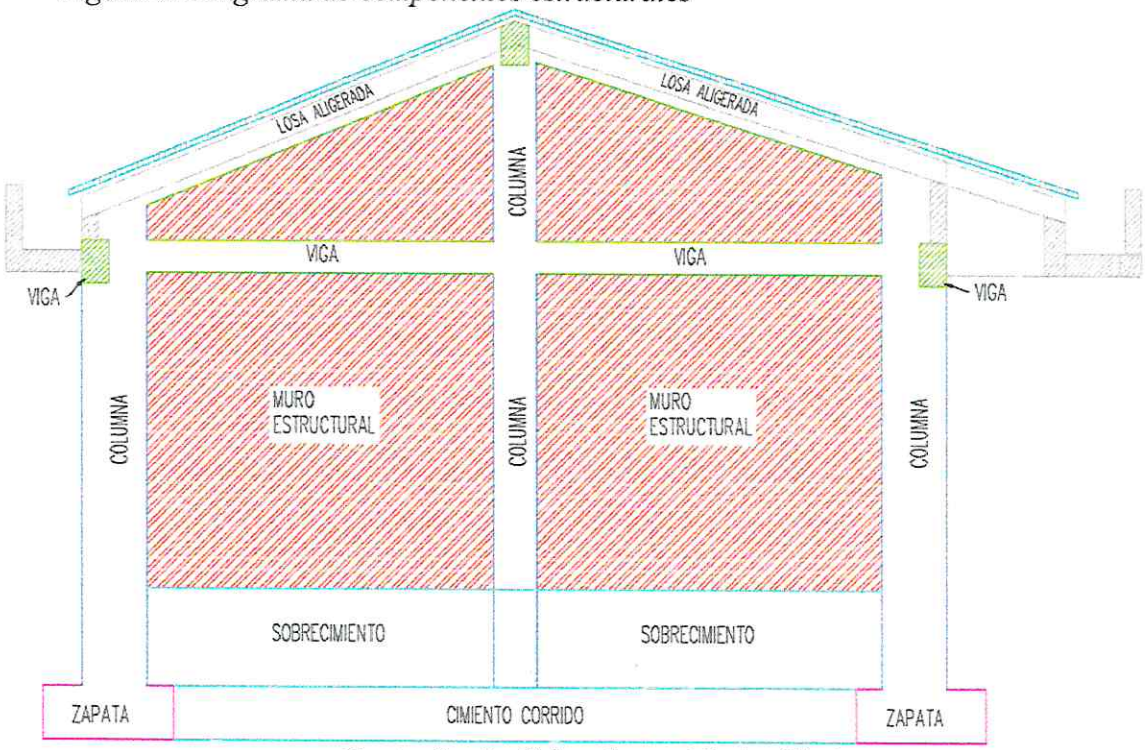
- E-F-01 Plano de cimentaciones detalles de vigas, columnas y albañilería
- E-F-02 Plano de aligerado, detalle de vigas y columnas.
- E-F-03 Plano detalles de vigas, columnas y especificaciones técnicas.

1.7 Descripción de los componentes estructurales

A. Aulas pedagógicas

Se describen los componentes estructurales del Bloque F.

Figura 7: Diagrama de componentes estructurales



Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

2. CONSIDERACIONES GENERALES DE DISEÑO

2.1 Marco normativo

Para el desarrollo del presente proyecto se hizo uso de las normativas y estándares que se especifican en los siguientes documentos:

- NTE E020 Norma Técnica de Edificaciones - Cargas.
- NTE E030 Norma Técnica de Edificaciones - Diseño Sismorresistente.

Wilfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Ccallo
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002295

- NTE E050 Norma Técnica de Edificaciones - Suelos y Cimentaciones.
- NTE E060 Norma Técnica de Edificaciones - Concreto Armado.
- NTE E070 Norma Técnica de Edificaciones - Albañilería.
- NTE E090 Norma Técnica de Edificaciones – Diseño en Acero.
- ACI 318-14 American Concrete Institute. Building Code Requirements for structural Concrete.
- ASCE 7-10 Minimun Design Loads for Buildings and other structures
- AISC 360-10 Specification for Structural Steel Building

2.2 Materiales

- **Concreto**

Peso específico	: 2,400 Kg/m3
Módulo de elasticidad (Ec) $1500 \times \sqrt{f'c}$	: 217,000 Kg/cm2
Coeficiente de poisson	: 0.2
Esfuerzo mínimo de compresión ($f'c$)	: 210 Kg/cm2
Deformación unitaria máxima (εcu)	: 0.003
Módulo de rigidez al esfuerzo cortante (G)	: $Ec/2.3$

- **Acero de refuerzo, fierro corrugado ASTM A615-Grado 60**

Peso específico	: 7,850 Kg/m3
Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo (fy)	: 4,200 Kg/cm2
Resistencia a la tracción (fu)	: 6,300 Kg/cm2
Módulo de elasticidad (Es)	: 2,000,000 Kg/cm2

- **Albañilería Confinada**

Tipo de ladrillo	: Ladrillo de arcilla King Kong
Peso específico albañilería	: 1,800 Kg/m3
Resistencia característica a la compresión ($f'm$)	: 65 Kg/cm2
Resistencia característica al corte ($v'm$)	: 8.1 Kg/cm2
Módulo de elasticidad (Em)	: 32,500 Kg/cm2

- **Acero Estructural ASTM A500 Grado A (Sección Cuadrada y Rectangular)**

Esfuerzo de Fluencia (fy)	: 2,700 Kg/cm2
Resistencia a la tracción (fu)	: 3,100 Kg/cm2
Módulo de elasticidad (Es)	: 2, 000,000 Kg/cm2

- **Acero Estructural ASTM A500 Grado B (Sección Cuadrada y Rectangular)**

Esfuerzo de Fluencia (fy)	: 3,150 Kg/cm2
Resistencia a la tracción (fu)	: 4,000 Kg/cm2
Módulo de elasticidad (Es)	: 2, 000,000 Kg/cm2

Wilfredo J Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

2.3 Condiciones de cimentación

El estudio de suelos realizado por el Laboratorio de Mecánica de Suelos y Asfaltos de la Universidad Andina Néstor Cáceres Velázquez.

El terreno 1 donde se proyectan todos los componentes se tienen buenas condiciones geotécnicas debido a su resistencia, según el estudio de suelos.

Tabla 1
Resultado del estudio de suelo del terreno

DESCRIPCIÓN	CALICATA 1 MUESTRA 2	CALICATA 2 MUESTRA 1	CALICATA 3 MUESTRA 2	CALICATA 4 MUESTRA 2
COORDENADAS ESTE	345632.95	345636.733	345662.9	345676.744
COORDENADAS NORTE	8444800.87	8444835.352	8444820.1	8444796.34
PROFUNDIDAD (m)	3.60	3.50	3.30	3.50
NIVEL FREATICO	NO HALLADO	NO HALLADO	NO HALLADO	NO HALLADO
LÍMITE LÍQUIDO (%)	17.14	28.79	28.07	28.78
LÍMITE PLÁSTICO (%)	NP	15.91	16.71	17.75
INDICE DE PLASTICIDAD (%)	NP	12.88	11.35	11.02
CLASIFICACIÓN SUCS	GP-GM	GW	GP-GC	GP
DENSIDAD NATURAL DE CAMPO (kg/cm3)	1.67	1.66	1.75	1.76
ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA(ø)	21.19°	31.81°	29.01°	31.51°
PROFUNDIDAD DE CIMENTACIÓN (Df)	1.50	1.50	1.50	1.50
CAPACIDAD ADMISIBLE (Qadm)	0.958	3.604	2.628	3.67

Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico.

Para los cálculos siguientes se procederá al uso de una capacidad de carga admisible de suelo de 0.958 Kg/cm2 y 2.628 Kg/cm2, según la ubicación de cada estructura, para obtener un diseño más conservador.

2.4 Sobrecargas empleadas

Centro de Educación

- Aulas : 250 kg/m^2
- Talleres : 350 kg/m^2
- Auditorios : 300 kg/m^2
- Laboratorios : 300 kg/m^2
- Corredores y escaleras : 400 kg/m^2
- Otros ambientes (SS.HH.) : 250 kg/m^2

Winfredo J Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Ordóñez
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

Según el Artículo 26 de la NTE E 030 "Diseño Sismorresistente", el peso (P) se calcula adicionando a la carga permanente y total de la edificación un porcentaje de la sobre carga, en este caso se toma el 50% de la sobre carga por ser una edificación de la categoría A.

2.5 Parámetros Sismorresistentes

Según la Norma E.030	
Zona de peligro sísmico del Perú	: 2
Factor de Zona (*Z*)	: 0.25
Perfil de Suelo	: S_2
Factor de Amplificación de Suelo (S)	: 1.20
Período T_P (S)	: 0.60 seg
Período T_L (S)	: 2.00 seg
Categoría de la Edificación	: A Edificaciones Esenciales
Factor de Uso (U)	: 1.50
Dirección de Análisis Eje X	
Sistema estructural eje X	: Muros estructurales
Coef. Básico de Reducción Sísmica (R_{OX})	: 6.00
Irregularidad Estructural en Altura	: No presenta
Factor de Irregularidad en Altura (I_{aX})	: 1.00
Irregularidad Estructural en Planta	: No presenta
Factor de Irregularidad en Planta (I_{pX})	: 1.00
Coeficiente de Reducción Sísmica (R_X)	: 6.00
Dirección de Análisis Eje Y	
Sistema estructural eje Y	: Albañilería Armada o Confinada
Coef. Básico de Reducción Sísmica (R_{OY})	: 3.00
Irregularidad Estructural en Altura	: No presenta
Factor de Irregularidad en Altura (I_{aY})	: 1.00
Irregularidad Estructural en Planta	: No presenta
Factor de Irregularidad en Planta (I_{pY})	: 1.00
Coeficiente de Reducción Sísmica (R_Y)	: 3.00

2.6 Método de diseño

Se indica el diseño por cada tipo de material:

a. Concreto Armado

Para el diseño de estructuras de concreto armado de utilizará el Diseño por Resistencia, debiendo proporcionarse a todas las acciones de los elementos estructures Resistencia de Diseño (ϕRn). Se comprobará que la respuesta de los elementos estructurales en condiciones de servicio (deflexiones, fatiga, etc), queden limitadas a valores tales que el funcionamiento sea satisfactorio. (NTE E.060)

Wilfredo J Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002292

b. Albañilería

Los muros serán diseñados por resistencia de elementos sometidos a flexión y carga axial. (NT E.060)

c. Estructuras metálicas

Las estructuras metálicas serán Diseñados por Condiciones de Resistencia el método LRFD la resistencia de diseño de cada sistema o componente estructural deberá ser igual o mayor a la resistencia requerida por las cargas factorizadas.

d. Cargas y combinaciones

Cargas:

- ✓ D = Carga muerta
- ✓ L = Carga viva
- ✓ Lr = Carga viva de techo (se considera el más crítico)
- ✓ S = Carga de nieve (se considera el más crítico)
- ✓ W = Carga de viento
- ✓ E = Carga de Sismo

Combinaciones de Carga para estructuras de Albañilería y Concreto Armado

Combinaciones de cargas a servicio: (NT E-020)

- ✓ D
- ✓ D + L
- ✓ D ± 0.70E
- ✓ 0.75 (D + L ± 0.70E)

Combinaciones de cargas a rotura: (NT E-060)

- ✓ 1.40D+1.70L
- ✓ 1.25(D+L)±E
- ✓ 0.90D±E

Combinaciones de Carga para estructuras de Acero

- ✓ 1.25D + 1.25L ± 1.0E
- ✓ 0.9D ± 1.0E
- ✓ 1.25D + 1.25L ± 1.0W
- ✓ 0.9D ± 1.25W
- ✓ 0.9D ± 1.0E

La resistencia requerida de la estructura y sus elementos debe ser determinada para la adecuada combinación crítica de cargas de este numeral. El efecto crítico

Wilfredo J Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teofilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002291

puede ocurrir cuando una o más cargas no estén actuando. Para la aplicación del método LRFD, las siguientes combinaciones deben ser investigadas:

- ✓ 1.4D
- ✓ 1.2D+1.6L+0.5(Lr or S)
- ✓ 1.2D+1.6(Lr or S)+(0.5L ó ±0.8W)
- ✓ 1.2D+0.5L+0.5(Lr or S)±1.3W
- ✓ 1.2D+0.5L±1E+0.2S
- ✓ 0.9D±(1.3W ó 1.0E)

Peso de la edificación
D: 100%
L: 50%
Lr: 25%

3. PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

3.1 Pre dimensionamiento de los techos

El peralte de las losas aligeradas se dimensionando considerando los siguientes criterios para sobrecargas menores a 500Kg/m2

h=17 cm Luces menores a 4 mts
h=20 cm Luces comprendidas entre 4 y 4.5 mts.
h=25 cm Luces comprendidas entre 5 y 6.5 mts
h=30 cm Luces comprendidas entre 6 y 7.5 mts

Cuando existen tabiques de ladrillo paralelos a la dirección de viguetas se coloca una viga chata con la intención de reforzar el techo para la carga aplicada.

3.2 Pre dimensionamiento de una viga

Las vigas se dimensionan generalmente considerando un peralte (h) del orden de 1/10 para cargas mayores a 300 kg/m^2 y 1/12 para cargas menores a 300 kg/m^2, con respecto a la luz libre del elemento, siendo el ancho de viga (b), h/2.

El ancho es menos importante que el peralte, pudiendo variar entre 0.3 a 0.5 de la altura. La NTE E060 Concreto Armado nos indica que las vigas deben tener un ancho mínimo de 25cm., para el caso de que estén formen parte de pórticos o elementos sismo-resistentes de estructuras de concreto armado.

Las vigas denominadas "secundarias" porque no cargan la losa de pisos o techos, pueden tener menos peralte si se admite que ellas solo reciben esfuerzos debidos al sismo, sin embargo, si se toma en cuenta las fuerzas del sismo son muchas veces más importantes que las cargas por gravedad, no debe reducirse mucho su peralte por que se perdería rigidez lateral en esa dirección.

A continuación, se indican dimensiones usuales de vigas, en cm:

L <= 4.50m 25x40, 30x40

Wilfredo J Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002230

L <= 5.50m	25x50, 30x50
L <= 6.50m	25x60, 30x60, 40x60
L <= 7.50m	25x70, 30x70, 40x70, 50x70
L <= 8.50m	30x75, 40x75, 30x80, 40x80
L <= 9.50m	30x85, 30x90, 40x85, 40x90

3.3 Pre dimensionamiento de una columna y/o placa

Las columnas al ser sometidos a carga axial y momento flector, tienen que ser dimensionadas considerando los dos efectos simultáneamente, tratando de evaluar cuál de los dos es el que gobierna en forma más influyente el dimensionamiento.

Tabla 2
Pre-dimensionamiento de columnas - método practico

Columna Tipo	Descripción	b
1	Centradas	$b = \frac{Pservicio}{0.45 * f'c}$
2	Excéntricas y esquinadas	$b = \frac{Pservicio}{0.35 * f'c}$

Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico.

Tabla 3
Pre-dimensionamiento de Columnas Módulo

Columna					
	Centrada	Esquina		Excéntrica	
Area tributaria Mayor		9.22	m2	17.50	m2
Pisos		2		2	
P (Edificio Categoria A)		1500	kg/m2	1500	kg/m2
P servicio		7016	kg	10104	kg
f'c		210	kg/cm2	210	kg/cm2
Area de columna		137.90	cm2	206.95	cm2
Lado de la Columna		**11.74**	**cm**	**14.39**	**cm**
Altura de Columna		3.4	m	3.4	m
Tipo		H/9		H/8	
Lado de la Columna		**0.38**	**m**	**0.425**	**m**
80% peralte Viga Principal	**0.425 m**				

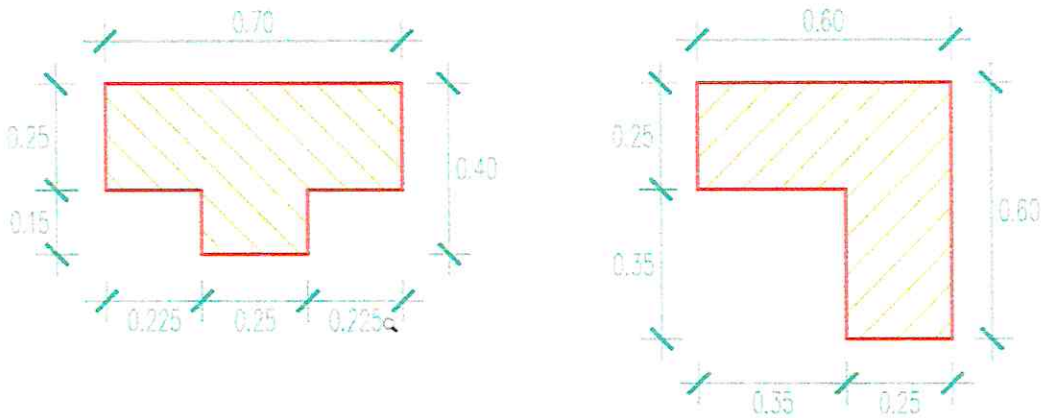
Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico.

Wilfredo Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Ccahuana
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

Asumimos Columnas en T y L con las áreas necesaria para soportar estáticamente la estructura, los que en el análisis dinámico serán redimensionados.

Figura 8: Columnas utilizadas en el Bloque F



Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

4. ANÁLISIS POR CARGAS DE GRAVEDAD

4.1 Modelo estructural

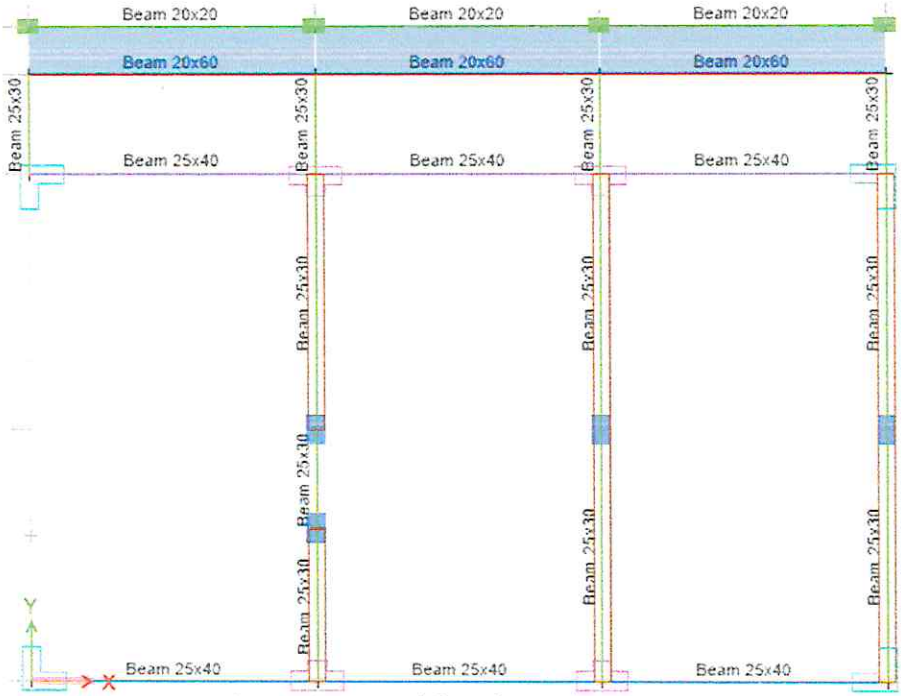
Para el análisis estructural se realizó una idealización matemática con la ayuda del Programa ETABS 15.2.0 (Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems) aplicando todas las solicitaciones de acuerdo con la normativa pertinente. A continuación, se muestra el modelo en planta, elevación y vista tridimensional del análisis estructural.

