

FACULTAD DE INGENIERÍA

Escuela Académico Profesional de Ingeniería Civil

Tesis

**Inconsistencias en el análisis y diseño estructural de
un módulo de una institución educativa en el distrito
de El Tambo**

Lucero Diana Velasquez Paucar

Para optar el Título Profesional de
Ingeniero Civil

Huancayo, 2020

Repositorio Institucional Continental
Tesis digital



Esta obra está bajo una Licencia "Creative Commons Atribución 4.0 Internacional" .

ASESOR

Msc. Ing. Franz Emmanuel Estrada Porras

AGRADECIMIENTO

A mis padres Vladimir Velasquez Cosme y J. Jenny Paucar Alvarez, quienes me brindan su apoyo incondicional.

A mi asesor Msc. Ing. Franz Estrada Porras, por el tiempo y asesoría brindada que hicieron posible el desarrollo de esta tesis.

Al Ing. Javier Reynoso Oscanoa y a la Msc. Natividad Sanchez Arévalo, por los conocimientos y la confianza depositada en mi persona.

A Diego Orellana Cavero, por su apoyo y aliento, durante el proceso de elaboración del presente trabajo de investigación.

DEDICATORIA

A mis padres, Vladimir Velasquez Cosme y J. Jenny Paucar Alvarez, símbolo de superación y apoyo incondicional; de quienes aprendí la dedicación al estudio y el trabajo.

A mis hermanos: Williams, Kevin, Jassiel y a mi sobrino Benjhamín, quienes siempre me brindan su cariño y amor

ÍNDICE

PORTADA	I
ASESOR	II
AGRADECIMIENTO	III
DEDICATORIA	IV
ÍNDICE	V
LISTA DE TABLAS	VIII
LISTA DE FIGURAS	XI
RESUMEN	XIV
ABSTRACT	XVI
INTRODUCCIÓN	XVIII
CAPÍTULO I PLANTEAMIENTO DEL ESTUDIO	19
1.1. PLANTEAMIENTO Y FORMULACIÓN DEL PROBLEMA	19
1.1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	19
1.1.2. FORMULACIÓN DE PROBLEMA	23
1.1.2.1. Problema general	23
1.1.2.2. Problemas específicos	24
1.2. OBJETIVOS	24
1.2.1. OBJETIVO GENERAL	24
1.2.2. OBJETIVOS ESPECIFICOS	24
1.3. JUSTIFICACIÓN E IMPORTANCIA	24
1.4. HIPÓTESIS Y DESCRIPCIÓN DE VARIABLES	25
1.4.1. HIPÓTESIS	25
1.4.1.1. Hipótesis general	25
1.4.1.2. Hipótesis específicas	25
1.4.2. DESCRIPCIÓN DE VARIABLES	25
1.4.2.1. Variable independiente	25
1.4.2.2. Variable dependiente	26
CAPÍTULO II MARCO TEÓRICO	27
2.1. ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN	27
2.1.1. ANTECEDENTES NACIONALES	27
2.1.2. ANTECEDENTES INTERNACIONALES	28
2.2. BASES TEÓRICAS	29
2.2.1. CRITERIOS DE ESTRUCTURACIÓN	29
2.2.2. REQUERIMIENTOS DE DISEÑO ESTRUCTURAL	32
2.2.3. CARGAS – NORMA E.020 DEL REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES	32
2.2.3.1. Carga muerta	33
2.2.3.2. Carga viva	33
2.2.4. DISEÑO SISMORRESISTENTE - NORMA E.030 DEL REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES	34
2.2.4.1. Factor zona	34
2.2.4.2. Parámetros de sitio	35
2.2.4.3. Factor de amplificación sísmica	36
2.2.4.4. Categoría de las edificaciones y factor de uso	37
2.2.4.5. Sistema estructural	39
2.2.4.6. Factores de irregularidad	40
2.2.4.7. Coeficiente básico de reducción de las fuerzas sísmicas	41
2.2.4.8. Estimación del peso	42
2.2.4.9. Distorsiones de entrepiso	43
2.2.4.10. Análisis sísmico	43

2.2.5.	DISEÑO EN CONCRETO ARMADO - NORMA E.060 DEL REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES	47
2.2.5.1.	Propiedades de los materiales	47
2.2.5.2.	Método de diseño	47
2.2.6.	ALBAÑILERÍA - NORMA E.070 DEL REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES	58
2.2.6.1.	Propiedades de la albañilería.....	58
CAPÍTULO III METODOLOGÍA		60
3.1.	MÉTODO, TIPO Y NIVEL DE INVESTIGACIÓN.....	60
3.1.1.	MÉTODO DE LA INVESTIGACIÓN	60
3.1.2.	TIPO DE LA INVESTIGACIÓN	60
3.1.3.	NIVEL DE LA INVESTIGACIÓN	60
3.2.	ALCANCE DE LA INVESTIGACIÓN	61
3.3.	POBLACIÓN Y MUESTRA	61
3.3.1.	POBLACIÓN	61
3.3.2.	MUESTRA	61
3.4.	DOCUMENTACIÓN PREVIA	61
3.5.	NORMAS EMPLEADAS	62
3.6.	DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN.....	62
CAPÍTULO IV ANÁLISIS DESCRIPTIVO DEL PROYECTO SEGÚN EL EXPEDIENTE TÉCNICO.....		63
4.1.	GENERALIDADES.....	63
4.2.	DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO	64
4.2.1.	UBICACIÓN	64
4.2.2.	ANTECEDENTES.....	64
4.2.3.	ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y CIMENTACIÓN	66
4.2.4.	PLANOS ARQUITECTÓNICOS.....	67
CAPÍTULO V EVALUACIÓN DEL DISEÑO ESTRUCTURAL SEGÚN EL EXPDIENTE TÉCNICO.....		72
5.1.	GENERALIDADES.....	72
5.2.	ESTRUCTURACIÓN	73
5.3.	ANÁLISIS SÍSMICO DE LA EDIFICACIÓN	75
5.3.1.	PARÁMETROS SÍSMICOS	75
5.3.2.	MODELADO DE LA EDIFICACIÓN EN ETABS	76
5.3.2.1.	Periodos y modos de vibración	77
5.3.2.2.	Análisis estático.....	77
5.3.2.3.	Análisis dinámico	80
5.3.2.4.	Verificación de rigidez lateral	81
5.4.	DISEÑO EN CONCRETO ARMADO	83
5.4.1.	DISEÑO DE LOSA ALIGERADA	83
5.4.2.	DISEÑO DE VIGAS	85
5.4.3.	DISEÑO DE COLUMNAS	87
5.4.4.	DISEÑO DE ZAPATA AISLADA	91
5.5.	RESULTADOS.....	93
CAPÍTULO VI ALTERNATIVA DE ESTRUCTURACIÓN		96
6.1.	PLANTEAMIENTO DE NUEVAS PROPUESTAS ESTRUCTURALES	96
6.1.1.	PRIMERA ALTERNATIVA DE ESTRUCTURACIÓN	96
6.1.1.1.	Análisis sísmico de la primera alternativa	98
6.1.1.2.	Verificación de irregularidades primera alternativa	98
6.1.1.3.	Verificación de derivas	100

6.1.1.4.	Verificación de muros de albañilería	102
6.1.2.	SEGUNDA ALTERNATIVA DE ESTRUCTURACIÓN	104
6.1.2.1.	Análisis sísmico de la segunda alternativa	107
6.1.2.2.	Verificación de irregularidades primera alternativa	107
6.1.2.3.	Verificación de derivas	109
6.1.3.	TERCERA ALTERNATIVA DE ESTRUCTURACIÓN	111
6.1.3.1.	Análisis sísmico de la tercera alternativa	113
6.1.3.2.	Verificación de irregularidades tercera alternativa	113
6.1.3.3.	Verificación de derivas	115
6.2.	ELECCIÓN DE MEJOR ALTERNATIVA DE ESTRUCTURACIÓN.....	117
CAPÍTULO VII ANÁLISIS Y DISEÑO DE NUEVA PROPUESTA ESTRUCTURAL		118
7.1.	GENERALIDADES	118
7.2.	ESTRUCTURACIÓN	118
7.3.	DISEÑO EN CONCRETO ARMADO	119
7.3.1.	DISEÑO DE LOSA ALIGERADA	119
7.3.2.	DISEÑO DE VIGAS DE CONCRETO.....	119
7.3.3.	DISEÑO DE PLACAS	125
7.3.4.	DISEÑO DE CIMENTACIÓN	127
CAPÍTULO VIII ANÁLISIS TIEMPO HISTORIA LINEAL DEL MÓDULO CONSTRUIDO EN SU PRIMERA ETAPA		135
8.1.	GENERALIDADES	135
8.2.	ÁNÁLISIS TIEMPO HISTORIA.....	135
8.3.	SISMOS REPRESENTATIVOS SELECCIONADOS	137
8.3.1.	SISMO DE LIMA 1966	137
8.3.2.	SISMO DE MOQUEGUA 2001	138
8.3.3.	SISMO DE PISCO 2007.....	139
8.4.	ESPECTRO DE PSEUDOACELERACIONES	140
8.5.	ESCALADO DE LOS REGISTROS SÍSMICO	140
8.6.	RESULTADOS DEL ANÁLISIS TIEMPO - HISTORIA.....	147
CONCLUSIONES.....		153
RECOMENDACIONES.....		155
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS		156
ANEXOS		158