Modelo estructural de la edificación **Bloque F**

Figura 9: Planta primer piso - Bloque F, modelado en el programa ETABS

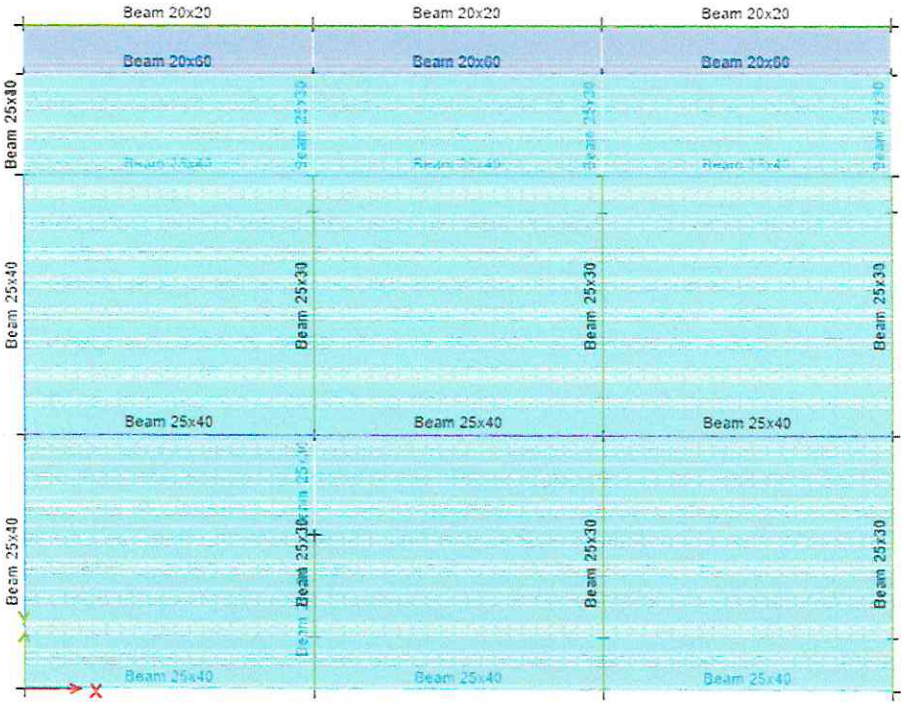
Wilfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Ccama
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191473



Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Figura 10: Planta techo - Bloque F, modelado en el programa ETABS



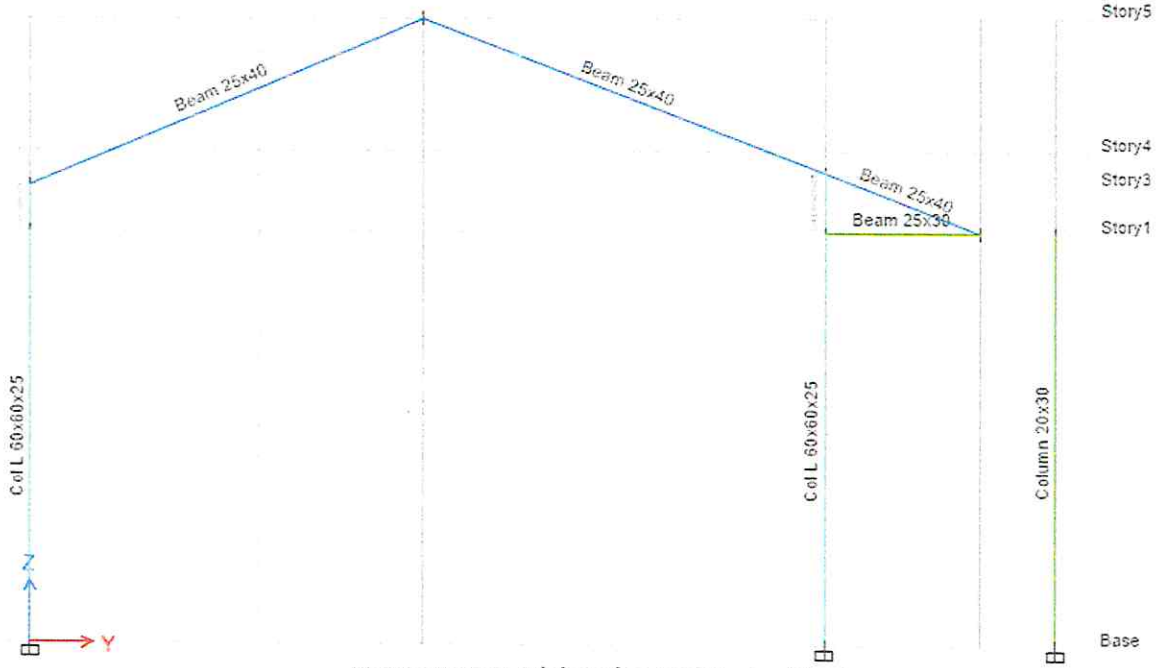
Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Figura 11: Elevación eje 33 - Bloque F, modelado en el programa ETABS

Wilfredo J. Ramos Ro
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Co
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002287



Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Figura 12: Elevación eje 35 - Bloque F, modelado en el programa ETABS

Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

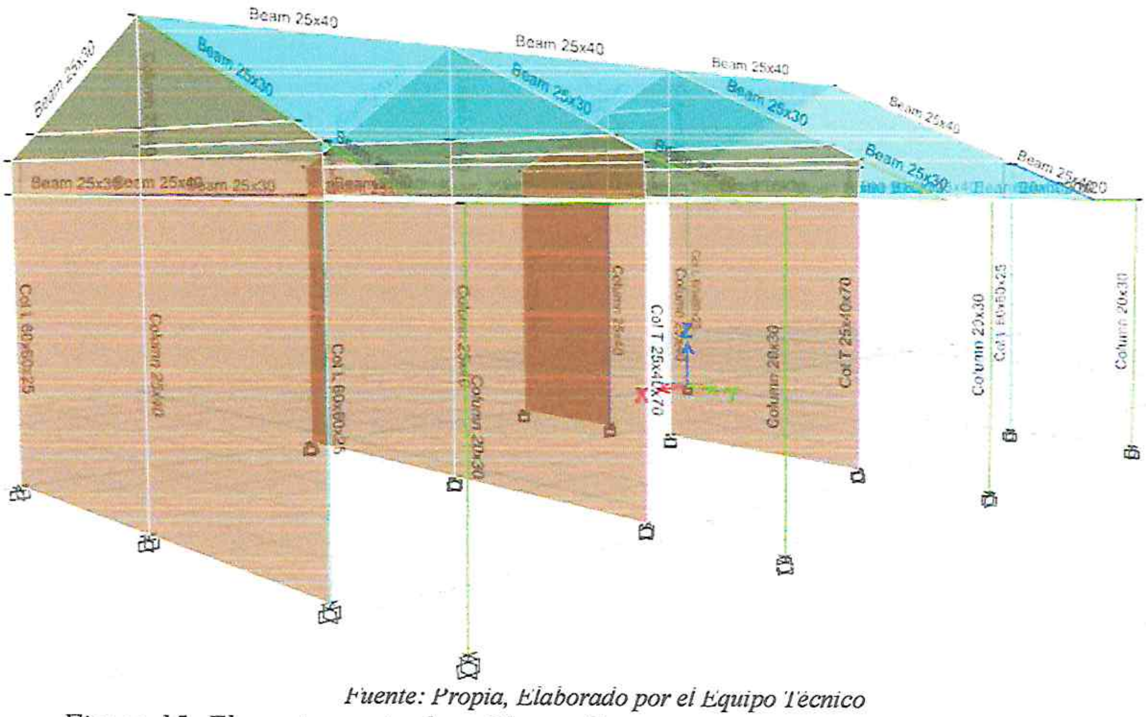
Figura 13: Elevación eje 36 y 38 - Bloque F, modelado en el programa ETABS

Willredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191477

Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Figura 14: Vista 3D - Bloque F en modelado en el programa ETABS



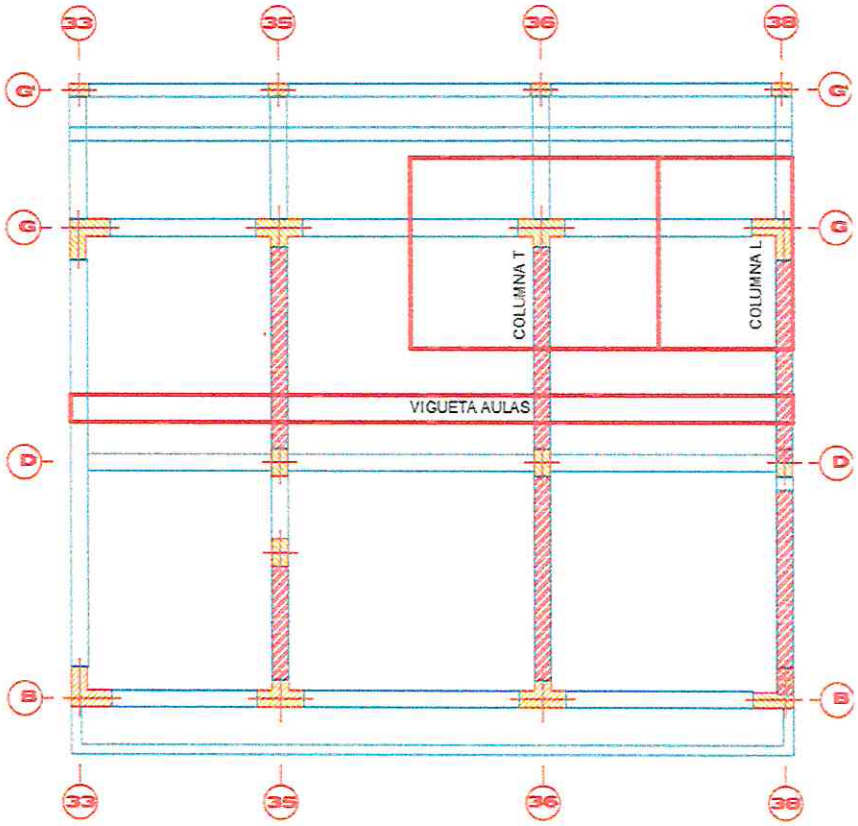
Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Figura 15: Elementos metrados - Bloque F

Wilfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002285



Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

4.2 Metrado de cargas de una vigueta

En este ítem se considera el tramo de vigueta más crítica, considerando toda las cargas muertas y vivas requeridas para el modelamiento y diseño.

Carga Muerta: Se considera el peso propio de la estructura de acuerdo a los pesos unitarios de los materiales, al que se incluye una carga muerta por techos:

Acabado	100 kg/m^2	x	0.4 m	=	40	kg/m
Cielo raso	50 kg/m^2	x	0.4 m	=	8	kg/m
Aligerado	300 kg/m^2	x	0.4 m	=	120	kg/m
			Total	**=**	**168**	**kg/m**

Carga Viva: Se considera la carga viva de techo mencionada anteriormente multiplicada por el área tributaria.

S/c (techo)= 100 kg/m^2 x 0.4 m = **40 kg/m**

Siento 0.4 el ancho tributario de la vigueta.

Alfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Ordóñez
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002284

Carga última: En la suma de las cargas muertas y cargas vivas, amplificadas respectivamente.

Wu = 1.4 WD + 1.7 WL
Wu = 303.20 kg/m (taller)

4.3 Metrado de cargas de una viga

En este ítem se considera el tramo de viga más crítica, considerando solo las cargas que no incluyen en el modelamiento, como carga muerta de tabiquería, que solo van en ciertos tramos de vigas.

a. Viga principal

En el Bloque F, según la distribución arquitectónica, no existen muros de tabiquería en el sentido de las vigas principales, solo existen muros estructurales que están considerados en el modelamiento general. Por lo tanto, no hay metrado de cargas para vigas principales.

Viga secundaria

En el Bloque F, según la distribución arquitectónica, no existen muros de tabiquería en el sentido de las vigas secundariass, solo existen muros estructurales que están considerados en el modelamiento general. Por lo tanto, no hay metrado de cargas para vigas principales.

4.4 Metrado de cargas de una columna

En este ítem se considera la columna excéntrica y columna de esquina más crítica, donde se encuentran la mayor cantidad de cargas y tenga de área tributaria más extensa, considerando toda las cargas muertas y vivas requeridas para el pre dimensionamiento preliminar, modelamiento y diseño.

a. Columna T

Carga Muerta: Se considera el peso propio de la estructura y peso de otros elementos de acuerdo a los pesos unitarios de los materiales:

Carga	Peso unitario		Cant.	Área trib.	Ancho	Largo	Altura	Peso parcial	
Columna	2400	kg/m3	1		Área=	0.2125	4.60	2346.00	kg
Viga principal	2400	kg/m3	1		0.25	1.50	0.3	270.00	kg
Viga principal azotea	2400	kg/m3	1		0.25	1.78	0.3	320.40	kg
Viga principal Var.	2400	kg/m3	1		0.25	Área=	0.81	486.60	kg
Viga secundaria	2400	kg/m3	1		0.25	2.9875	0.4	717.00	kg
Parapeto	2400	kg/m3	1		2.9875	Área=	0.083	595.11	kg
Losa aligerada	300	kg/m2	1	10.325				3097.50	kg
Acabados	100	kg/m2	1	10.325				1032.50	kg
Cielo raso	20	kg/m2	1	10.325				206.50	kg
Tabiquería e=25cm	1800	kg/m2	1		0.25	Área=	1.1734	528.03	kg
							PD=	**9071.61**	**kg**

Wilfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Ch
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191671

Carga Viva: Se considera la carga viva de techo mencionada anteriormente multiplicada por el área tributaria.

Carga	Peso unitario		Area Tributaria	Peso parcial	
Sobrecarga azotea	100	kg/m3	10.325	1032.50	kg
			PL	**1032.50**	**kg**

Carga última: En la suma de las cargas muertas y cargas vivas, amplificadas respectivamente.

Pu = 1.4 PD + 1.7 PL

Pu = 14455.504 kg

b. Columna L

Carga Muerta: Se considera el peso propio de la estructura y peso de otros elementos de acuerdo a los pesos unitarios de los materiales:

Carga	Peso unitario		Cant.	Área Tributaria	Ancho	Largo	Altura	Peso parcial	
Columna	2400	kg/m3	1		Área=	0.2305	4.60	2544.72	kg
Viga principal	2400	kg/m3	1		0.25	1.30	0.3	234.00	kg
Viga principal azotea	2400	kg/m3	1		0.25	1.36	0.3	244.94	kg
Viga principal Var.	2400	kg/m3	1		0.25	Área=	0.8129	487.74	kg
Viga secundaria	2400	kg/m3	1		0.25	1.39	0.4	333.00	kg
Parapeto	2400	kg/m3	1		1.39	Área=	0.083	276.39	kg
Losa aligerada	300	kg/m2	1	5.57				1671.00	kg
Acabados	100	kg/m2	1	5.57				556.50	kg
Cielo raso	20	kg/m2	1	5.57				111.30	kg
Tabiqueria e=0.25m	1800	kg/m2	1		0.25	Área=	1.057	475.65	kg
							PD	**6459.59**	**kg**

Carga Viva: Se considera la carga viva de techo mencionada anteriormente multiplicada por el área tributaria.

Carga	Peso unitario		Area Tributaria	Peso parcial	
Sobrecarga azotea	100	kg/m3	5.57	556.5	kg
			PL	**556.50**	**kg**

Carga última: En la suma de las cargas muertas y cargas vivas, amplificadas respectivamente.

Pu = 1.4 PD + 1.7 PL

Pu = 9989.4816 kg

Wilfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002282

4.5 Cargas de nieve

La estructura y todos los elementos de techo que estén expuestos a la acción de carga de nieve serán diseñados para resistir las cargas producidas por la posible acumulación de la nieve en el techo. La sobrecarga de nieve en una superficie cubierta es el peso de la nieve que, en las condiciones climatológicas más desfavorables, puede acumularse sobre ella. La carga de nieve debe considerarse como carga viva. No será necesario incluir en el diseño el efecto simultáneo de viento y carga de nieve.

Sobre carga de Nieve = 30 Kg/m2

5. CARGAS DINAMICAS

5.1 Cargas de viento

Existen algunos procedimientos básicos para el cálculo de probabilidades de ocurrencia de vientos extremos. La naturaleza de las variables para que funcione un modelo apropiado de viento extremo es proporcionada por las distribuciones probabilísticas de los valores altos.

La selección de un intervalo medio de recurrencia (IMR) con la cual hay asociada una cierta velocidad básica del viento, depende de la función del edificio y las consecuencias de su falla.

En el presente estudio se utilizó un IMR de 50 años y se tomó en cuenta el mapa eólico que se muestra en la figura donde se muestran las isostáticas que permiten establecer las velocidades máximas esperadas en diversos puntos del territorio peruano en un periodo de 50 años.

Figura 16: Mapa Eólico del Perú

Fuente: N. T. E. E 030

Winredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

5.2 Cargas de Sismo

Como para el análisis se considera un Análisis dinámico modal espectral, se considera una aceleración espectral de acuerdo lo indica la norma E.030, para cada una de las direcciones horizontales analizadas se utilizó un espectro inelástico de pseudo aceleraciones definido por:

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

Z :	Factor de zonificación sísmica
U :	Factor de uso e importancia
C :	Coeficiente de amplificación sísmica
S :	Factor de suelo
Tp:	Periodo corto del terreno
TL:	Periodo largo del terreno
R :	Coeficiente de reducción sísmica
Ia:	Irregularidad en altura
Ip:	Irregularidad en planta

Z =	**0.25**	Zona 2
U =	**1.50**	Edificaciones Tipo A (A2)
S =	**1.20**	Suelo Intermedio Tipo S2
Tp=	**0.60**	Periodo corto del terreno
TL=	**2.00**	Periodo largo del terreno
Ro (x)=	**6.00**	Muros estructurales según E.030
Ro (y)=	**3.00**	Albañilería Confinada o Armada según E.030
Ia =	**1**	Tabla N°8 del E. 030
Ip =	**1**	Tabla N°9 del E. 030
Rx =	**6.000**	$R = R_o I_p I_a$
Ry =	**3.000**	

Wilfredo J Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

Figura 17: Zonas sísmicas

Fuente: N. T. E. E 030

a. Factor de Zona

Tabla 4

Factores de Zona "Z"

FACTORES DE ZONA	
ZONA	**Z**
04	0.45
03	0.35
02	0.25
01	0.10

Fuente: NTE E 030.

Winfredo J Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191478

002279

b. Parámetros de Suelo y Periodos T_P y T_L

Tabla 5

Factor de Suelo "S"

FACTOR DE SUELO						
SUELO / ZONA	S_0	S_1	S_2	S_3	TIPO	DESCRIPCIÓN
Z4	0.80	1.00	1.05	1.10	S0	Roca Dura
Z3	0.80	1.00	1.15	1.20	S1	Roca o suelo muy rígido
Z2	0.80	1.00	1.20	1.40	S2	Suelo intermedio
Z1	0.80	1.00	1.60	2.00	S3	Suelos blandos

Fuente: NTE E 030.

Tabla 6

Periodos "T_P" y "T_L"

PERIODOS T_P y T_L				
	Perfil de Suelo			
	S_0	S_1	S_2	S_3
T_P(S)	0.3	0.4	0.6	1
T_L(S)	3	2.5	2	1.6

Fuente: NTE E 030.

c. Categoría de las Edificaciones y Factor de Uso "U"

Tabla 7

Categoría de las Edificaciones y Factor de Uso "U"

CATEGORIA DE LAS EDIFICACIONES		
CATEGORIAS	DETALLE	U
A	Edificaciones Esenciales	1.50
B	Edificaciones importantes	1.30
C	Edificaciones comunes	1.00
D	Edificaciones menores	*

(*) En estas edificaciones deberá proveerse resistencia y rigidez adecuadas para acciones laterales, a criterio del proyectista.

Wilfredo Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

d. Sistemas Estructurales y Coeficiente Básico de Reducción de las Fuerzas Sísmicas "R_0"

Tabla 8

Sistemas Estructurales

COEFICIENTE DE REDUCCION PARA ESTRUCTURAS	
SISTEMA ESTRUCTURAL	**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	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de Ductilidad limitada	4
Albañilería armada o confinada	3
Madera (Por esfuerzos admisibles).	7

Fuente: NTE E 030.

e. Factores de Irregularidad (I_a, I_p)

Tabla 9

Factores de Irregularidad (Ia, Ip)

		X	Y
Irregularidad en altura	I_a=	1	1
Irregularidad en planta	I_p=	1	1
	R=	6.00	3.00

$$R = R_o I_p I_a$$

Fuente: NTE E 030.

f. Factor de Amplificación Sísmica C

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

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

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

Wilfredo J Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP- 141392

Luis Teófilo Cárdenas Quispe
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002777

g. Calculo de Espectro Pseudo - Aceleración

Tabla 10

Espectro Pseudo - Aceleración

			Sismo X	Sismo Y
T (seg)	C	T (seg)	Sa/g (X)	Sa/g (Y)
0.00	2.5000	0.00	0.1875	0.3750
0.02	2.5000	0.02	0.1875	0.3750
0.04	2.5000	0.04	0.1875	0.3750
0.06	2.5000	0.06	0.1875	0.3750
0.08	2.5000	0.08	0.1875	0.3750
0.10	2.5000	0.10	0.1875	0.3750
0.12	2.5000	0.12	0.1875	0.3750
0.14	2.5000	0.14	0.1875	0.3750
0.16	2.5000	0.16	0.1875	0.3750
0.18	2.5000	0.18	0.1875	0.3750
0.20	2.5000	0.20	0.1875	0.3750
0.25	2.5000	0.25	0.1875	0.3750
0.30	2.5000	0.30	0.1875	0.3750
0.35	2.5000	0.35	0.1875	0.3750
0.40	2.5000	0.40	0.1875	0.3750
0.45	2.5000	0.45	0.1875	0.3750
0.50	2.5000	0.50	0.1875	0.3750
0.55	2.5000	0.55	0.1875	0.3750
0.60	2.5000	0.60	0.1875	0.3750
0.65	2.3077	0.65	0.1731	0.3462
0.70	2.1429	0.70	0.1607	0.3214
0.75	2.0000	0.75	0.1500	0.3000
0.80	1.8750	0.80	0.1406	0.2813
0.85	1.7647	0.85	0.1324	0.2647
0.90	1.6667	0.90	0.1250	0.2500
0.95	1.5789	0.95	0.1184	0.2368
1.00	1.5000	1.00	0.1125	0.2250
1.60	0.9375	1.60	0.0703	0.1406
2.00	0.7500	2.00	0.0563	0.1125
2.50	0.4800	2.50	0.0360	0.0720
3.00	0.3333	3.00	0.0250	0.0500

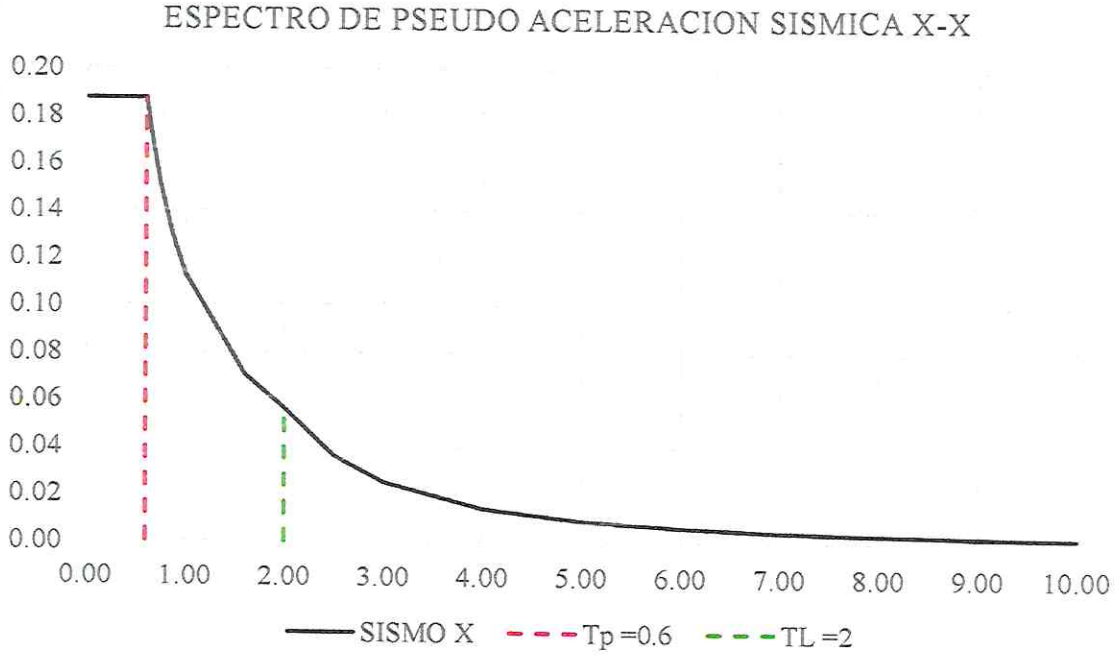
Wilfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

4.00	0.1875	4.00	0.0141	0.0281
5.00	0.1200	5.00	0.0090	0.0180
6.00	0.0833	6.00	0.0063	0.0125
7.00	0.0612	7.00	0.0046	0.0092
8.00	0.0469	8.00	0.0035	0.0070
9.00	0.0370	9.00	0.0028	0.0056
10.00	0.0300	10.00	0.0023	0.0045

Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Figura 18: Espectro de Pseudo Aceleración Sísmica X-X