LISTA DE TABLAS

Tabla N° 1: Características de algunos sismos que afectaron a edificaciones educativas.	22
Tabla N° 2: Variable independiente.....	26
Tabla N° 3: Variable dependiente	26
Tabla N° 4: Carga muerta para instituciones educativas.....	33
Tabla N° 5: Carga viva para instituciones educativas.....	33
Tabla N° 6: Factores de Zona “Z” de la región Junín	35
Tabla N° 7: Clasificación de los perfiles del suelo	35
Tabla N° 8: Perfil de suelo según la capacidad admisible del suelo.....	36
Tabla N° 9: Factores de suelo “S”	36
Tabla N° 10: Períodos TP y L	36
Tabla N° 11: Factor de uso	38
Tabla N° 12: Categoría y sistema estructural de las edificaciones.....	39
Tabla N° 13: Categoría y regularidad de las edificaciones	39
Tabla N° 14: Irregularidad estructural en altura	40
Tabla N° 15: Irregularidad estructural en planta	41
Tabla N° 16: Coeficiente de reducción sísmica	42
Tabla N° 17: Estimación del peso para edificaciones de categoría A	42
Tabla N° 18: Factores de multiplicación para obtener desplazamientos laterales.....	43
Tabla N° 19: Límites para las distorsión de entrepiso (derivadas).....	43
Tabla N° 20: Propiedades del concreto.....	47
Tabla N° 21: Propiedades del acero de refuerzo.....	47
Tabla N° 22: Factores de amplificación de cargas.....	48
Tabla N° 23: Factores de reducción de resistencia.....	48
Tabla N° 24: Propiedades de albañilería industrial	58
Tabla N° 25: Parámetros sísmicos – según planos del expediente técnico.....	76
Tabla N° 26: Modos y periodos de vibración – expediente técnico.....	77
Tabla N° 27: Verificación de irregularidad de masa– según planos del expediente técnico.....	78
Tabla N° 28: Verificación de irregularidad de rigidez– según planos del expediente técnico.....	78
Tabla N° 29: Verificación de irregularidad de resistencia– según planos del expediente técnico.....	79
Tabla N° 30: Irregularidad torsional– según planos del expediente técnico.....	79
Tabla N° 31: Cortante estática– según planos del expediente técnico.....	80
Tabla N° 32: Cortante dinámica– según planos del expediente técnico.....	81
Tabla N° 33: Derivas inelásticas dirección X– según planos del expediente técnico.....	81
Tabla N° 34: Derivas inelásticas dirección Y– según planos del expediente técnico.....	81
Tabla N° 35: Factor de escala de diseño – según planos del expediente técnico.....	83
Tabla N° 36: Cargas.....	84
Tabla N° 37: Verificación diseño por corte – losa aligerada.....	84
Tabla N° 38: Verificación diseño por flexión.....	85
Tabla N° 39: Verificación diseño por acero de temperatura – losa aligerada.....	85
Tabla N° 40: Verificación diseño por flexión de la viga de 0.25 m x 0.60 m	86
Tabla N° 41: Verificación diseño por corte de la viga de 0.25 m x 0.60 m	87
Tabla N° 42: Distribución de acero de refuerzo de la viga de 0.25 m x 0.60 m	87
Tabla N° 43: Combinaciones de carga columna T.....	88
Tabla N° 44: Verificación diseño por corte de la columna A-a: A-2.....	89
Tabla N° 45: Distribución de acero de refuerzo de la columna A-a: A-2.....	89
Tabla N° 46: Resistencia mínima a flexión en la columna A-a: A-2.....	90
Tabla N° 47: Estados de carga de la columna A-2.....	91
Tabla N° 48: Estados de carga de la columna A-2.....	92
Tabla N° 49: Verificación de Presiones.....	92
Tabla N° 50: Parámetros sísmicos según el estudio de mecánica de suelos.....	93
Tabla N° 51: Inconsistencias en la configuración estructural.....	93
Tabla N° 52: Inconsistencias en el sistema estructural.....	94