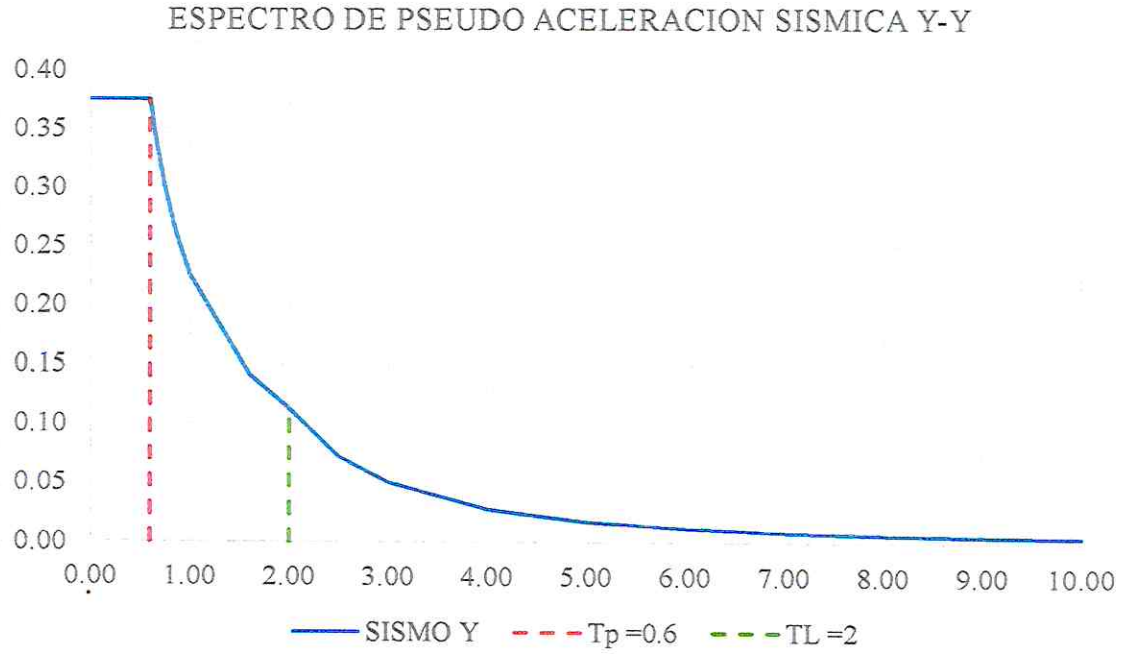


Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Figura 19: Espectro de Pseudo Aceleración Sísmica X-X

Alfredo Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Cáceres
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191477



Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

6. ANÁLISIS SÍSMICO

6.1 Estimación del Peso (P) (Articulo 26, NTE E 030)

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

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

6.2 Periodo fundamental de vibración y masas participativas

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

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

Willreco Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002774

Tabla 11
Periodo fundamental y Masa participativa (supera 90% en el modo 7)

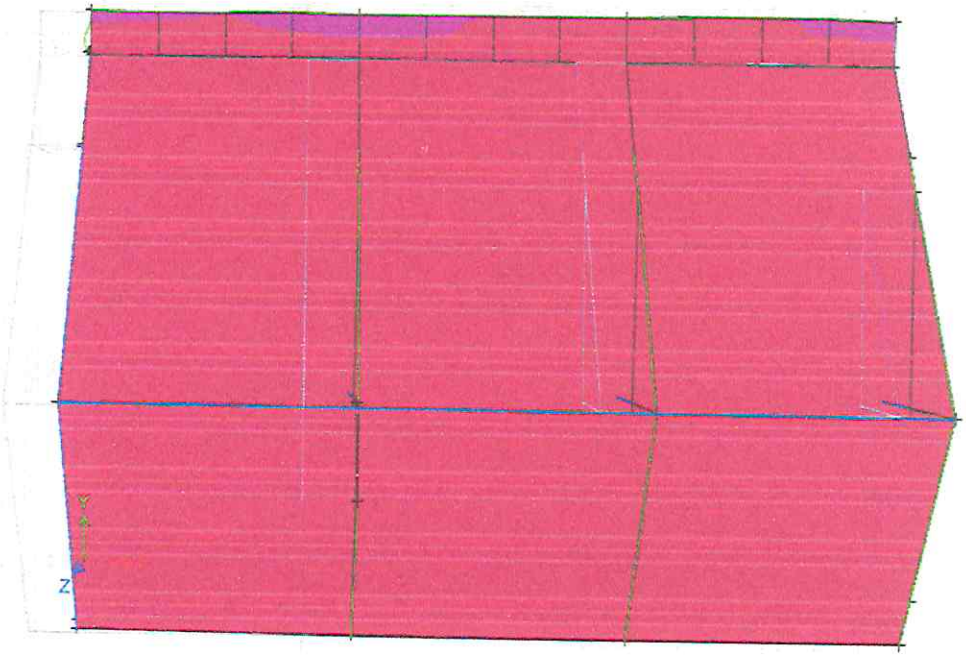
N° de Modos	Periodo T (S)	Masa Participativa		Masa Participativa Acumulada	
		Masas X (%)	Masas Y (%)	Masas X (%)	Masas Y (%)
1	0.171	0.99370000	0.00010000	0.99370000	0.00010000
2	0.086	0.00150000	0.22140000	0.99520000	0.22150000
3	0.065	0.00000078	0.00000051	0.99520000	0.22150000
4	0.063	0.00020000	0.00180000	0.99540000	0.22330000
5	0.058	0.00080000	0.02450000	0.99620000	0.24780000
6	0.053	0.00050000	0.01090000	0.99660000	0.25870000
7	0.05	0.00000878	0.72650000	0.99660000	0.98520000
8	0.032	0.00002868	0.00080000	0.99670000	0.98600000
9	0.031	0.00000107	0.00010000	0.99670000	0.98610000
10	0.03	0.00001191	0.00010000	0.99670000	0.98610000
11	0.027	0.00030000	0.00030000	0.99700000	0.98640000
12	0.025	0.00080000	0.00300000	0.99780000	0.98940000
13	0.023	0.00010000	0.00010000	0.99780000	0.98950000
14	0.022	0.00000512	0.00010000	0.99780000	0.98960000
15	0.02	0.00003089	0.00000890	0.99780000	0.98960000
16	0.018	0.00010000	0.00060000	0.99790000	0.99020000
17	0.018	0.00020000	0.00010000	0.99810000	0.99030000
18	0.018	0.00020000	0.00000587	0.99830000	0.99030000
19	0.017	0.00003343	0.00010000	0.99840000	0.99040000
20	0.016	0.00001188	0.00004848	0.99840000	0.99040000
21	0.016	0.00020000	0.00001855	0.99860000	0.99040000
22	0.015	0.00001046	0.00340000	0.99860000	0.99390000
23	0.014	0.00010000	0.00090000	0.99860000	0.99480000
24	0.014	0.00000267	0.00030000	0.99860000	0.99500000
25	0.013	0.00003173	0.00001697	0.99870000	0.99500000
26	0.013	0.00010000	0.00020000	0.99880000	0.99520000
27	0.013	0.00010000	0.00100000	0.99890000	0.99630000
28	0.013	0.00001095	0.00020000	0.99890000	0.99650000
29	0.012	0.00010000	0.00030000	0.99900000	0.99680000
30	0.012	0.00000889	0.00002115	0.99900000	0.99680000

Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Wilfredo Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

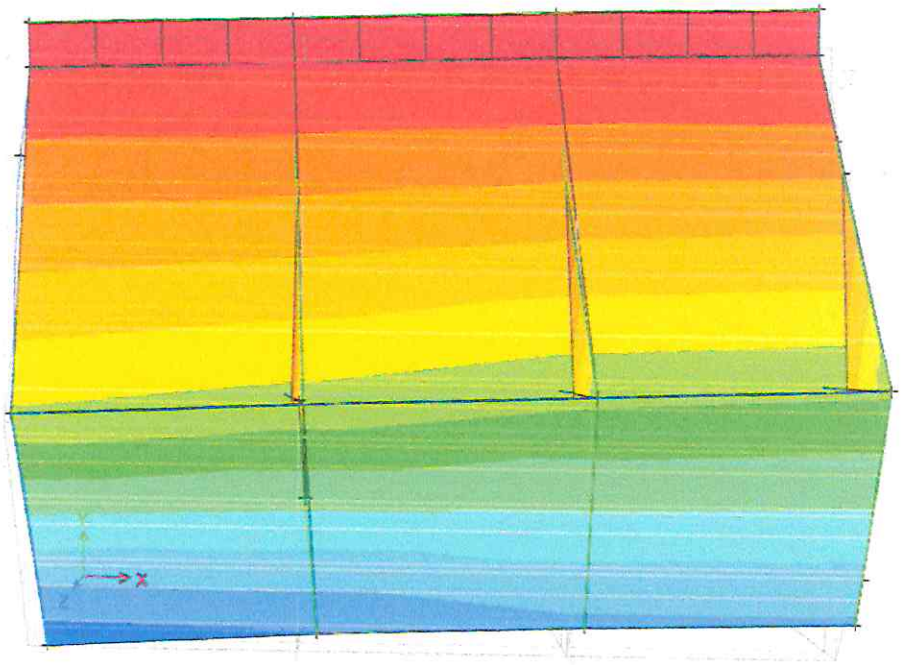
Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

Figura 20: Primer modo de vibración - traslación en X



Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Figura 21: Segundo modo de vibración - traslación en Y

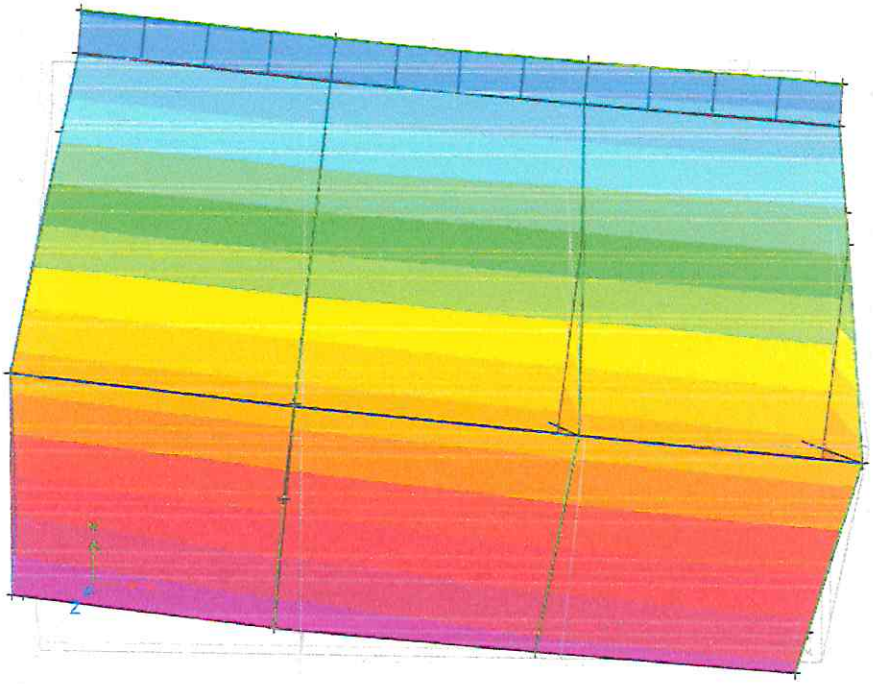


Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Wilfredo Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191632

Figura 22: Tercer modo de vibración - Rotación XY



Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

6.3 Fuerza cortante estática en la base

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

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

El valor de *C/R* no se considera menor que:

$$\boxed{\frac{C}{R} \geq 0.11}$$

a. Verificación de C/R

$$\boxed{\begin{array}{ll} T < T_p & C = 2.5 \\ T_p < T < T_L & C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_p}{T}\right) \\ T > T_L & C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2}\right) \end{array}}$$

$$\frac{C}{R} = \frac{2.5}{6} = 0.4167 \geq 0.11, CUMPLE$$

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 157473

Wilfredo Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

002271

$$\frac{C}{R} = \frac{2.5}{3} = 0.8333 \geq 0.11, CUMPLE$$

b. Determinación de la fuerza cortante estática en la base

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

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

Tabla 12
Cortante estática en la base

	Dirección X - X	Dirección Y - Y
Z=	0.25	0.25
U=	1.50	1.50
S=	1.20	1.20
Tp=	0.60	0.60
TL=	2.00	2.00
Ro=	6.00	3.00
Ia=	1	1
Ip=	1	1
R=	6.00	3.00
C=	2.5	2.5
P=	115.0398 tnf	115.0398 tnf
V=	21.5700 tnf	43.1399 tnf

Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

6.4 Fuerza dinámica en la base

Tabla 13
Cortante dinámica en la base

Load Case/Combo	VX tonf	VY tonf	MX tonf-m	MY tonf-m
Comb 1.25(D+L)±EX	21.4281	0.6461	724.9007	-1205.6509
Comb 1.25(D+L)±EY	0.9631	33.7281	854.0004	-1194.584
Comb 0.90D±EX	21.4281	0.6461	529.742	-895.5232
Comb 0.90D±EY	0.9631	33.7281	658.8417	-884.4563

Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Wilfredo J Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002270

6.5 Fuerza Cortante Mínima, Factor de Escalamiento

Para cada una de las direcciones consideradas en el análisis, la fuerza cortante en el primer entrepiso del edificio no puede ser menor que el 80% del valor calculado según el artículo 25 (Norma E.030) para estructuras regulares, ni menor que el 90% para estructuras irregulares.

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

Tabla 14
Cortante dinámica en la base

Cortante	Estático tonf	80 % Estático tonf	Dinámico tonf	Factor de escalamiento
Cortante X	21.5700	17.2560	21.4281	0.8053
Cortante Y	43.1399	34.5119	33.7281	1.0232

Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

6.6 Desplazamiento máximo en el último nivel, máximo desplazamiento de entrepiso y deriva máxima.

Para estructuras regulares, los desplazamientos laterales se calculan multiplicando por 0,75 R los resultados obtenidos del análisis lineal y elástico con las solicitaciones sísmicas reducidas. Para estructuras irregulares, los desplazamientos laterales se calculan multiplicando por 0,85 R los resultados obtenidos del análisis lineal elástico.

Para el cálculo de los desplazamientos laterales no se consideran los valores mínimos de C/R indicados en el numeral 28.2 (Norma E.030) ni el cortante mínimo en la base especificada en el numeral 29.4 (Norma E.030).

El máximo desplazamiento relativo de entrepiso, calculado, no excede la fracción de la altura de entrepiso (distorsión) que se indica en la siguiente tabla.

Tabla 15
Límites para la distorsión del entrepiso

LÍMITES PARA LA DISTORSIÓN DEL ENTREPISO	
Material Predominante	$(\Delta i / hei)$
Concreto Armado	0.007
Acero	0.010
Albañilería	0.005
Madera	0.010
Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0.005

Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Wilfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

Tabla 16
Sismo dinámico en la dirección X – Desplazamientos y derivas

Pisos	Desplazamiento X m	Altura H m	Derivas X	Cumple
Techo	0.001568	1.15	0.000312	SI
1"	0.001473	0.3	0.000265	SI
1'	0.001437	0.4	0.000440	SI
1	0.001514	3.55	0.000426	SI

Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Tabla 17
Sismo dinámico en la dirección Y – Desplazamientos y derivas

Pisos	Desplazamiento Y m	Altura H m	Derivas	Cumple
Techo	0.000579	1.15	0.000207	SI
1"	0.000807	0.3	0.000040	SI
1'	0.000808	0.4	0.000193	SI
1	0.000731	3.55	0.000206	SI

Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Wilfredo Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141692

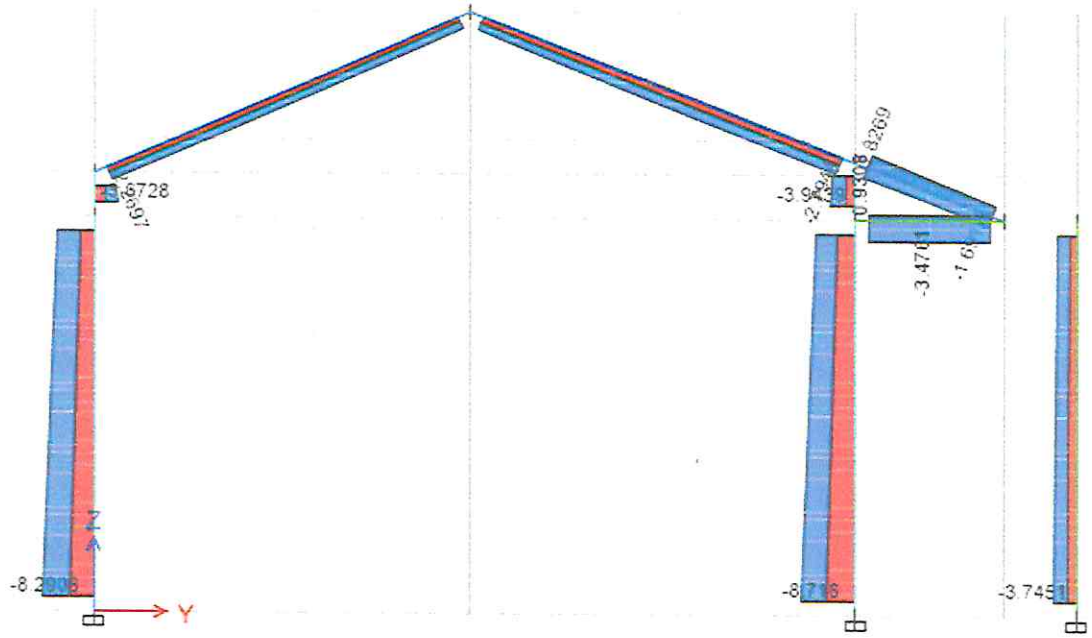
Dan Teofilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 151471

002268

7. DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

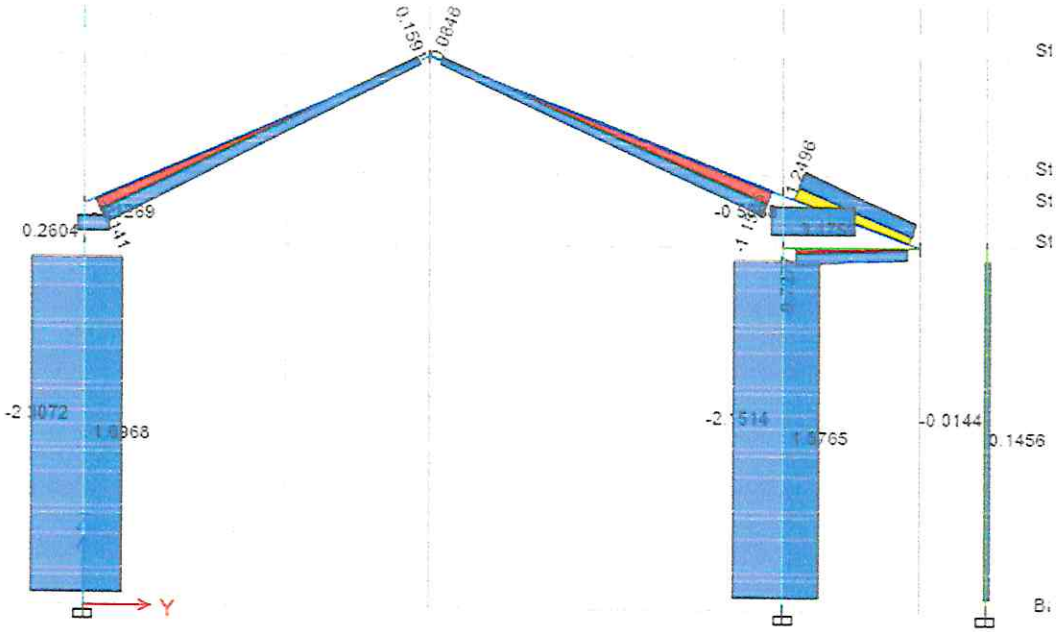
7.1 Resultados del análisis por cargas de gravedad y cargas sísmicas

Figura 23 Diagrama de Fuerza Axial Pórtico 33 - 33



Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Figura 24: Diagrama de Fuerza Cortante 2-2 Pórtico 33 - 33

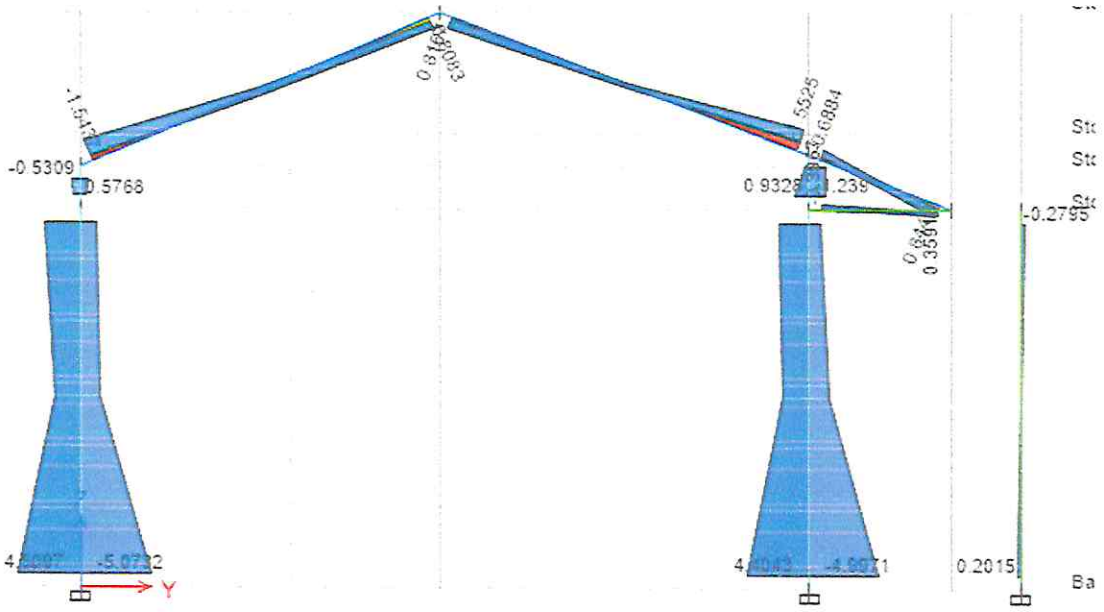


Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Wilfredo J Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

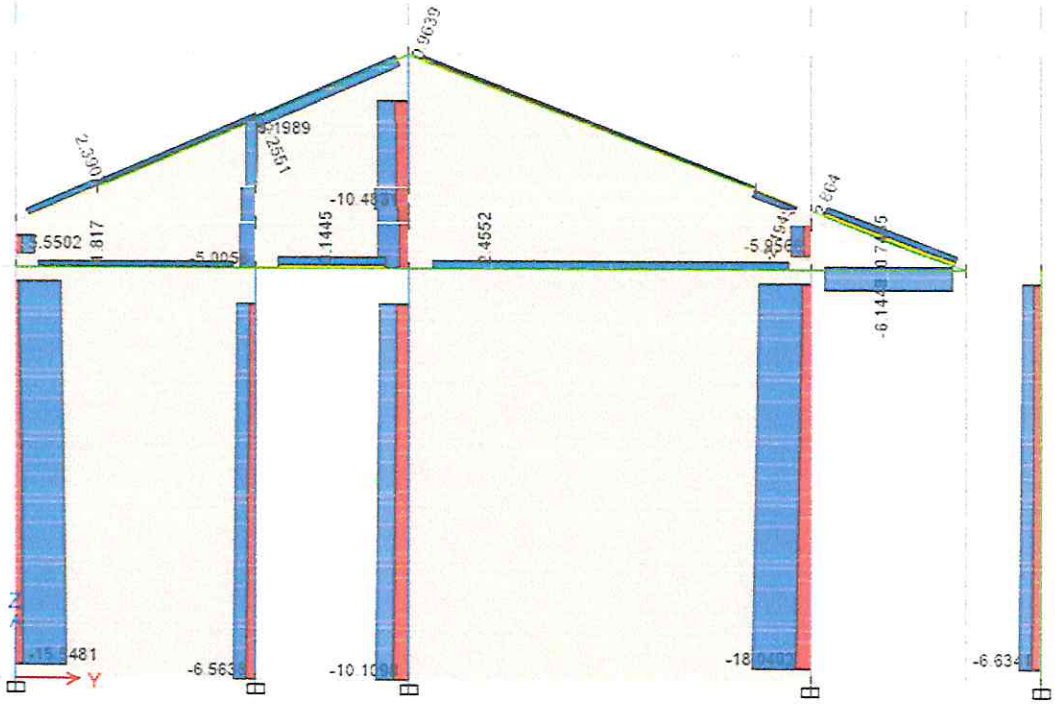
Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