Tabla N° 53: Inconsistencias en el cumplimiento de derivas permisibles.	94
Tabla N° 54: Inconsistencias en el acero negativo de la viga	95
Tabla N° 55: Parámetros sísmicos – primera alternativa.	98
Tabla N° 56: Irregularidad de masa – primera alternativa.	98
Tabla N° 57: Irregularidad de rigidez – primera alternativa.....	99
Tabla N° 58: Irregularidad de resistencia – primera alternativa.	99
Tabla N° 59: Irregularidad torsional – primera alternativa.	100
Tabla N° 60: Derivas inelásticas dirección longitudinal X-X – primera alternativa.	101
Tabla N° 61: Derivas inelásticas dirección transversal Y-Y – primera alternativa.	101
Tabla N° 62: Factor de escala de diseño – primera alternativa.....	102
Tabla N° 63: Verificación de densidad de muros – primera alternativa.	102
Tabla N° 64: Verificación de esfuerzo axial máximo– primera alternativa.....	103
Tabla N° 65: Verificación de resistencia al agrietamiento diagonal y control de fisuración – primera alternativa.....	103
Tabla N° 66: Verificación de la resistencia al corte– primera alternativa.	104
Tabla N° 67: Parámetros sísmicos – segunda alternativa.	107
Tabla N° 68: Irregularidad de masa – segunda alternativa.	107
Tabla N° 69: Irregularidad de rigidez – segunda alternativa.	108
Tabla N° 70: Irregularidad de resistencia – segunda alternativa.	108
Tabla N° 71: Irregularidad torsional – segunda alternativa.	109
Tabla N° 72: Derivas inelásticas dirección longitudinal X-X – segunda alternativa.	109
Tabla N° 73: Derivas inelásticas dirección transversal Y-Y – segunda alternativa.	110
Tabla N° 74: Factor de escala de diseño – segunda alternativa.	110
Tabla N° 75: Parámetros sísmicos – tercera alternativa.	113
Tabla N° 76: Irregularidad de masa – tercera alternativa.	113
Tabla N° 77: Irregularidad de rigidez – tercera alternativa.	114
Tabla N° 78: Irregularidad de resistencia – tercera alternativa.	114
Tabla N° 79: Irregularidad torsional – tercera alternativa.	115
Tabla N° 80: Derivas inelásticas dirección longitudinal X-X – tercera alternativa.	115
Tabla N° 81: Derivas inelásticas dirección transversal Y-Y – tercera alternativa.....	116
Tabla N° 82: Factor de escala de diseño.	116
Tabla N° 83: Cuadro comparativo de las alternativas.	117
Tabla N° 84: Acero en losa aligerada- nueva propuesta estructural.....	119
Tabla N° 85: Diseño por flexión – viga transversal Y-Y – eje A4.....	120
Tabla N° 86: Bastones de diseño por flexión – viga transversal Y-Y – eje A4.....	120
Tabla N° 87: Fuerza cortante de diseño – viga transversal Y-Y – eje A4.	121
Tabla N° 88: Diseño por corte – viga transversal Y-Y – eje A4.....	121
Tabla N° 89: Distribución de estribos – viga transversal Y-Y – eje A4.....	122
Tabla N° 90: Diseño por flexión – viga longitudinal X-X – eje Aa.	123
Tabla N° 91: Cortes de diseño por flexión – viga longitudinal X-X – eje Aa.	123
Tabla N° 92: Fuerza cortante de diseño – viga longitudinal X-X – eje Aa.	124
Tabla N° 93: Diseño por corte – viga longitudinal X-X – eje Aa.	124
Tabla N° 94: Distribución de estribos – viga longitudinal X-X – eje Aa.	125
Tabla N° 95: Combinaciones de carga – placa PL-1.	126
Tabla N° 96: Cargas en la base de las placas del eje 1.	128
Tabla N° 97: Dimensionamiento de zapatas del eje 1.....	129
Tabla N° 98: Resumen de esfuerzos de las zapatas del eje A1.	130
Tabla N° 99: Verificación por punzonamiento de las zapatas del eje A1.	131
Tabla N° 100: Verificación por corte de las zapatas del eje A1.	132
Tabla N° 101: Diseño por flexión para las zapatas del eje A1.	132
Tabla N° 102: Diseño por flexión de la viga de cimentación.	133
Tabla N° 103: Diseño por corte de la viga de cimentación.	134
Tabla N° 104: Datos del sismo de Lima 1966.	137
Tabla N° 105: Datos del sismo de Moquegua 2001	138