Figura 25: Diagrama de Momento Flector 3-3 Pórtico 33 - 33



Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Figura 26: Diagrama de Fuerza Axial Pórtico 35 - 35

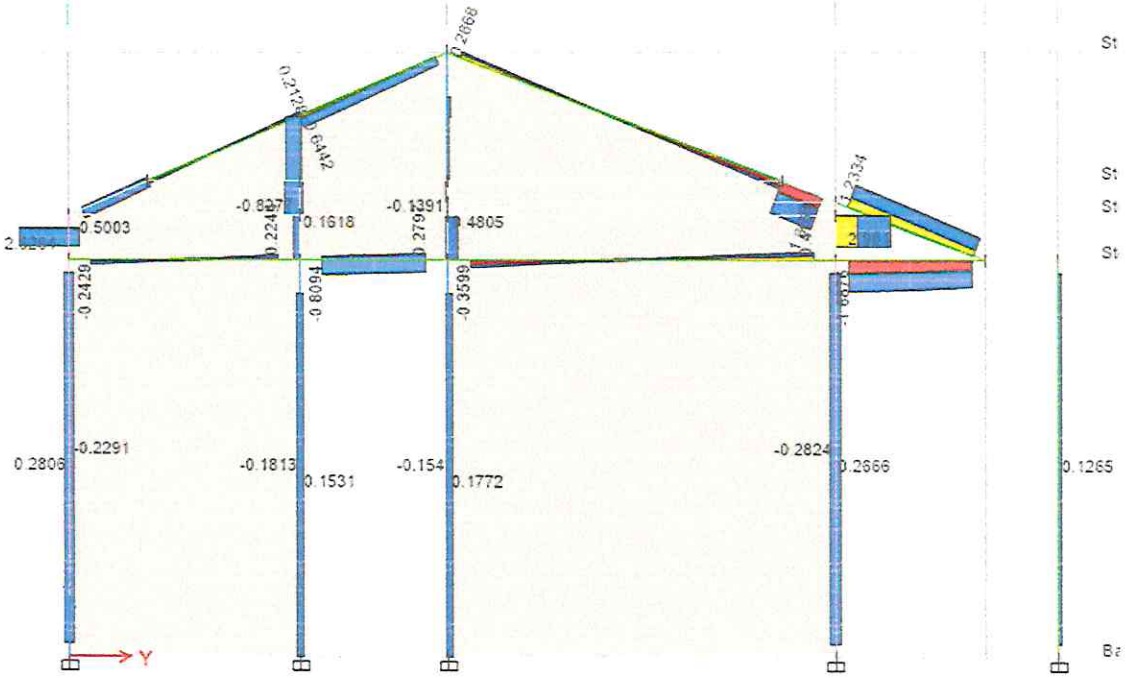


Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Wilfredo J Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

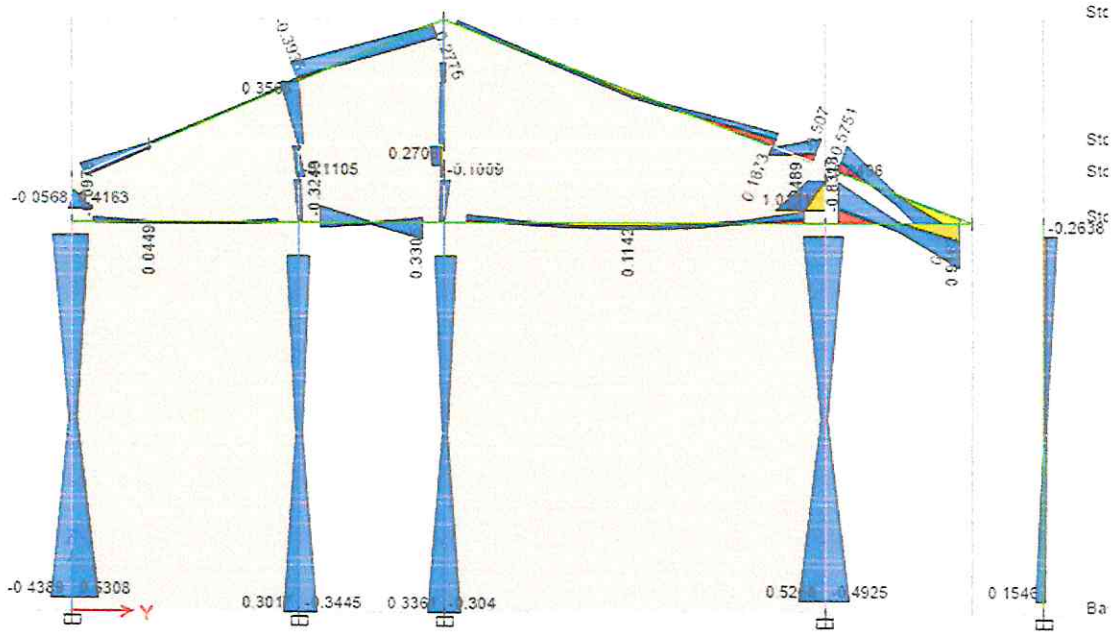
Luis Teófilo Cárdenas
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

Figura 27: Diagrama de Fuerza Cortante 2-2 Pórtico 35 - 35



Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Figura 28: Diagrama de Momento Flector 3-3 Pórtico 35 - 35



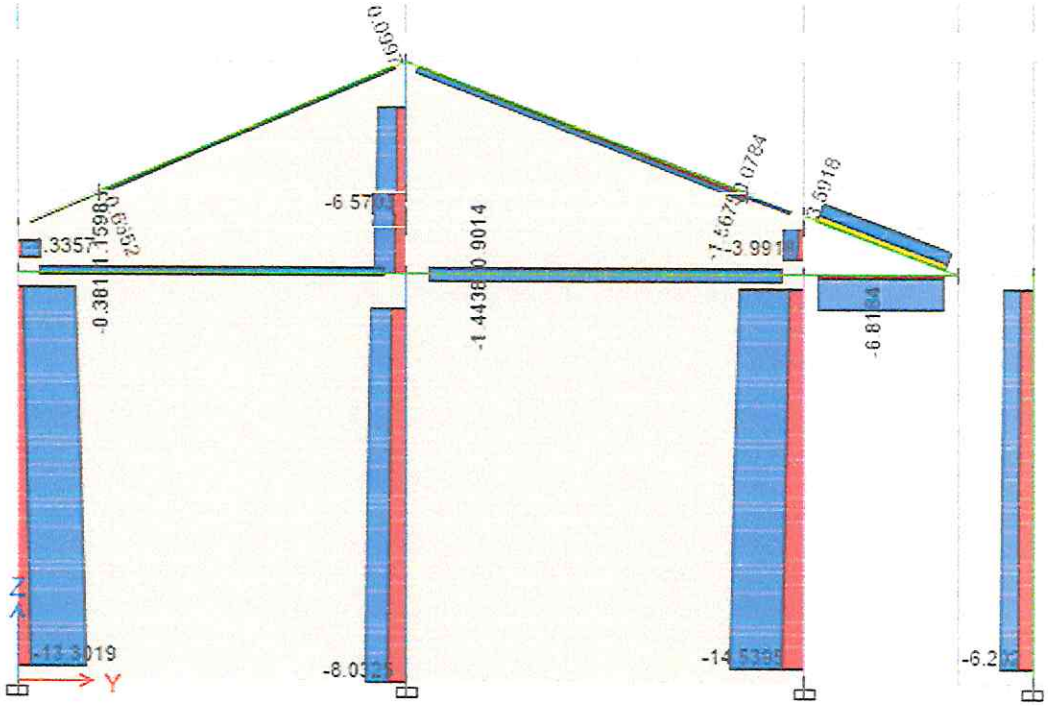
Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Wilfredo J Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

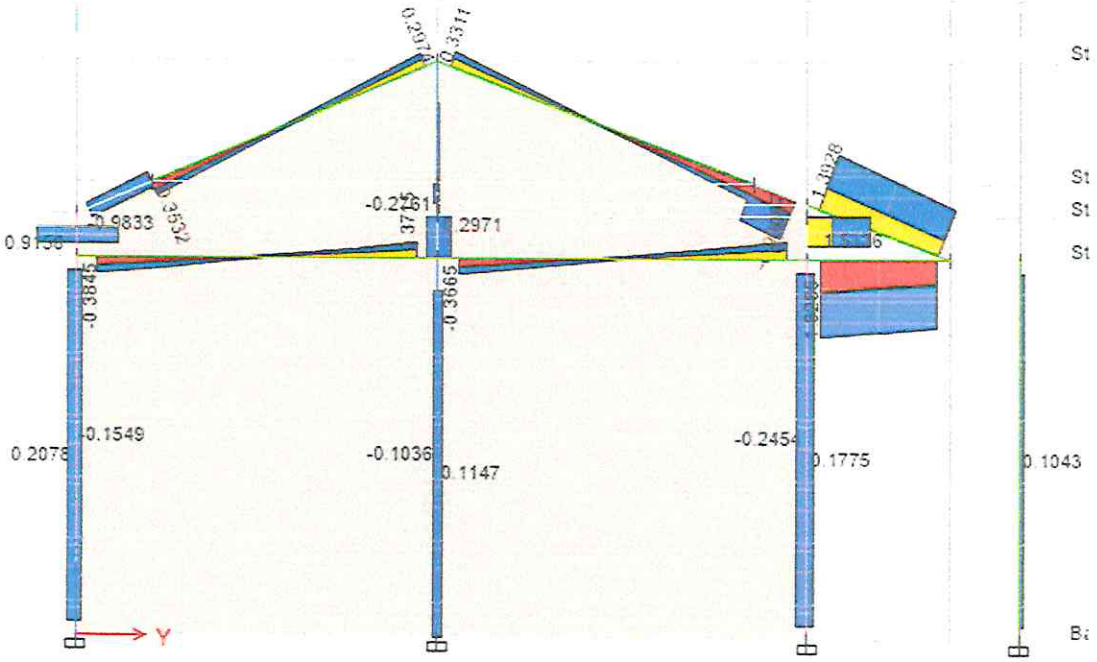
802765

Figura 29: Diagrama de Fuerza Axial Pórtico 36 - 36



Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Figura 30: Diagrama de Fuerza Cortante 2-2 Pórtico 36 - 36



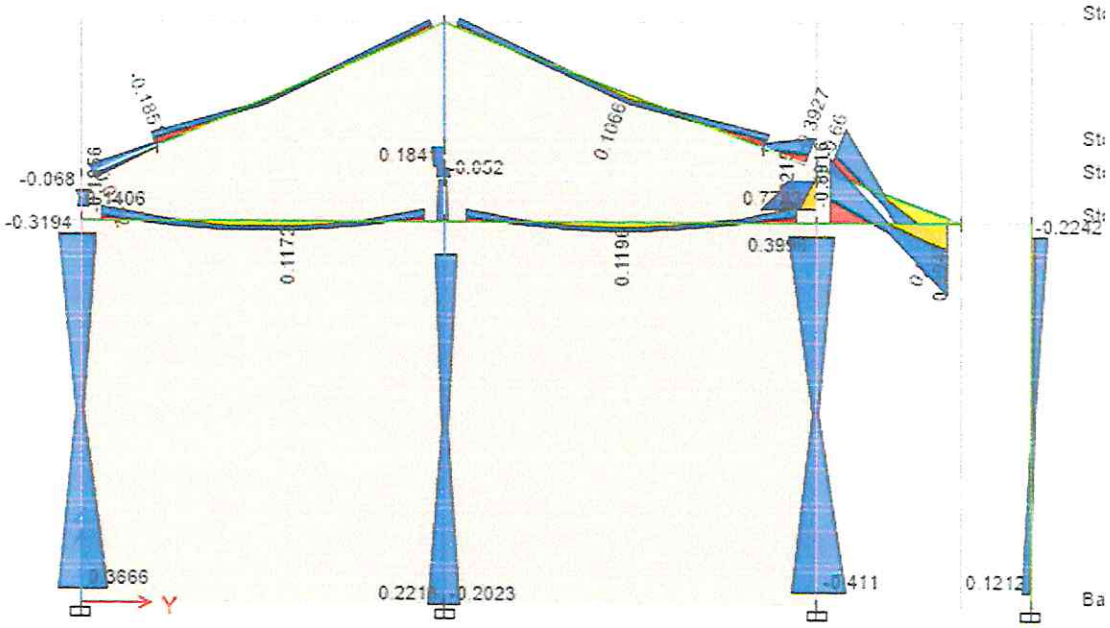
Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Luis Teófilo Cárdenas Quispe
INGENIERO CIVIL
CIP 191471

Wilfredo Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

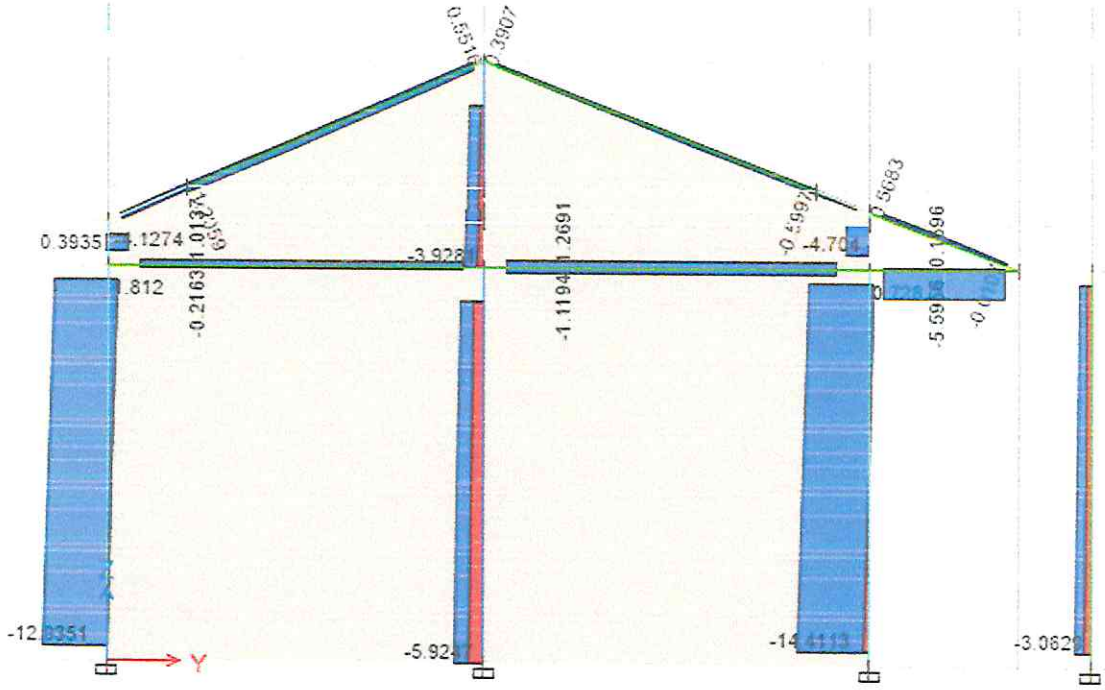
002264

Figura 31: Diagrama de Momento Flector 3-3 Pórtico 36 - 36



Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Figura 32: Diagrama de Fuerza Axial Pórtico 38 - 38

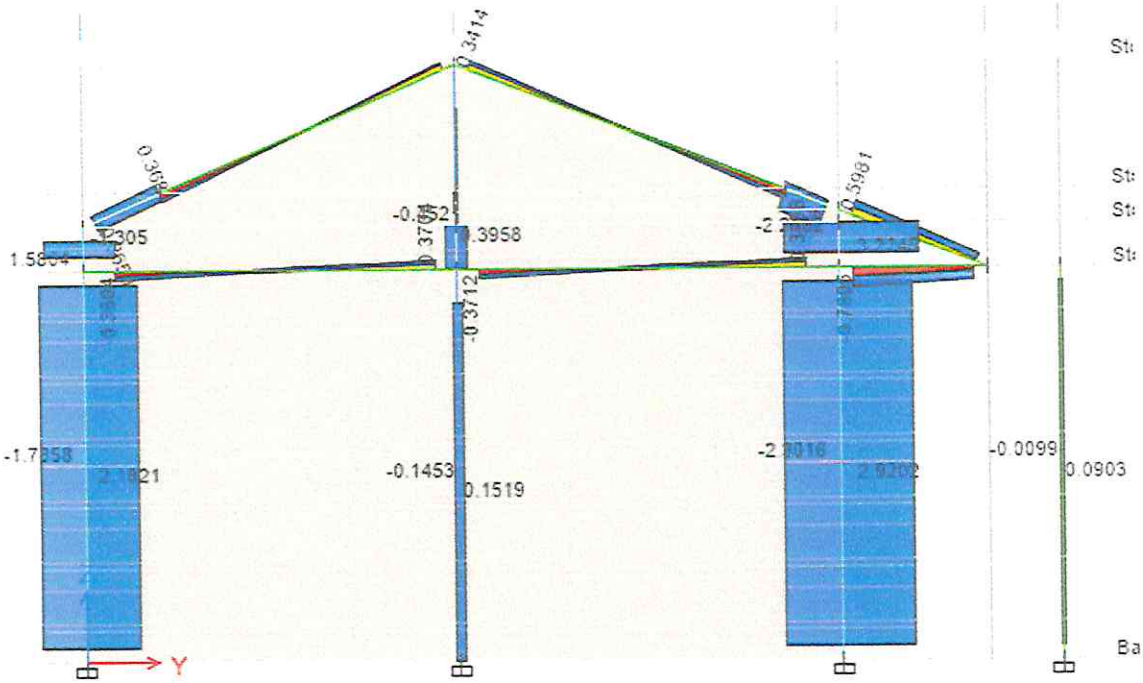


Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Wilfredo J Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

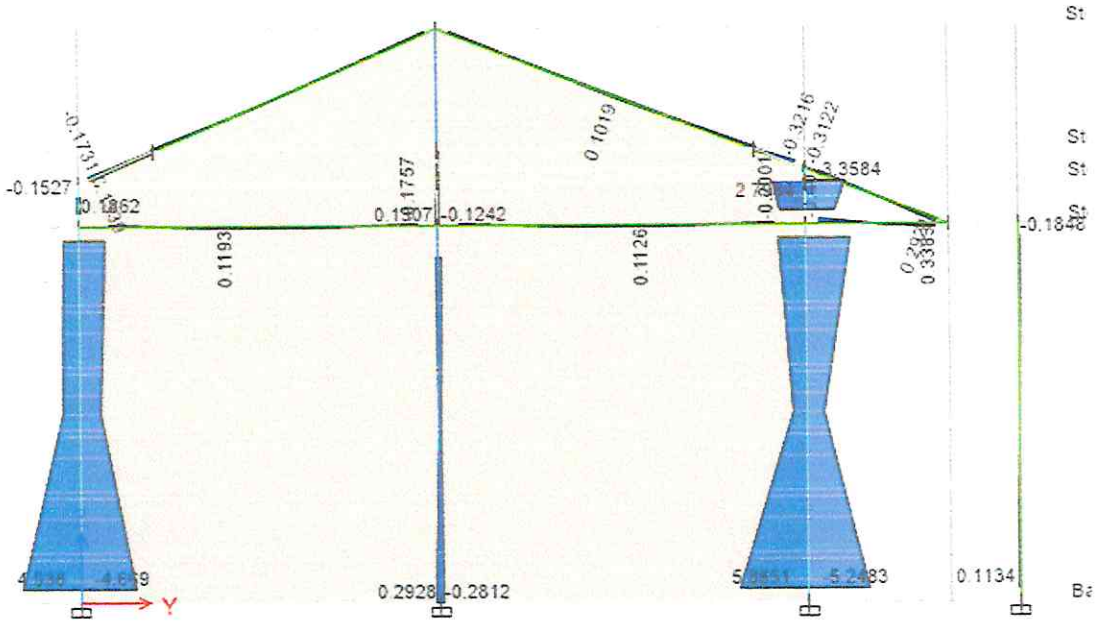
Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

Figura 33: Diagrama de Fuerza Cortante 2-2 Pórtico 38 - 38



Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Figura 34: Diagrama de Momento Flector 3-3 Pórtico 38 - 38



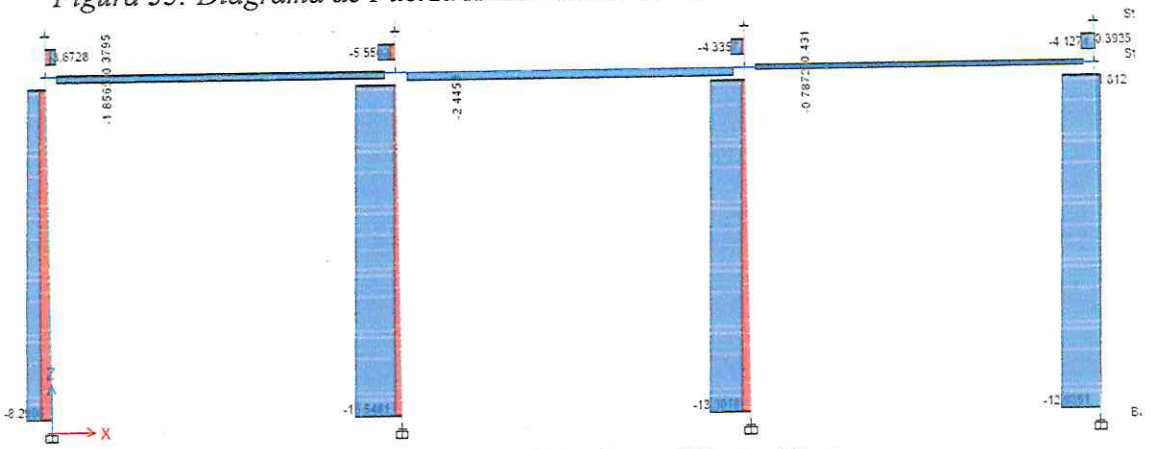
Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Wilder J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL

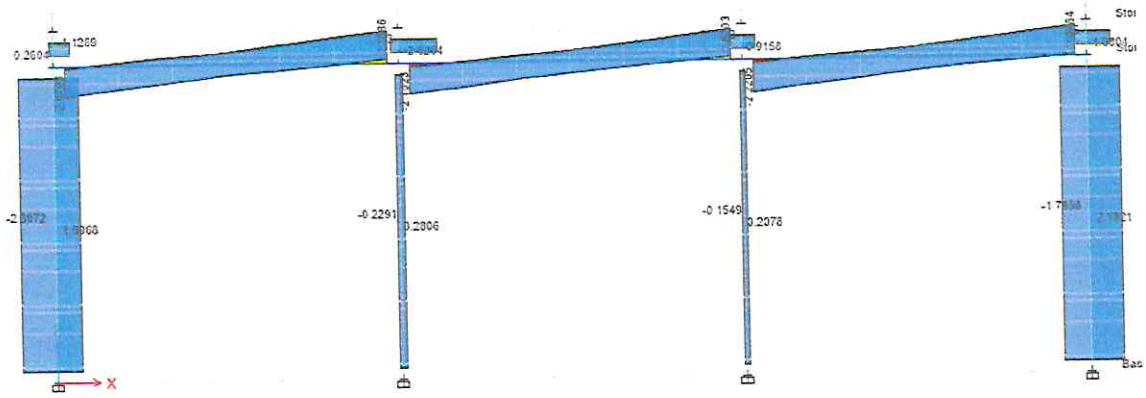
002262

Figura 35: Diagrama de Fuerza Axial Pórtico B - B



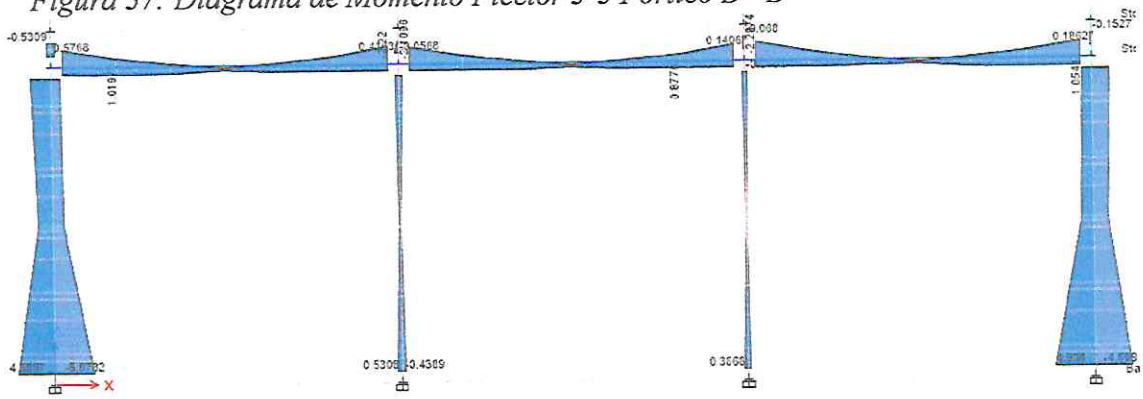
Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Figura 36: Diagrama de Fuerza Cortante 2-2 Pórtico B - B



Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Figura 37: Diagrama de Momento Flector 3-3 Pórtico B - B



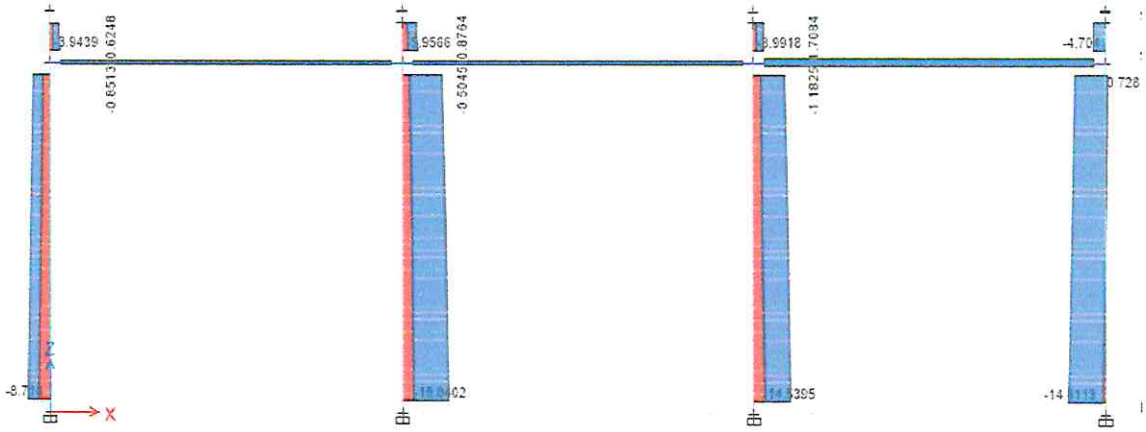
Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Wilfredo Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

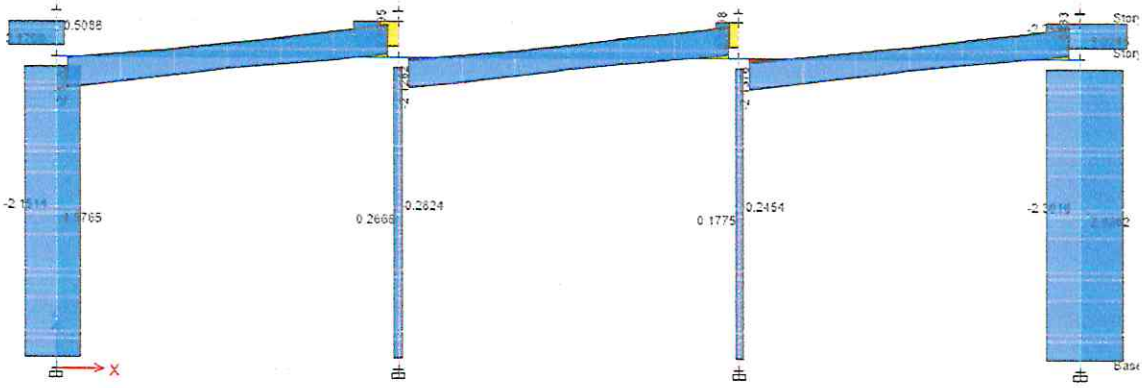
002261

Figura 38: Diagrama de Fuerza Axial Pórtico G - G



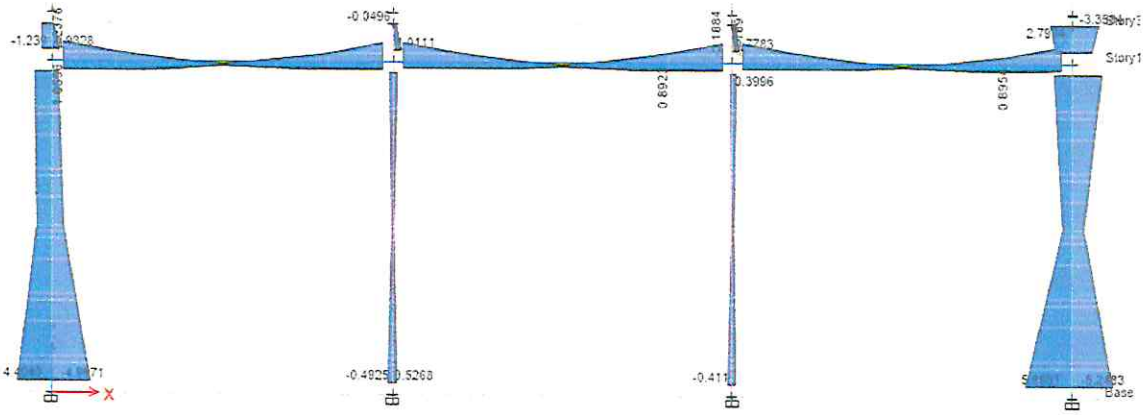
Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Figura 39: Diagrama de Fuerza Cortante 2-2 Pórtico G - G



Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Figura 40: Diagrama de Momento Flector 3-3 Pórtico G - G



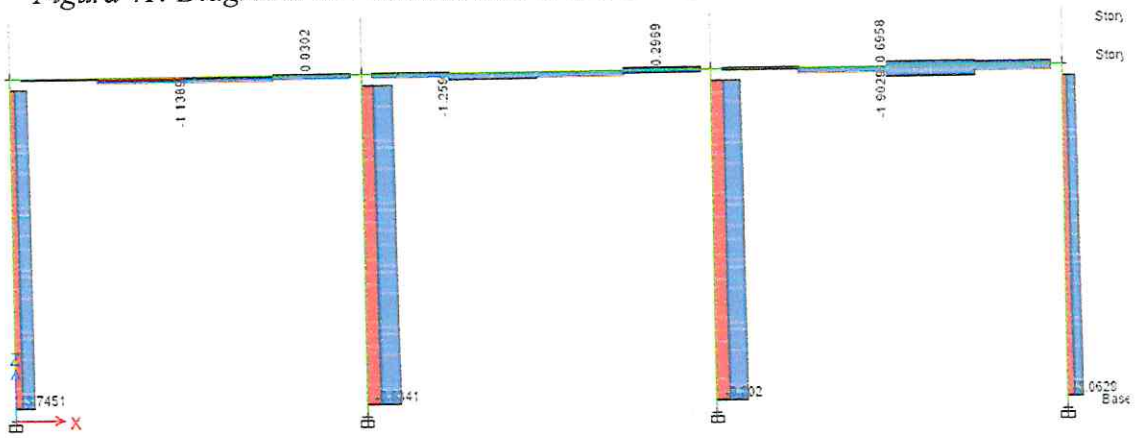
Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Luis Teofilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191473

Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

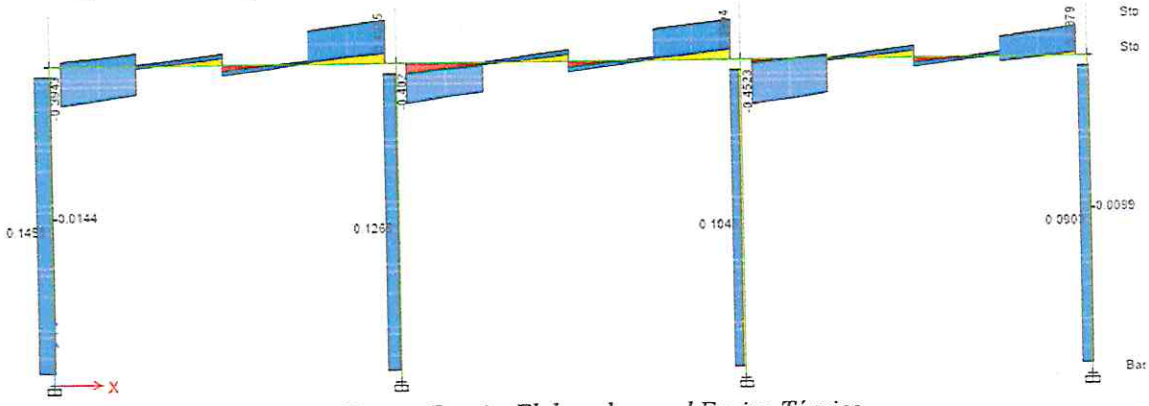
002260

Figura 41: Diagrama de Fuerza Axial Pórtico G´ - G´



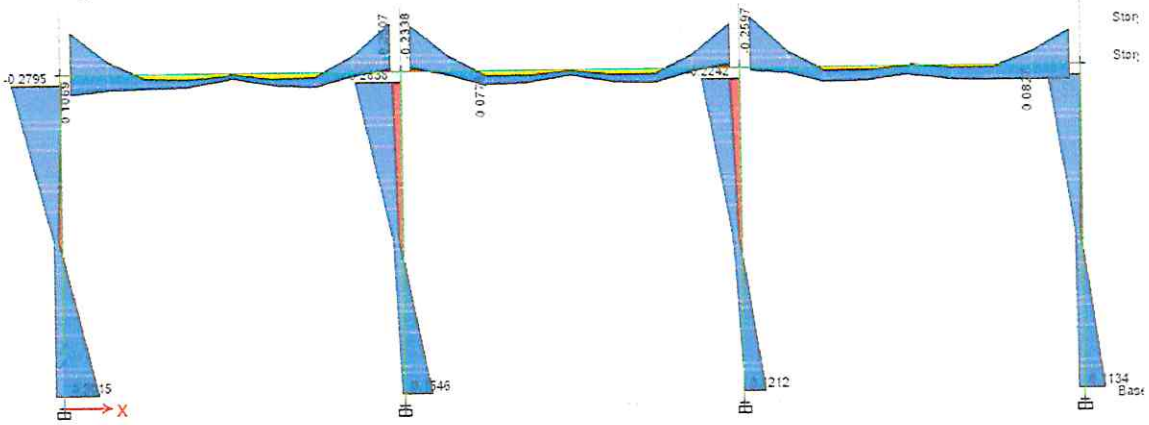
Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Figura 42: Diagrama de Fuerza Cortante 2-2 Pórtico G´ - G´



Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Figura 43: Diagrama de Momento Flector 3-3 Pórtico G´ - G´



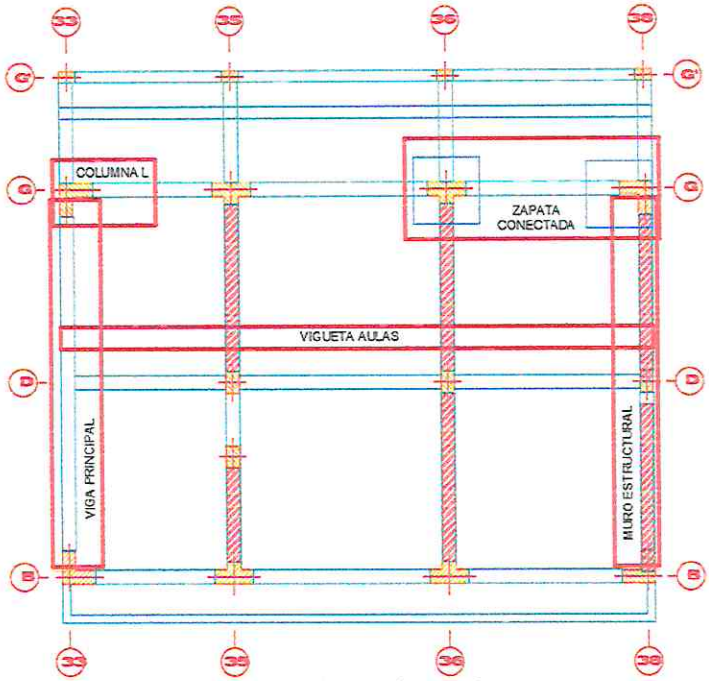
Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Winfredo Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

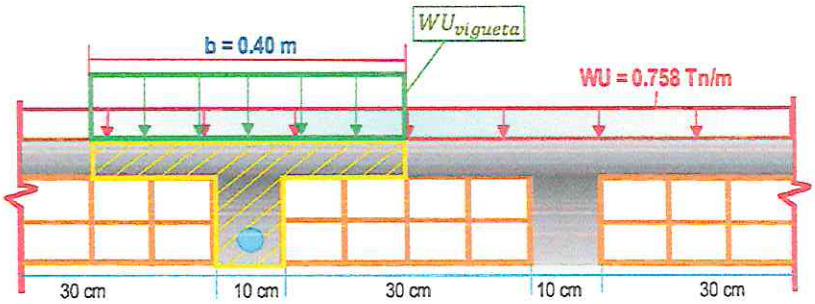
002259

Figura 44: Elementos estructurales diseñados - representativos y/o el más esforzado



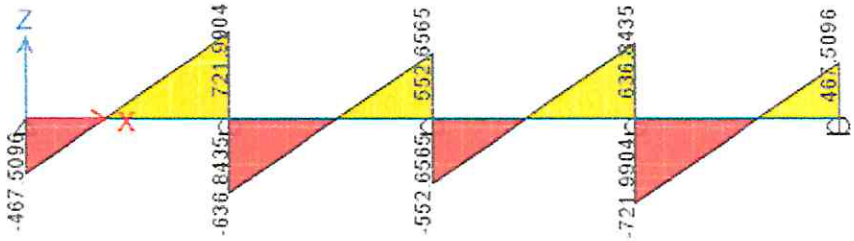
Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

7.2 Diseño de aligerados



$WU_{vigueta} = WU * b$ 758 Kg/m2 * 0.40 m = 303.2 Kg/m WUvigueta = 0.303 Tn/m

Figura 45: Diagrama de Fuerza Cortante 2-2 Losa Aligerada



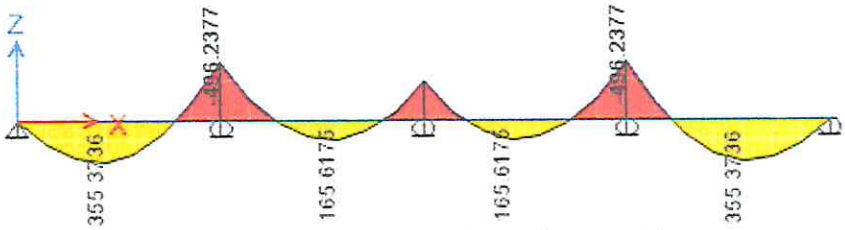
Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

Wilredo Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP- 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

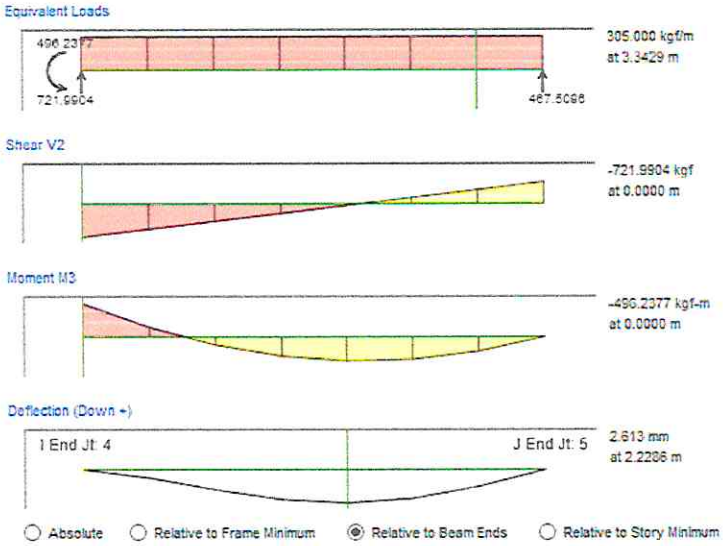
002258

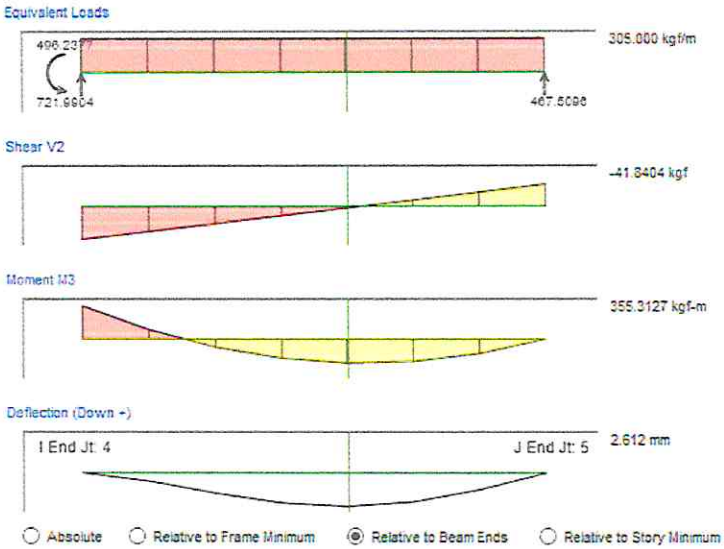
Figura 46: Diagrama de Momento Flector 3-3 Losa Aligerada



Fuente: Propia, Elaborado por el Equipo Técnico

a. Diseño por flexión

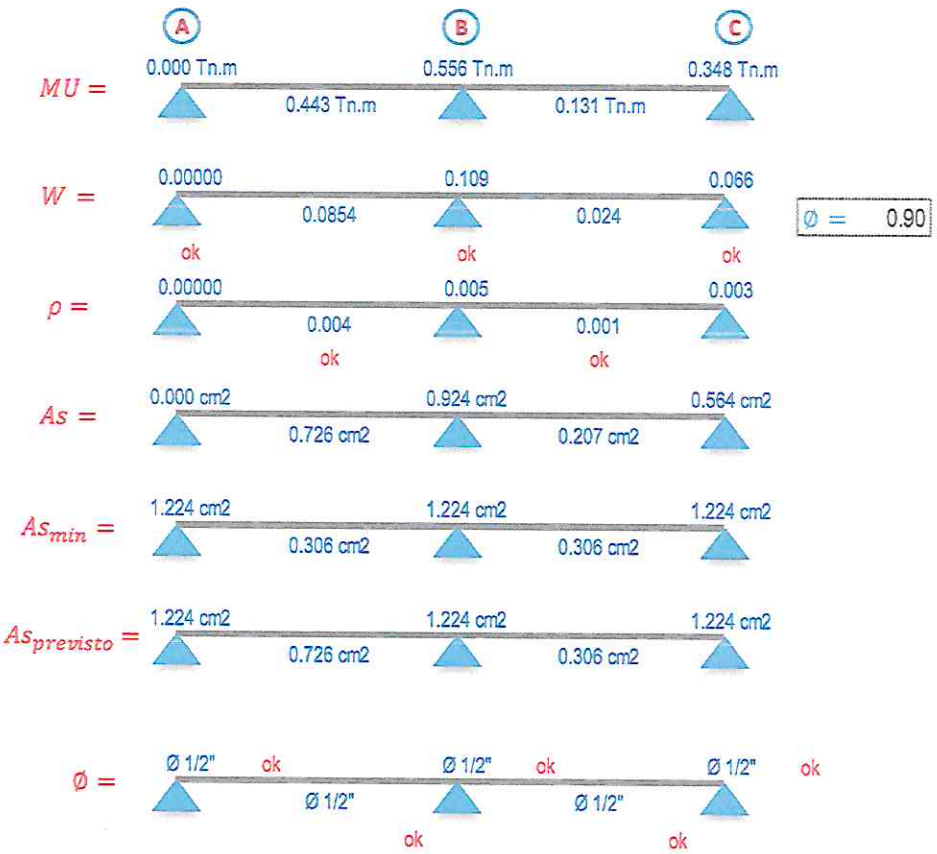




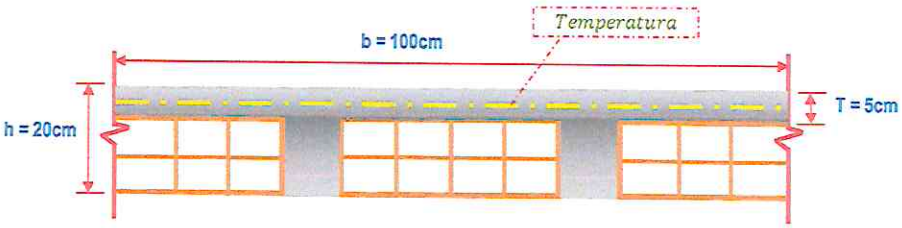
Wilfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002257



b. Refuerzo por temperatura



$As_{min} = 0.0018 * b * T$ 0.0018 * 100 * 5 = 0.90cm2

*Considerando siempre Ø 1/4"

$\#Barras = \frac{As_{min}}{As_b}$ $\frac{0.90cm2}{0.32cm2}$ = 3 Ø1/4

$S_{max} = S * T$ 5 * 5 = 25 cm

$S_{\emptyset} = \frac{b}{\#Barras}$ $\frac{100\ cm}{3}$ = 33 cm

→ usaremos: Ø 1/4" @ 25cm

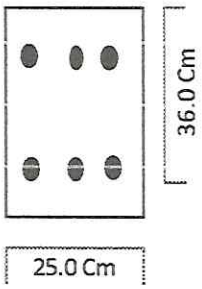
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

7.3 Diseño de Vigas

a. Diseño por flexión

ANALISIS Y DISEÑO EN FLEXIÓN DE VIGAS



F_y =	4,200 Kg/cm^2	ϕ flexión = 0.9	
F_c =	210 Kg/cm^2	1.2*Mcr =	231862 kg-cm
b =	25 cm		
h =	40 cm		
r =	4 cm		
fr =	29 Kg/cm2		
Ig =	133,333 cm^4		
Yt =	20 cm		
Mcr =	193,218 kg-cm		
Mcr	2 Ton-m		

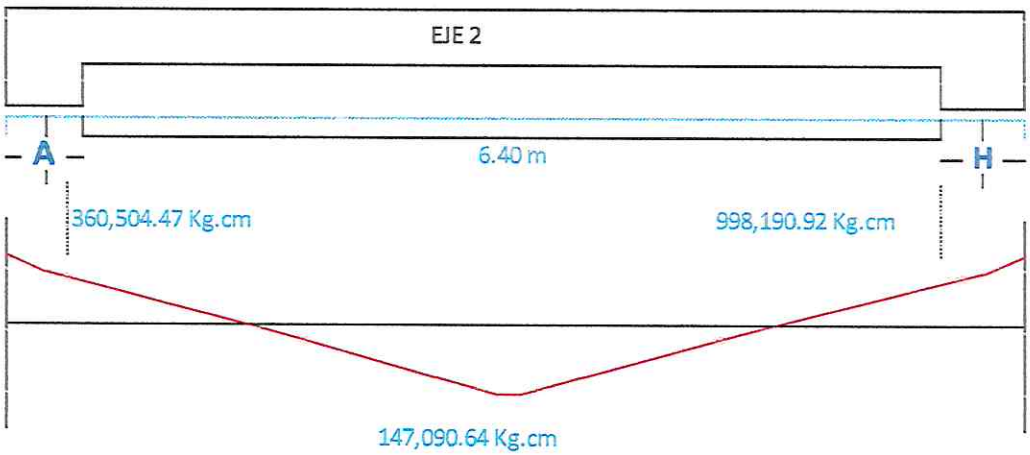
10.5 REFUERZO MÍNIMO EN ELEMENTOS SOMETIDOS A FLEXIÓN

10.5.1 En cualquier sección de un elemento estructural - excepto en zapatas y losas macizas - sometido a flexión, donde por el análisis se requiera refuerzo de acero en tracción, el área de acero que se proporcione será la necesaria para que la resistencia de diseño de la sección sea por lo menos 1,2 veces el momento de agrietamiento de la sección bruta Mcr ($\phi Mn \geq 1{,}2\ Mcr$), donde:

$$Mcr = \frac{fr\ Ig}{Yt} \qquad fr = 0.62\sqrt{f'c}$$

10.5.2 El área mínima de refuerzo por tracción de las secciones rectangulares y de las secciones T con el ala en compresión, no será menor de:

$$As\min = \frac{0.22\sqrt{f'c}}{fy}\ bw\ d \qquad (10\text{-}3)$$



257,624.48 Kg.cm

As= $\rho * b * d$

$$\rho = W * \frac{f'C}{fy} \qquad W = \frac{\emptyset - \sqrt{\emptyset^2 - 4 * 0.59 * \emptyset * K_u}}{2 * 0.59 * \emptyset}$$

Asmin= $\rho min * b * d$

$$\rho_{min} = 0.7 * \frac{\sqrt{f'C}}{fy} \qquad K_u = \frac{M_U}{f'c * b * d^2}$$

Winfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

ANALISIS DE ACERO EN VIGA

M_U	360,504.47	257,624.48	998,190.92
b	25.00	25.00	25.00
d	36.00	36.00	36.00
ϕ	0.90	0.90	0.90
K_U	0.05298	0.03786	0.14671
W	0.06107	0.04317	0.18270
ρ	0.00305	0.00216	0.00914
ρ_{min}	0.00242	0.00242	0.00242
A_s	2.75	1.94	8.22
$A_{s\,min}$	2.17	2.17	2.17
$A_{s\,sel.}$	2.75	2.17	8.22

Alternativa 1: $A_{S\ 5/8} = 1.98\ cm^2$

Ø 5/8"	1.39 2 Barillas	1.10 2 Barillas	4.15 4 Barillas

: $A_{S\ 1/2} = 1.27\ cm^2$

Ø 1/2"	-0.96 1 Barillas	-1.41 1 Barillas	0.24 1 Barillas

Acero asumido en los planos

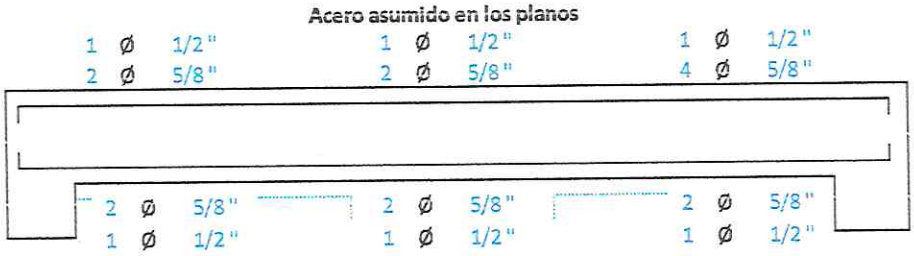
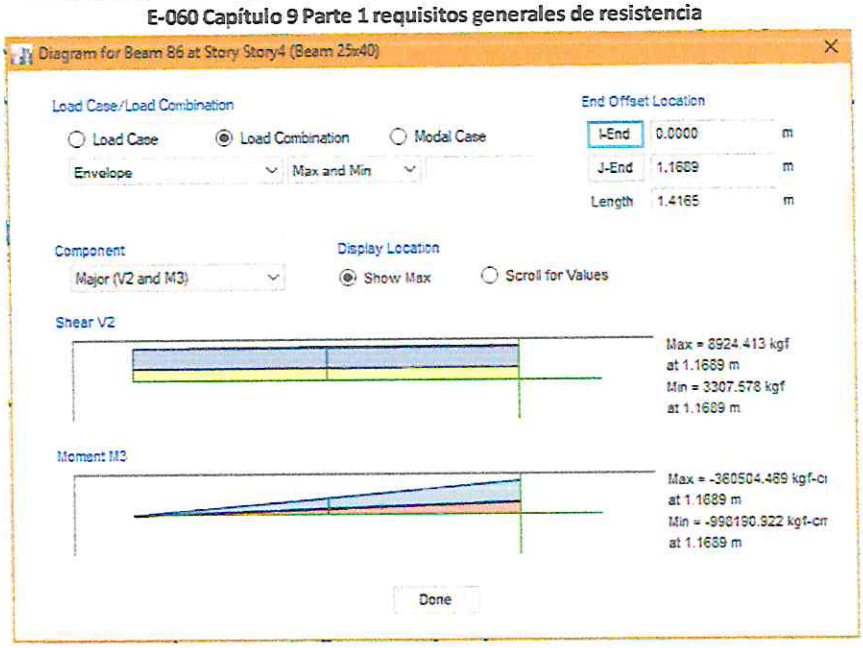


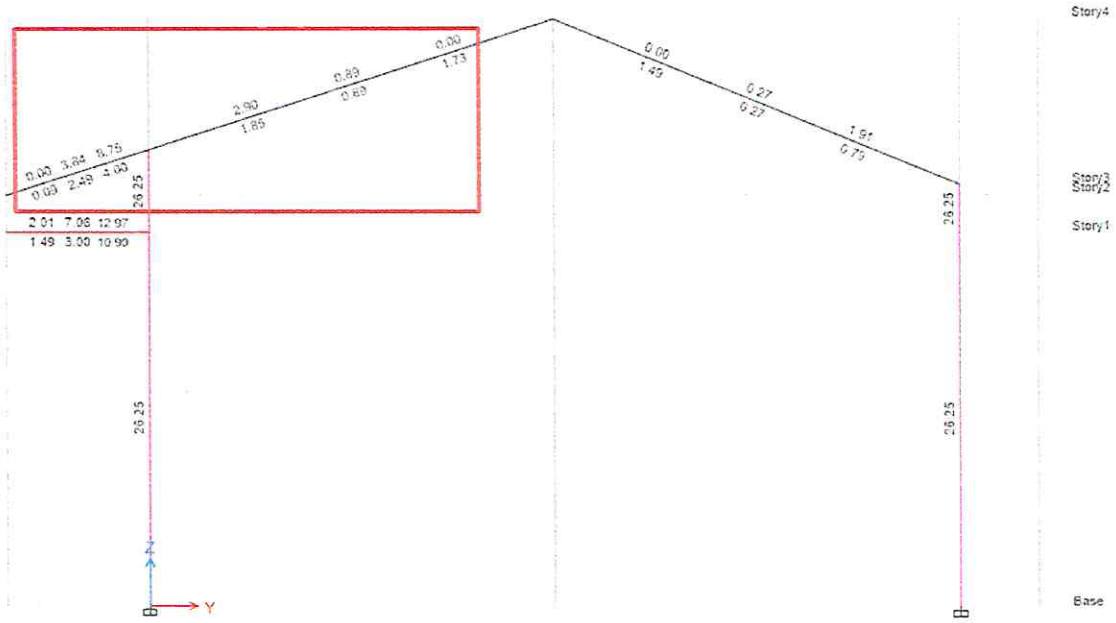
Diagrama de Esfuerzos (Momentos),Fue Obtenido Con la Combinacion de Carga de E-060 Capitulo 9 Parte 1 requisitos generales de resistencia



Wilfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP: 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191473

002754



comparacion de resulatados:

Comparacion de Resulatados Obtenidos del Programa Etabs y del Diseño en esta Hoja:

	Acero (-) cm2	Acero (+) cm2	Acero (-) cm2
Hoja	2.75	2.17	8.22
Etabs	3.84	2.49	8.75
Plano	5.23	5.23	9.18

Se concluye que los resultados son similares por lo que por eficiencia se tomara en cuenta los resultados obtenidos en el programa Etabs, manteniendonos dentro del marco normativo.

Para el Dibujo de Planos se Considero lo siguiente y la tabla de la hoja "Grafica y datos"; ademas se trato de uniformizar para una mejor, facil y rapido proceso constructivo

7.11 REFUERZO TRANSVERSAL PARA ELEMENTOS A FLEXIÓN

7.11.1 El refuerzo en compresión en vigas debe confinarse con estribos que cumplan las limitaciones de tamaño y espaciamiento de 7.10.5 o bien con un refuerzo electrosoldado de alambre de un área equivalente. Los estribos deben colocarse a lo largo de toda la distancia donde se requiera refuerzo en compresión.

7.11.2 El refuerzo transversal para elementos de pórticos sometidos a esfuerzos de torsión o a esfuerzos reversibles de flexión en los apoyos debe consistir en estribos cerrados o espirales colocados alrededor del refuerzo de flexión.

7.11.3 Los estribos cerrados se deben formar de una sola pieza con sus ganchos extremos colocados superpuestos abrazando la misma barra longitudinal, o se deben formar de una o dos piezas unidas mediante un empalme por traslape Clase B (longitud de traslape de 1.3 ℓd) o anclándolas de acuerdo con 12.13.

Wilfredo Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002253

7.10.5.3 Los estribos deben disponerse de tal forma que cada barra longitudinal de esquina y cada barra alterna tenga apoyp lateral proporcionado por la esquina de un estribo con un ángulo interior no mayor de 135º y ninguna barra longitudinal esté separada a más de 150 mm libres de una barra apoyada lateralmente. Cuando las barras longitudinales estén localizadas alrededor del perímetro de un círculo, se permite el uso de un estribo circular completo.

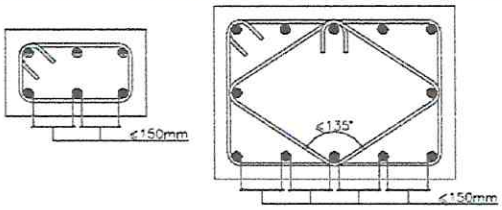
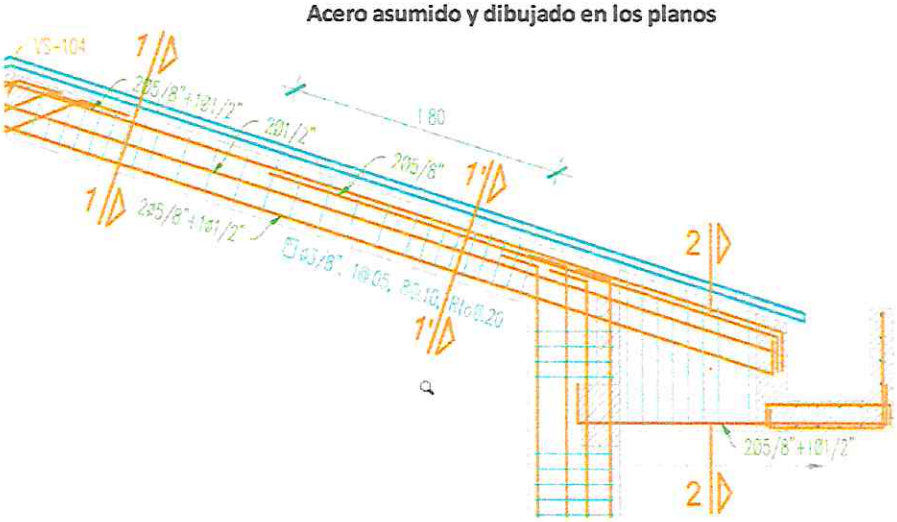
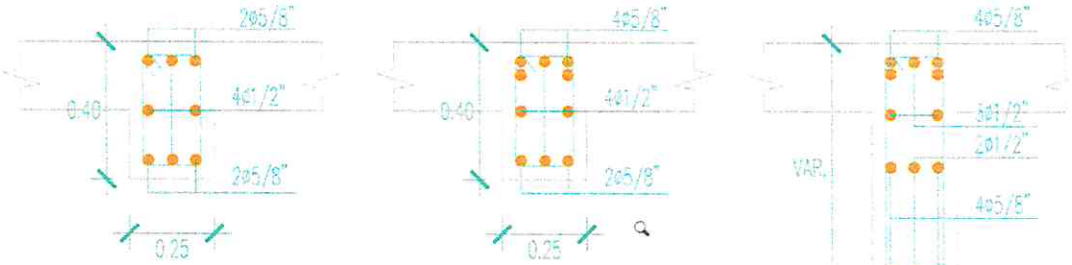


Fig. 7.10.5.3 Separación máxima de barras sin apoyo lateral.

Acero asumido y dibujado en los planos





CORTE 1 - 1
Ø 3/8": 1@ 0.05, 8@0.10, R@0.20

CORTE 1' - 1'
Ø 3/8": 1@ 0.05, 8@0.10, R@0.20

CORTE 2 - 2
Ø 3/8": 1@ 0.05, 8@0.10, R@0.20

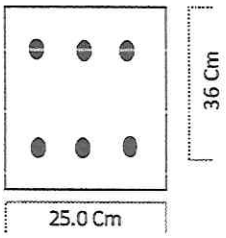
Eduardo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

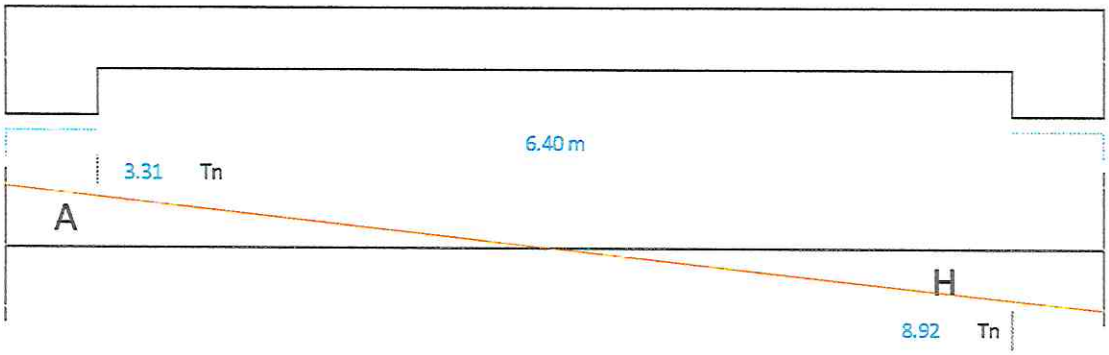
002252

b. Diseño por cortante

ANALISIS DE CORTE EN VIGAS



F_y = 4,200 Kg/cm²
F_c = 210 Kg/cm²
b = 25 cm
h = 40 cm
r = 4 cm



Cortante actuante = 3.31 Tn.
Cortante nominal = 3.89 Tn.
V_n = 3,894.12 Kg

$$V_n = \frac{V_a}{0.85} = \frac{3.31}{0.85} = 3.89$$

Cortante actuante = 8.92 Tn.
Cortante nominal = 10.49 Tn.
V_n = 10,494.12 Kg

$$V_n = \frac{V_a}{0.85} = \frac{8.92}{0.85} = 10.49$$

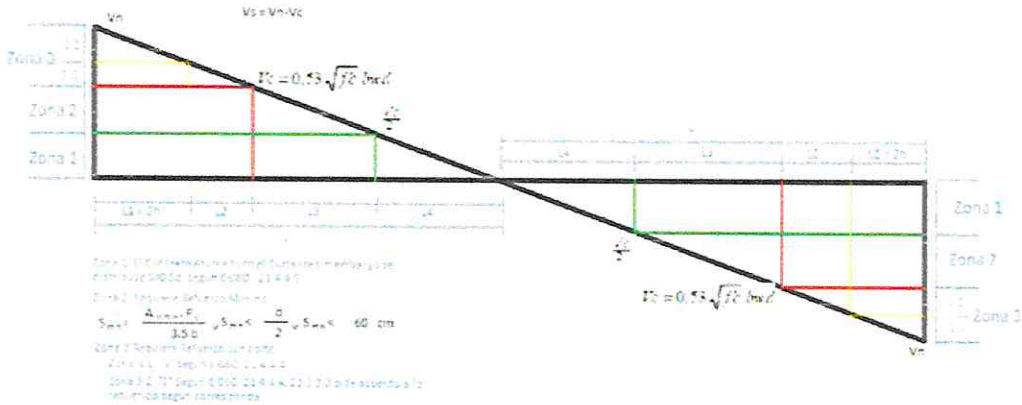
Resistencia del concreto al corte

V_c = 6,912.39 Kg. = 6.91 Tn.

$V_c = 0.53\,(f'c)^{1/2}.b.d =$ 0.53 (210)$^{1/2}$ (25) (36) = 6,912.39

Cortante asumido por el estribo (V_s)
$V_s = V_n - V_c =$ -3.02 Tn.

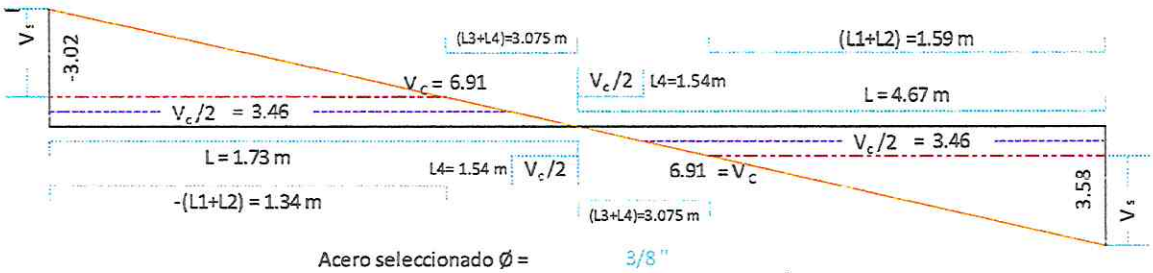
Cortante asumido por el estribo (V_s)
$V_s = V_n - V_c =$ 3.58 Tn.



Vitt. Luis J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002251



Acero seleccionado Ø = 3/8"
Area de acero del estribo (A_V) = 0.71 cm^2
Area de acero minimo ($A_{V\,min}$) = 1.43 cm^2

1) Zona 1 si $V_n \leq V_c/2$

En la zona 1 no se requiere estribos. Pero por E-060 -21.4.4.5

@: 18

N°: 17.1

2) Zona 2

Si $V_c \geq V_n \geq V_c/2$

$$S_{min} = \frac{A_{V\,min} \cdot F_y}{3.5\,b} \quad \wedge \quad S_{min} < \frac{d}{2} \quad \wedge \quad S_{min} < 60 \text{ cm}$$

68.41 cm ^ 18.0 cm ^ 60.0 cm

2*L3= 1.725 @: 18.0

N°: 10 no existe zona 2

3) Zona 3

3.1) Zona 3.1 L1 = 2h= 0.80 m

si $1.06\,(f'c)^{1/2}\,b.d \geq V_s > 0$

$$S = \frac{A_V \cdot F_y \cdot d}{V_s} \quad \wedge \quad S = \frac{d}{4} \quad \wedge \quad S = 30 \text{ cm}$$

13.82 Tn. ≥ -3.02 Tn. > 0.00 Tn.
no existe zona 3.1

S_1 =	5.0	≈	5.0	cm ;	ΣS =	0.05	m ;	V_{S1} =	-3.13
S_2 =	15.0 cm	≈	10.0	cm ;	ΣS =	0.15	m ;	V_{S2} =	-3.36
S_3 =	15.0 cm	≈	10.0	cm ;	ΣS =	0.25	m ;	V_{S3} =	-3.58
S_4 =	15.0 cm	≈	10.0	cm ;	ΣS =	0.35	m ;	V_{S4} =	-3.81
S_5 =	15.0 cm	≈	10.0	cm ;	ΣS =	0.45	m ;	V_{S5} =	-4.03
S_6 =	15.0 cm	≈	10.0	cm ;	ΣS =	0.55	m ;	V_{S6} =	-4.25
S_7 =	15.0 cm	≈	10.0	cm ;	ΣS =	0.65	m ;	V_{S7} =	-4.48
S_8 =	15.0 cm	≈	10.0	cm ;	ΣS =	0.75	m ;	V_{S8} =	-4.70
S_9 =	15.0 cm	≈	10.0	cm ;	ΣS =	Z-3.2	m ;	V_{S9} =	Z-3.2
S_{10} =	Z-3.2	≈	10.0	cm ;	ΣS =	#####	m ;	V_{S10} =	#####
S_{11} =	########	≈	10.0	cm ;	ΣS =	#####	m ;	V_{S11} =	#####
S_{12} =	########	≈	10.0	cm ;	ΣS =	#####	m ;	V_{S12} =	#####
S_{13} =	########	≈	10.0	cm ;	ΣS =	#####	m ;	V_{S13} =	#####

13.82 Tn. ≥ 3.58 Tn. > 0.00 Tn.
existe zona 3.1

S_1 =	5.0	≈	5.0	cm ;	ΣS =	0.05	m ;	V_{S1} =	3.47
S_2 =	15.0 cm	≈	10.0	cm ;	ΣS =	0.15	m ;	V_{S2} =	3.24
S_3 =	15.0 cm	≈	10.0	cm ;	ΣS =	0.25	m ;	V_{S3} =	3.02
S_4 =	15.0 cm	≈	10.0	cm ;	ΣS =	0.35	m ;	V_{S4} =	2.79
S_5 =	15.0 cm	≈	10.0	cm ;	ΣS =	0.45	m ;	V_{S5} =	2.57
S_6 =	15.0 cm	≈	10.0	cm ;	ΣS =	0.55	m ;	V_{S6} =	2.35
S_7 =	15.0 cm	≈	10.0	cm ;	ΣS =	0.65	m ;	V_{S7} =	2.12
S_8 =	15.0 cm	≈	10.0	cm ;	ΣS =	0.75	m ;	V_{S8} =	1.90
S_9 =	15.0 cm	≈	10.0	cm ;	ΣS =	0.85	m ;	V_{S9} =	Z-3.2
S_{10} =	Z-3.2	≈	10.0	cm ;	ΣS =	0.95	m ;	V_{S10} =	Z-3.2
S_{11} =	Z-3.2	≈	10.0	cm ;	ΣS =	1.05	m ;	V_{S11} =	Z-3.2
S_{12} =	Z-3.2	≈	10.0	cm ;	ΣS =	1.15	m ;	V_{S12} =	Z-3.2
S_{13} =	Z-3.2	≈	10.0	cm ;	ΣS =	1.25	m ;	V_{S13} =	Z-3.2

Wilmer Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002250

3.2) Zona 3.2

Asume: NO-LA ZONA 3.1 ASUME TODA LA ZONA 3

3.2) Zona 3.2.1

$$\text{Si } 2.12\,(f'c)^{1/2}\,b.d \geq V_s > 1.06\,(f'c)^{1/2}\,b.d$$

$$S = \frac{A_V . F_Y . d}{V_S} \quad \wedge \quad S = \frac{d}{4} \quad \wedge \quad S = 30\text{ cm}$$

27.6495 Tn. ≥ -3.02 Tn. > 13.82 Tn.
no existe zona 3.2

27.6495 Tn. ≥ 3.58 Tn. > 13.82 Tn.
no existe zona 3.2

4) Limitante

$$\text{Si } V_s > 2.12\,(f'c)^{1/7}\,b.d\text{ ; redimensionar}$$

-3.02 Tn. > 27.6495 Tn. correcto

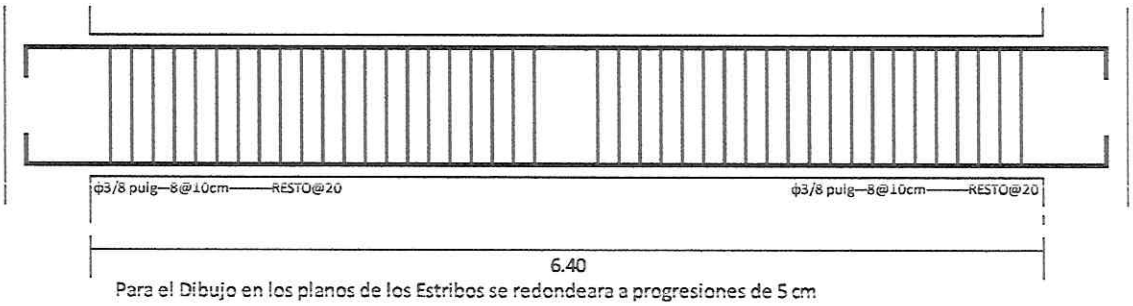
3.58 Tn. > 27.6495 Tn. correcto

(num. 11.5.7.9) En ningún caso se debe considerar Vs mayor que $2.1\sqrt{f'c}\ bwd$

Distribucion de Estribos:

ϕ3/8 pulg---8@10cm----------RESTO@20

ϕ3/8 pulg---8@10cm----------RESTO@20



Para el Dibujo en los planos de los Estribos se redondeara a progresiones de 5 cm

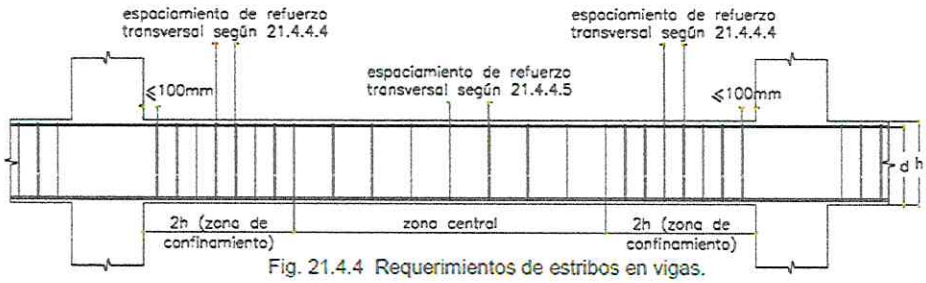


Fig. 21.4.4 Requerimientos de estribos en vigas.

Para la distribución de estribos se consideró las siguientes recomendaciones, según el artículo 21 (Norma E.060).

Willedo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teofilo Cárdenas Chávez
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

302249

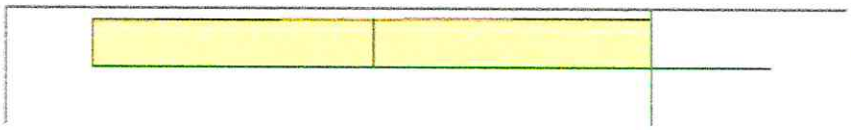
21.4.4.4 En ambos extremos del elemento deben disponerse estribos cerrados de confinamiento en longitudes iguales a dos veces el peralte del elemento medido desde la cara del elemento de apoyo hacia el centro de la luz. El primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de 100 mm de la cara del elemento de apoyo. Los estribos serán como mínimo de 8 mm de diámetro para barras longitudinales de hasta 5/8" de diámetro, de 3/8" para barras longitudinales de hasta 1" de diámetro y de 1/2" para barras longitudinales de mayor diámetro. El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder del menor de (a), (b), (c) y (d):

(a) $d/4$, pero no es necesario que el espaciamiento sea menor de 150 mm;
(b) Diez veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro;
(c) 24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento;
(d) 300 mm.

21.4.4.5 Los estribos deben estar espaciados a no más de $0{,}5d$ a lo largo de la longitud del elemento. En todo el elemento la separación de los estribos, no deberá ser mayor que la requerida por fuerza cortante.

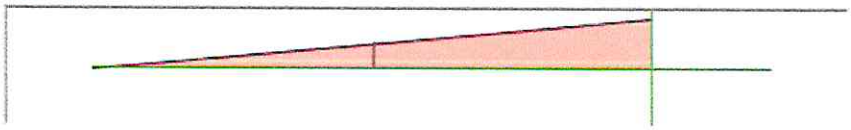
c. Cálculo de deflexiones

Shear V2



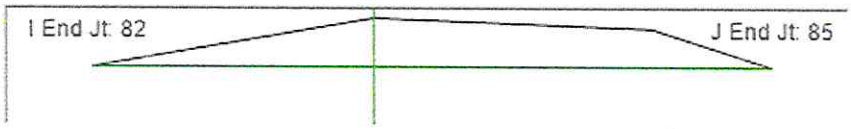
7965.018 kgf
at 1.1689 m

Moment M3



-884731.882 kgf-cm
at 1.1689 m

Deflection (Down +)



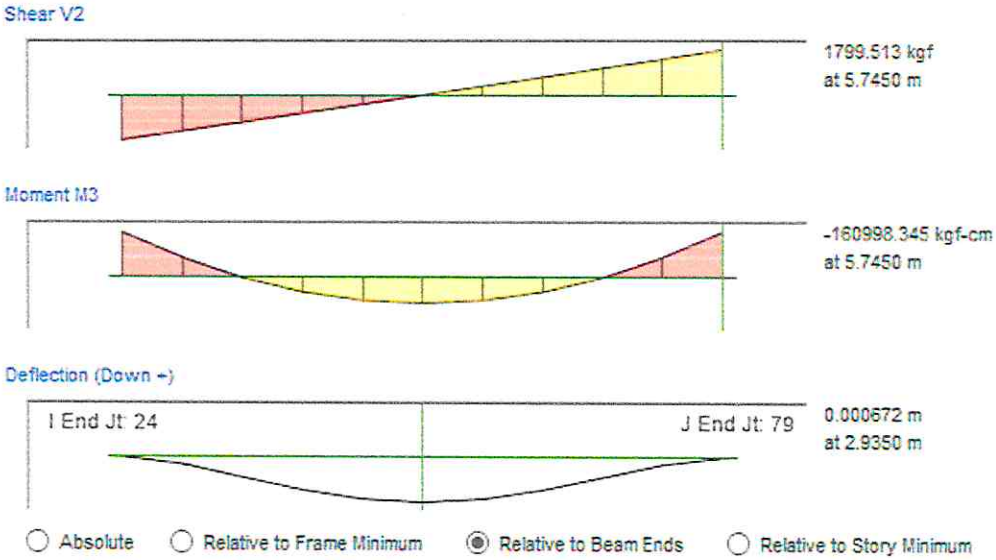
-0.000413 m
at 0.5845 m

○ Absolute ○ Relative to Frame Minimum ◉ Relative to Beam Ends ○ Relative to Story Minimum

Wilfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP: 141392

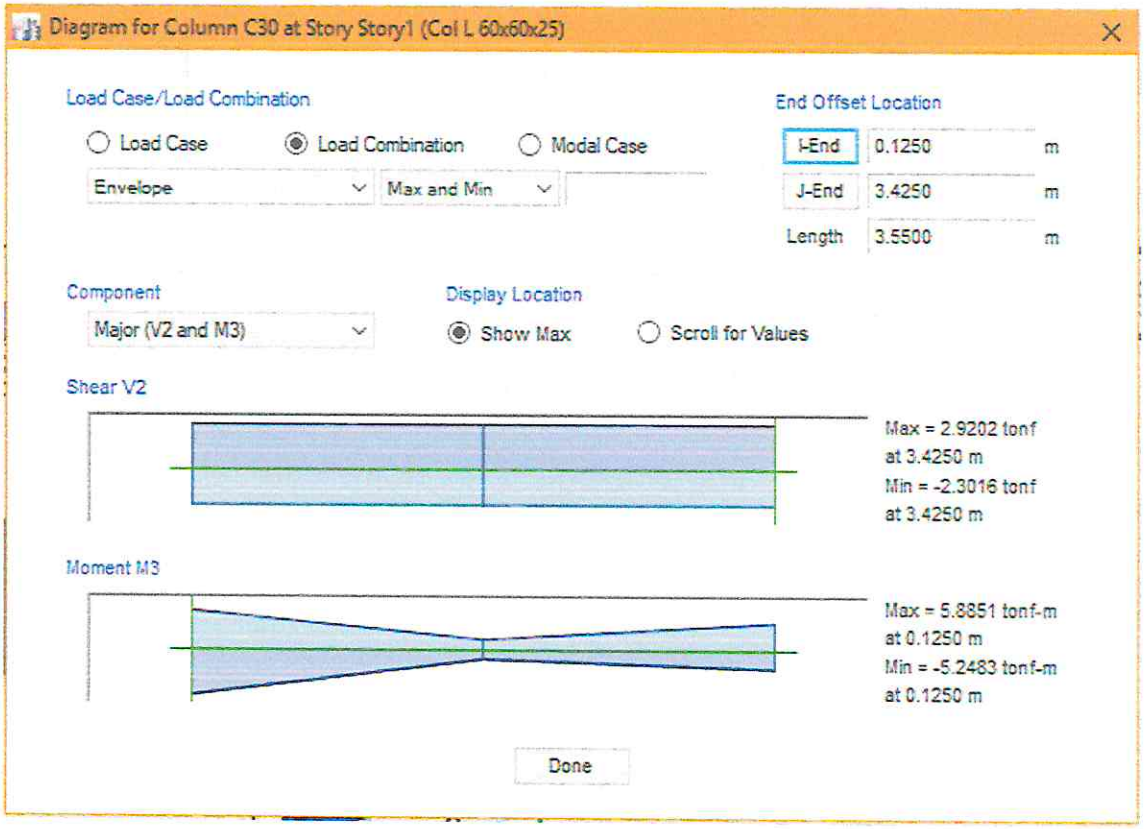
INGENIERO CIVIL

002248



7.4 Diseño de Columnas

a. Diseño por flexo-compresión



Wilfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002247

DIAGRAMA DE INTERACCION PARA COLUMNAS

Columna: C-2 L Nivel: 1° Y TECHO

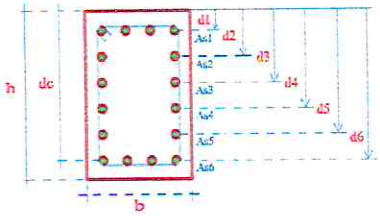
Norma: ACI 318-02

Factor de Reduccion
según RNE E-060 CAP9.3:

si $Pu > 0.1f_cA_g$
$\phi = 0.70$ (para columnas Estribadas)
si $Pu \le 0.1f_cA_g$
$\phi = 0.90 - \frac{2P_u}{f_cA_g} \ge 0.70$ (para columnas Estribadas)

Datos:

b=	60	cm
h=	60	cm
f'c=	210	Kg/cm2
fy=	4200	Kg/cm2
Es=	2.E+06	Kg/cm2
Pu=	9.9	Tn
Mu=	5.89	Tn-m



Datos de Refuerzo en la Columna:

Datos	d	A1		A2		A3		A1+A2
Acero	cm	#	f	#	f	#	f	cm²
As1	5.00	2	3/4	2	5/8			9.66
As2	20.00	2	3/4	2	5/8			9.66
As3	37.50	2	5/8					3.96
As4	55.00	2	5/8					3.96
As5								0.00
As6								0.00

Ast= 27.236 cm2 r= 0.008

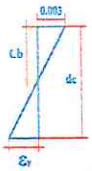
a) Condicion de Carga Concentrica

$$P_{no} = 0.85f'_c(A_g - A_{st}) + A_{st}f_y$$

$$A_g = bh$$

Ag= 3600 cm2
Pno= 752.13 Tn

b) Condicion Balanceada



55.00

ε_y= 0.0021

Cb= 32.35

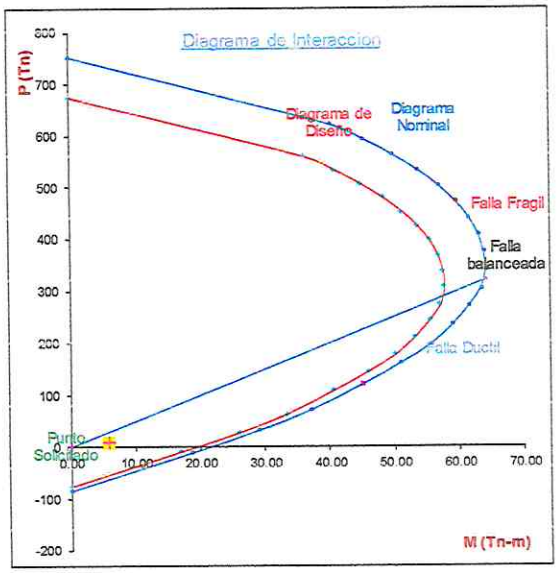
$$f_{si} = 0.003 \times E_s \times \frac{(c - d_i)}{c}$$

#	fs	Ps (Tn)	Brazo (m)	M(Tn-m)
fs1	4200	40.57	0.25	10.14207
fs2	2290.909	22.13	0.10	2.212815
fs3	-954.545	-3.78	-0.08	0.283404
fs4	-4200	-16.526339	-0.25	4.156585
fs5	4200	0	0.30	0
fs6	4200	0	0.30	0
Cc		277.20	0.170588	47.28706
	Pn=	319.49	Mn=	64.08193

c) Calculo de puntos haciendo Variar "C":

Factor de reduccion:
f= 0.90 Columnas Con Estribos

C	Pn	Mn
cm	Tn	Tn-m
3.10	-82.78	0.11
6.20	-9.48	18.77
9.30	32.00	28.93
12.40	72.06	37.10
15.50	121.99	45.14
18.60	162.32	51.06
21.70	197.78	55.64
24.80	235.48	59.00
27.90	271.23	61.59
31.00	305.13	63.48
34.10	339.77	64.15
37.20	374.54	63.87
40.30	408.04	63.03
43.40	440.55	61.61
46.50	472.26	59.60
49.60	503.34	56.99
52.70	533.88	53.76
55.80	563.98	49.91
58.90	593.70	45.43
62.00	623.11	40.32



MUR = ΦMn Φ = 0.9 Según indica la norma E-060
MUR = 57.6737 Tn-m

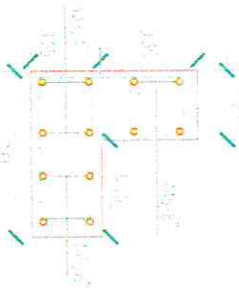
MUR > Mu El acero colocado en la columna mostrada tiene la capacidad de soportar la solicitud.
MUR < Mu El acero colocado en la columna mostrada no tiene la capacidad de soportar la solicitud.

MUR = 57.6737 Tn-m
Mu= 5.89 Tn-m

MUR > Mu ok
El refuerzo colocado en la columna mostrada tiene la capacidad de soportar la solicitud

Cuantía:
RNE E-060 para elementos en flexocompresión (columnas). La cuantía de refuerzo longitudinal no será menor que 1% ni mayor que 6%. Cuando la cuantía exceda de 4% los planos deberán incluir detalles constructivos de la armadura en la unión viga - columna.

C - 2 L



A = 2375 cm2
Φ = 27.24 cm2
ρ = 1.15 % ok

Wilfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002246

b. Diseño por cortante

Para la distribución de estribos en columnas se consideró las siguientes recomendaciones, según el artículo 21 (Norma E.060).

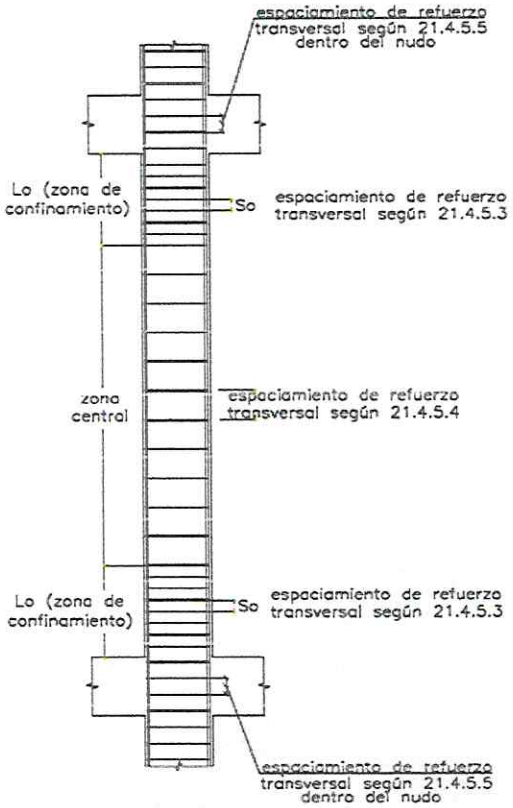


Fig. 21.4.5 Requerimientos de estribos en columnas

21.4.5.2 Las columnas que se refuercen con espirales deben cumplir con 7.10.4 y 10.9.3 y cuando se usen estribos deberán cumplir con 21.4.5.3 a 21.4.5.5.

21.4.5.3 En ambos extremos del elemento debe proporcionarse estribos cerrados de confinamiento con un espaciamiento *So* por una longitud *Lo* medida desde la cara del nudo. Los estribos serán como mínimo de 8 mm de diámetro para barras longitudinales de hasta 5/8" de diámetro, de 3/8" para barras longitudinales de hasta 1" de diámetro y de 1/2" para barras longitudinales de mayor diámetro.

El espaciamiento *So* no debe exceder al menor entre (a), (b) y (c):

(a) Ocho veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro;
(b) La mitad de la menor dimensión de la sección transversal del elemento;
(c) 100 mm.

La longitud *Lo* no debe ser menor que el mayor entre (d), (e) y (f):

(d) Una sexta parte de la luz libre del elemento;
(e) La mayor dimensión de la sección transversal del elemento;
(f) 500 mm.

Wilder J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

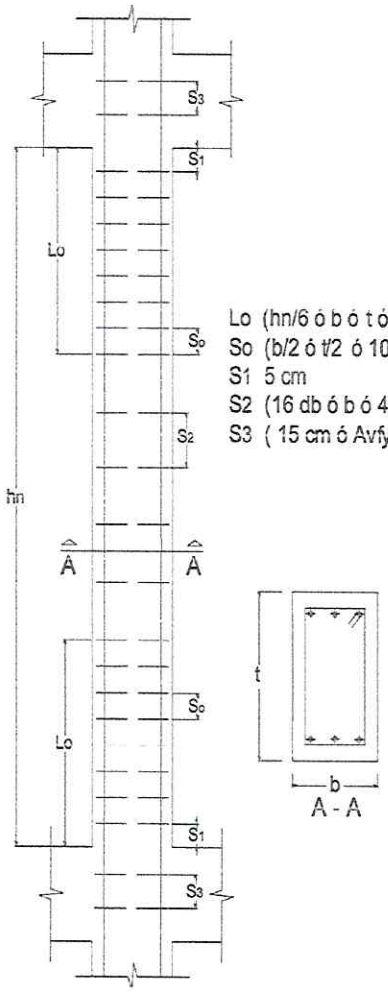
Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

21.4.5.4 Fuera de la longitud Lo, el espaciamiento del refuerzo transversal debe cumplir con 7.10 y 11.5.5.1. En todo el elemento la separación de los estribos, no será mayor que la requerida por fuerza cortante ni de 300 mm.

21.4.5.5 El refuerzo transversal del nudo debe estar de acuerdo con 11.11.2. El espaciamiento no debe exceder de 150 mm.

ESPACIAMIENTOS MÁXIMOS EN EL DISEÑO POR CORTANTE CON SISMO EN COLUMNAS

PISO **1°** TIPO **C-2 L**



Lo (hn/6 ó b ó t ó 45 cm)
So (b/2 ó t/2 ó 10 cm)
S1 5 cm
S2 (16 db ó b ó 48dbestribo ó 30 cm)
S3 (15 cm ó Avfy/7b ó Avfy/7t)

DATOS:

hn =	3.55 m
b =	25 cm
t =	60 cm
db longitudinal =	1.59 cm
db de estribo=	0.95 cm

CALCULOS:

Lo =	59.17	25.00	45.00	60.00
USAR: Lo =	60.00 cm			
So =	12.72	30.00	10.00	
USAR: So =	10.00 cm			
S2 =	25.44	45.60	25.00	30.00
USAR: S2 =	25.00 cm			
S3 =	15.00	34.08	14.20	
USAR: S3 =	14.20 cm			

POR LO TANTO USAR ESTRIBOS A:

Ø 3/8";	1	@	0.05 m
	6	@	0.10 m
	r	@	0.25 m

ENCUENTRO VIGA-COLUMNA
Ø 3/8"; 0.15 m

Wilfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP: 141392

Luis Teofilo Cárdenas Cordova
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191473

002244

7.5 Diseño de albañilería

PROPIEDADES DE LA SECCION

L (cm)	h (cm)	t (cm)	A (cm2)	S (cm3)	I (cm3)
680.00	290.00	23.00	15640	1772533	602661333

# Paños	Nc	Lm (cm)
2.00	3.00	320.00

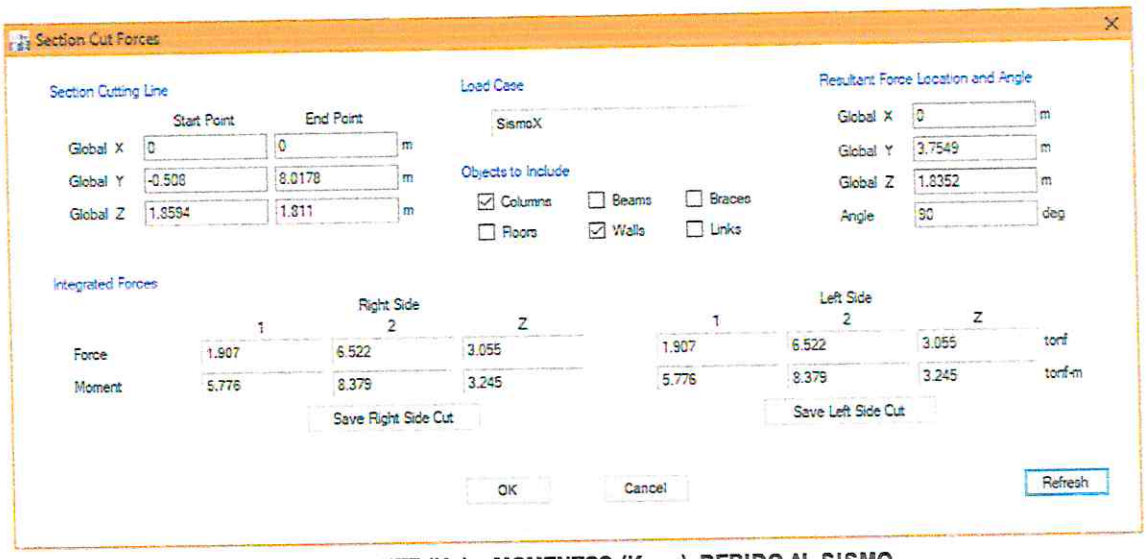
Tipo de ladrillo de arcilla a usar: King Kong Industrial

fb (Kg/cm2)	fm (Kg/cm2)	υ'm(Kg/cm2)	f'c (Kg/cm2)	fy (Kg/cm2)
145.00	65.00	8.10	210.00	4200.00

Em(Kg/cm2)	Gm(Kg/cm2)	Ec (Kg/cm2)	Es (Kg/cm2)
32500.00	13000.00	217370.65	2000000.00

MOMENTOS FLECTORES Y FUERZAS CORTANTES

La cargas actuantes se distribuyeron de manera adecuada, para la determinación de cargas actuantes. Se ingresan las cargas al programa ETABS para obtener la envolvente de las fuerzas ultimas de diseño que se muestran a continuación.



FUERZAS CORTANTE (Kg) y MOMENTOS (Kg-m) DEBIDO AL SISMO

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002243

Section Cut Forces

Section Cutting Line

	Start Point	End Point	
Global X	0	0	m
Global Y	-0.4572	8.1194	m
Global Z	1.436	1.5247	m

Load Case: CM

Objects to Include: ☐ Columns ☐ Beams ☐ Braces ☐ Floors ☑ Walls ☐ Links

Resultant Force Location and Angle

Global X	0	m
Global Y	3.8311	m
Global Z	1.4904	m
Angle	90	deg

Integrated Forces

	Right Side 1	Right Side 2	Right Side Z	Left Side 1	Left Side 2	Left Side Z	
Force	0.922	-0.016	2.832	-0.922	0.016	-2.832	tonf
Moment	0.002	2.004	0.008	-0.002	-2.004	-0.008	tonf-m

Save Right Side Cut Save Left Side Cut

OK Cancel Refresh

PESO DEBIDO A CARGAS MUERTAS (Kg)

Section Cut Forces

Section Cutting Line

	Start Point	End Point	
Global X	0	0	m
Global Y	-0.6096	8.2524	m
Global Z	1.702	1.6577	m

Load Case: Live

Objects to Include: ☐ Columns ☐ Beams ☐ Braces ☐ Floors ☑ Walls ☐ Links

Resultant Force Location and Angle

Global X	0	m
Global Y	3.8214	m
Global Z	1.6798	m
Angle	90	deg

Integrated Forces

	Right Side 1	Right Side 2	Right Side Z	Left Side 1	Left Side 2	Left Side Z	
Force	0	0	0	0	0	0	tonf
Moment	0	0	0	0	0	0	tonf-m

Save Right Side Cut Save Left Side Cut

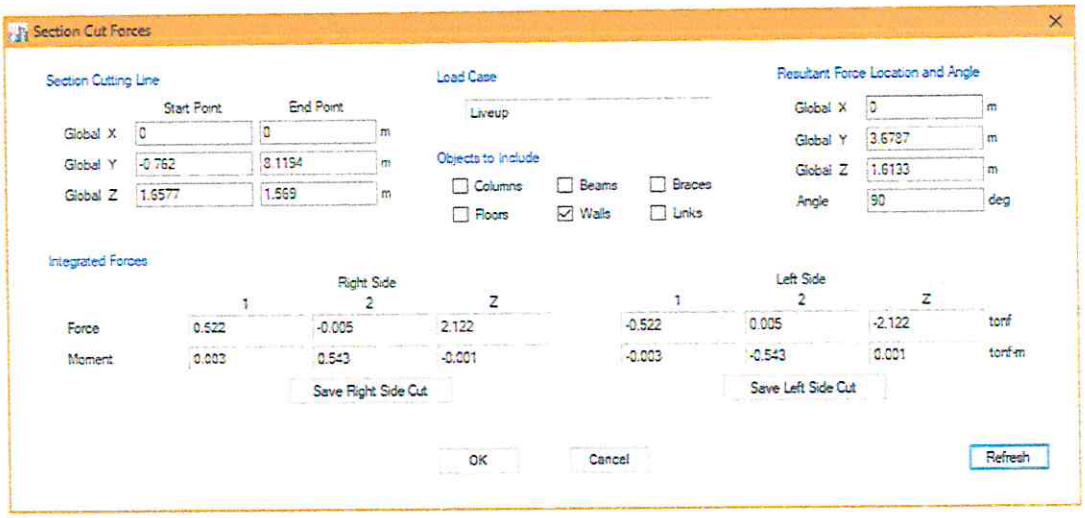
OK Cancel Refresh

PESO DEBIDO A CARGAS VIVAS (Kg)

Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP- 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
CIP 191471

002242



PESO DEBIDO A CARGAS VIVAS DE TECHO (Kg)

Cargas Actuantes

PD (Kg)	PL (Kg)	PLr (Kg)	Pm (Kg)	Pg (Kg)	V (Kg)	M (Kg-m)	Pcol (Kg)	Pu (Kg)
2832.00	0.00	2122.00	4954.00	3362.50	8623.00	4675.00	4603.00	3026.25

DISEÑO POR COMPRESION AXIAL

$$\sigma_m = \frac{P_m}{Lt} \leq 0.20\, f'm \left[1 - \left(\frac{h}{35t}\right)^2\right] \leq 0.15 f'm$$

Pm/Lt (Kg/cm2)	σm (Kg/cm2)	0.15 f'm (Kg/cm2)	Revision
0.32	11.31	9.75	Ok

Diseño por compresion

Columna	Muro transversal	An (cm2)	An asumido (cm2)	Revision
Interior	no	390.18	544.00	Ok
Inicial	no	253.34	544.00	Ok
Final	no	253.34	544.00	Ok

Wilfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP

002241

DISEÑO POR CORTE

$$V_m = 0.50\ \upsilon'_m\ \alpha\ t\ L + 0.23\ P_g$$

υ'm (Kg/cm2)	α	Vm (Kg/cm2)	υm (Kg/cm2)	Revision
8.10	1.00	64115.38	4.10	Ok

Fuerzas internas en columnas de confinamiento

	Fuerza Cortante Vc	Tracción T	Compresion C
Interior	7542.99	25041.82	-9068.66
Exterior	11314.48	0.00	4609.88

Area de concreto requerido por corte

	Acf (cm2)	Ac min (cm2)	Aci (cm2)
Interior	211.29	345.00	345.00
Exterior	316.93	345.00	345.00

Area de concreto proporcionado

	b (cm)	l (cm)	Ac (cm2)
Interior	25.00	40.00	1000.00
Inicial	25.00	40.00	1000.00
Final	25.00	40.00	1000.00

Area de acero requerido

	Asf (cm2)	Ast (cm2)	As min (cm2)	As (cm2)
Interior	2.64	7.01	10.00	10.00
inicio	3.96	0.00	10.00	10.00
Fin	3.96	0.00	10.00	10.00

Area de Acero Proporcionado

Tramo Inicial As [cm2]	Tramo Intermedio As [cm2]	Tramo final As [cm2]
4 Ø 5/8"	4 Ø 5/8"	4 Ø 5/8"
2 Ø 1/2"	2 Ø 1/2"	2 Ø 1/2"
10.54	10.54	10.54
Ok	**Ok**	**Ok**

REVISION POR FLEXOCOMPRESIÓN

ϕ	As requerido (cm2)	σu (Kg/cm2)	C	Revision
0.84	0.21	0.40	0.04	**Ok**

Winfredo Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP- 141392

Luis Teofilo Cárdenas Ch...
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 151478

002240

7.6 Diseño de la cimentación

DISEÑO DE ZAPATAS CONECTADAS

Datos generales :

P_{D1} =	9195.13	kg	Carga Muerta en columna 1 (columna exterior)
P_{L1} =	1018.00	kg	Carga Viva en columna 1 (columna exterior)
Ps_1 =	552.00	kg	Carga de Sismo en columna 1 (columna exterior)
M_{D1} =	346.00	kg-m	Momento Muerto en columna 1 (columna exterior)
M_{L1} =	0.42	kg-m	Momento Vivo en columna 1 (columna exterior)
Ms_1 =	4851.00	kg-m	Momento de sismo en columna 1 (columna exterior)
P_{D2} =	13371.77	kg	Carga Muerta en columna 2 (columna interior)
P_{L2} =	1839.38	kg	Carga Viva en columna 2 (columna interior)
P_{S2} =	933.00	kg	Carga de Sismo en columna 2 (columna interior)
M_{D1} =	2935.00	kg-m	Momento Muerto en columna 2 (columna interior)
M_{L1} =	533.00	kg-m	Momento Vivo en columna 2 (columna interior)
Ms_1 =	554.00	kg-m	Momento de sismo en columna 2 (columna interior)
L =	3.90	m	Distancia entre ejes de columnas
q_{adm} =	2.628	kg/cm^2	Esfuerzo admisible del suelo de cimentación
D_f =	1.50	m	Profundidad de desplante
γ_m =	1670	kg/m^3	Peso especific del suelo
γ_c =	2400	kg/m^3	Peso específico del concreto
S/C_{piso} =	250	kg/m^2	Sobecarga de piso
f'c =	210	kg/cm^2	Resistencia a la compresión del concreto
fy =	4200	kg/cm^2	Esfuerzo de fluencia del acero
b_{col1} =	25	cm	Base de la columna 1
t_{col1} =	60	cm	Peralte total de la columna 1
b_{col2} =	25	cm	Base de la columna 2
t_{col2} =	70	cm	Peralte total de la columna 2
f'c =	210	kg/cm^2	Resistencia a la compresión del concreto en columnas
fy =	4200	kg/cm^2	Esfuerzo de fluencia del acero en columnas
ϕ_{col} =	5/8"		Diametro del acero longitudinal de las columnas
Factor CM =	1.40		Factores de amplificación de cargas
Factor CV =	1.70		

Winfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Ontiveros
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002239

Dimensionamiento de la zapata:

*** Peralte requerido:**

ϕ_{col} =	1.59	cm	
ℓ_{d1} =	37	cm	Longitud de desarrollo en compresión
ℓ_{d2} =	27	cm	
ℓ_d =	37	cm	
h_{req} =	47	cm	
h_c =	50	cm	Peralte total de zapata asumido
h_t =	100	cm	Altura de suelo

*** Area de las zapatas**

q_n = $\sigma_t - \gamma_m * h_t - \gamma_c * h_c$ - S/C — Esfuerzo neto del terreno

q_n = 2.63 - 0.17 - 0.12 - 0.03

q_n = 2.32 kg/cm^2

*** Zapata Exterior**

P_1 =	10765	kg
A_{req} =	4648.16	cm^2
m =	13.944	cm
B_{req} =	53	cm
L_{req} =	88	cm
Basum =	120	cm
Lasum =	120	cm
ℓ_{Bv} =	48	m
ℓ_{Lv} =	30	m
Area Total =	14400	cm

*** Zapata Interior**

P_2 =	16144	kg
A_{req} =	6971	cm^2
m =	19	cm
B_{req} =	64	cm
L_{req} =	109	cm
Basum =	120	cm
Lasum =	120	cm
ℓ_{Bv} =	48	m
ℓ_{Lv} =	25	m
Area Total =	14400	cm

Luis Teofilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 151475

Winfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

002238

Verificación de Presiones σmax< σt:

$$PS = P_D + P_L + 0.8P_S \qquad MS = M_D + M_L + 0.8M_S$$

$$\sigma max = \frac{PS}{A} + \frac{MS \times C}{I} \qquad \sigma min = \frac{PS}{A} - \frac{MS \times C}{I}$$

*** Zapata Exterior**

En dirección X

PS=	10654.73	
MS=	4227.22	
A=	14400	
C=	60	
I=	664816.338	
σmax	1.121	SI CUMPLE
σmin	0.358	
e=	39.675	

En dirección Y

PS=	10654.73	
MS=	4227.22	
A=	14400	
C=	60	
I=	664816.338	
σmax	1.121	SI CUMPLE
σmin	0.358	
e=	39.675	

*** Zapata Interior**

En dirección X

PS=	15957.55	
MS=	3911.2	
A=	14400	
C=	60	
I=	221706.495	
σmax	2.167	SI CUMPLE
σmin	0.050	
e=	24.510	

En dirección Y

PS=	15957.55	
MS=	3911.2	
A=	14400	
C=	60	
I=	734114.583	
σmax	1.428	SI CUMPLE
σmin	0.788	
e=	24.510	

Wilfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 151475

002237

Diseño de la Viga de Conexión

*** Diseño por flexión**

ϕ =	0.9		
M_U =	10645	kg - m	Momento último por excentricidad
L =	3.90	m	
b =	25	cm	
h =	60	cm	
r =	7	cm	
d =	53	cm	
As_{min} =	3.20	cm^2	
ρ_{max} =	0.01594		
As_{max} =	21.12	cm^2	
M_{Umax} =	34374	kg - m	
As_{req} =	5.59	cm^2	As negativo Usar 3 de 5/8" (107% de As)
As_{req} / 3 =	1.86	cm^2	
$As_{(+)}$ =	3.20	cm^2	As positivo Usar 2 de 5/8" (125% de As)

*** Diseño por corte**

ϕ =	0.85		
V_U =	2729	m	
Vc =	10177	kg	
ϕVc =	8650	kg	
Vs =	0	kg	NO requiere estribos
$\phi_{estribos}$ =	3/8"		
Av =	1.42	cm^2	
s_{min} =	68	cm	
s_{req} =	0	cm	
s =	68	cm	

Diseño de las Zapatas

*** Zapata Exterior**

P_U =	15045	kg	
q_U =	1.04	kg/cm^2	(Reacción neta del terreno)
h =	50	cm	
ϕ =	1/2"		
r =	7	cm	
d =	43.00	cm	(peralte efectivo promedio)

Wilfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191471

002236

Chequeo por fuerza cortante

	S	L	
Vu =	564	0	kg
ϕ =	0.85	0.85	
Vc =	39631	39631	kg
ϕVc =	33686	33686	kg
Vu < ϕVc ?	Si	Si	

Chequeo por punzonamiento

Vu =	9255	kg
ϕ =	0.85	
βc =	2.40	
b_0 =	231	cm
$1.1(f'c)^{0.5} * b_0 d$ =	158337	kg
Vc =	142264	kg
ϕVc =	120924	kg
Vu < ϕVc ?	Si, Bien	

Diseño por flexión

	S	L	
ϕ =	0.9	0.9	
Mu =	141442	56420	kg-cm
As =	0.87	0.35	cm^2
As_{min} =	10.80	10.80	cm^2
ϕ =	1/2"	1/2"	
N_{barras} =	9	9	
Espaciam. =	13	13	cm

*** Zapata Interior**

P_U =	22594	kg	
q_U =	1.57	kg/cm^2	(Reacción neta del terreno)
h =	50	cm	
ϕ =	1/2"		
r =	7	cm	
d =	43.00	cm	(peralte efectivo promedio)

Luis Teófilo Cárdenas Ormeño
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 131471

Wilfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP- 141392

Chequeo por fuerza cortante

	S	L	
Vu =	847	0	kg
ϕ =	0.85	0.85	
Vc =	39631	39631	kg
ϕVc =	33686	33686	kg
Vu < ϕVc ?	Si	Si	

Chequeo por punzonamiento

Vu =	10538	kg
ϕ =	0.85	
βc =	2.80	
b_o =	362	cm
$1.1(f'c)^{0.5}*b_o d$ =	248130	kg
Vc =	208171	kg
ϕVc =	176946	kg
Vu < ϕVc ?	Si, Bien	

Diseño por flexión

	S	L	
ϕ =	0.9	0.9	
Mu =	212405	58838	kg-cm
As =	1.31	0.36	cm^2
As_{min} =	10.80	10.80	cm^2
ϕ =	1/2"	1/2"	
N_{barras} =	9	9	
Espaciam. =	13	13	cm

Wilfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 191478

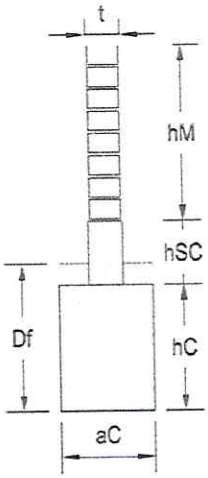
002234

7.7 Diseño de cimiento corrido

DISEÑO DE CIMIENTOS

El analisis de la Cimientos se realiza con los datos existentes en planos arquitectonicos, considerando efectos de de carga Dinamica (Sismo), y se considero el estudio de suelos del mismo.

Altura del muro (hM)=	2.90	*m*
Altura de Sobrecimiento (hSC)=	0.90	*m*
Altura del Cimiento (hC)=	0.50	*m*
Ancho de Cimiento (aC)=	0.50	*m*
Altura de Sobrecimiento enterrado (s/c e)=	0.70	*m*
Ancho de muro (t)=	0.23	*m*
Peso especifico del suelo (γs)=	1,670	*Kg/m3*
Angulo de friccion del Suelo (ϕ)=	29.1	o
Coeficiente de friccion (f)=	0.500	
Peso especifico del muro (γm)=	1,800	*Kg/m3*
Peso especifico del concreto (γc)=	2,400	*Kg/m3*
Esfuerzo admisible del suelo segun EMS (σt)=	2.628	*Kg/cm2*
Profundidad de desplante (Df)=	1.200	*m*
Cimiento Excentrico=	SI	
Tipo de Muro=	Tabique	
Coeficiente C1=	0.8	
Zona Sismica=	2	
Coeficiente Z=	0.25	



CALCULO DE EMPUJES

A continuacion se muestra el calculo de empujes, el analisis se realiza para un muro de un metro de longitud

Ka	Kp	Ea (kg)	Ep (kg)
0.346	2.894	416	3480

CALCULO DE FACTOR DE SEGURIDAD ANTE EL DESLIZAMIENTO

	Ancho (m)	Alto (m)	γ (Kg/m3)	Peso (Kg)
Muro	0.23	2.90	1,800.00	1,201
Sobrecimiento	0.23	0.90	2,400.00	497
Cimiento	0.50	0.50	2,400.00	600
Suelo	0.27	0.7	1,670.0	316
			Total	2,614

Cs	Fr	Fa	FSD	FS Min	Revision
0.144	4787	793	6.04	1.50	Ok

Wilfredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Raphael Acevedo Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 151028

002233

CALCULO DE FACTOR DE SEGURIDAD ANTE EL VOLTEO

	Peso (kg)	Hi (Kg)	di (m)	Mi (Kg-m)
Muro	1,201.00	172	2.85	491
Sobrecimiento	497.00	72	0.95	69
Cimiento	600.00	87	0.25	22
Suelo	316.00	46	0.85	40
Empuje Activo	103.00	416	0.40	167
			Total Ma	789

	Peso (kg)	ai (m)	Mi (Kg-m)
Muro	1,201.00	0.115	139
Sobrecimiento	497.00	0.115	58
Cimiento	600.00	0.115	69
Suelo	316.00	0.365	116
Empuje Activo	3,480.00	0.400	1,392
		Total Mr	1,774

Mr (Kg-m)	Ma (Kg-m)	FSD	FS Min	Revision
1774	789	2.25	2.00	Ok

VERIFICACION DE ESFUERZOS EN EL TERRENO

Mr (Kg-m)	Ma (Kg-m)	Peso (Kg)	Xa (m)	e (m)	e/6 (m)
1774	789	2614.00	0.377	0.127	0.083

La resultante se ubica fuera del tercio central

	Peso (kg)	Ancho (cm)	e (cm)	σ	σadm	Revision
σ1 (kg/cm2)	2,614	50.00	12.68	1.415	2.63	Ok
σ2 (kg/cm2)				0.000		Ok

Wilredo J. Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teófilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 151475

8. CONCLUSIONES Y COMENTARIOS.

- La estructuración principal propuesta para el Bloque F, cumple en su integridad con las verificaciones requeridas por la norma E.030 de Diseño Sismo Resistente.
- Los diseños estructurales del proyecto, cumplen en su integridad con los requerimientos y verificaciones de la norma E.060 de Concreto Armado y la norma E.070 Albañileria
- La validez del presente modelamiento, análisis, verificación y diseño estructural; dependerá de que, durante la ejecución del proyecto de estructuras, se respeten los materiales, dimensiones y refuerzo de los elementos suscritos en los planos de estructuras. En caso contrario se deberá realizar un nuevo modelamiento, análisis, verificación y diseño estructural, donde se implementen las modificaciones realizadas.
- La estructura es regular.
- La estructura no presenta irregularidad torsional, irregularidad por piso blando, irregularidad de planta.
- No es necesario escalar las fuerzas actuantes en la estructura.
- Luego de verificar los elementos estructurales, se concluye que la estructura soportará las solicitaciones a las cuales será sometida.
- En conclusión, la estructura del Bloque F es sismo resistente.

Wilfredo J Ramos Ito
INGENIERO CIVIL
CIP 141392

Luis Teofilo Cárdenas Condori
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP 151478