Tabla N° 106: Datos del sismo de Pisco 2007	139
Tabla N° 107: Parámetros sísmicos para el análisis tiempo – historia	140
Tabla N° 108: Resultados de cortante basal – tiempo historia	147
Tabla N° 109: Resultados de desplazamientos y distorsiones de entrepiso– tiempo historia – dirección X.....	149
Tabla N° 110: Resultados de desplazamientos y distorsiones de entrepiso– tiempo historia – dirección Y.....	149

LISTA DE FIGURAS

Figura N° 1: Principales sismos ocurridos desde 1900.	20
Figura N° 2: Esquema de convergencia de la placa de Nazca y la Sudamericana.	20
Figura N° 3: Fallas estructurales – I.E. “Colegio Fermín Del Castillo” – Nazca – 1996.....	21
Figura N° 4: Fallas estructurales I.E. “Ángela Barrios” – Moquegua – 2001	22
Figura N° 5: Fisuración y colapso de muros en el colegio “Francisco Flores” – Caravelí – 2018....	22
Figura N° 6: Desempeño sísmico en escuelas – resultados del censo de infraestructura educativa- 2014.....	23
Figura N° 7: Concepción estructural – norma E.030.....	30
Figura N° 8: Criterios de estructuración propuesto por el Ing. Blanco Blasco	31
Figura N° 9: Requerimientos del diseño estructural.....	32
Figura N° 10: Mapa de zonas sísmicas y factores de zona – norma E.030	34
Figura N° 11: Análisis sísmico estático.....	45
Figura N° 12: Análisis sísmico dinámico	46
Figura N° 13: Diseño de losa aligerada.	49
Figura N° 14: Hipótesis para el diseño a flexión – norma E.060	50
Figura N° 15: Diseño de vigas	51
Figura N° 16: Diseño de columnas.....	53
Figura N° 17: Diseño de placas	54
Figura N° 18: Diseño de cimentación – zapata aislada.....	56
Figura N° 19: Diseño de cimentación – zapata conectada.....	57
Figura N° 20: Diseño en albañilería.....	59
Figura N° 21: Flujograma del diseño de investigación.	62
Figura N° 22: Vista del módulo 1 de la institución educativa.	63
Figura N° 23: Línea de tiempo del proyecto.....	64
Figura N° 24: Memoria de cálculo de la institución educativa 17 de setiembre	65
Figura N° 25: Estudio de mecánica de suelos de la institución educativa 17 de setiembre.....	66
Figura N° 26 Parámetros sísmicos según el estudio de mecánica de suelos de la institución educativa 17 de setiembre.	67
Figura N° 27: Planta de arquitectura del segundo nivel	68
Figura N° 28: Foto de la institución educativa.	69
Figura N° 29: Foto de la institución educativa.	69
Figura N° 30: Foto de la institución educativa.	70
Figura N° 31: Foto de la institución educativa.	71
Figura N° 32: Elevación frontal de la institución educativa – expediente técnico.....	72
Figura N° 33: Estructuración del segundo piso.	74
Figura N° 34: Elevación de pórtico 1	75
Figura N° 35: Modelado de la edificación.	76
Figura N° 36: Espectro en ambas direcciones– según planos del expediente técnico.....	80
Figura N° 37: Derivas en la dirección longitudinal X-X – según planos del expediente técnico.	82
Figura N° 38: Derivas en la dirección transversal (Y-Y) – según planos del expediente técnico. ...	82
Figura N° 39: Diagrama de fuerza cortante última – losa aligerada – pasadizo (ton)	84
Figura N° 40: Diagrama de momento flector último – losa aligerada – pasadizo (ton.m).....	85
Figura N° 41: Diagrama de momento flector máximo en viga (ton.m)	86
Figura N° 42: Diagrama de fuerza cortante máxima en viga (ton)	87
Figura N° 43: Diagrama de interacción de la columna A-a: A-2.....	88
Figura N° 44: Resistencia mínima a flexión de las columnas.	90
Figura N° 45: Detalle de zapata de columna A-a: A-2.....	91
Figura N° 46: Planta de estructuras – primera alternativa.....	97
Figura N° 47: Planta de estructuras – segunda alternativa.....	106
Figura N° 48: Planta estructural – tercera alternativa.	112
Figura N° 49: Diagrama de momento flector – viga transversal Y-Y – eje A4. (ton.m).....	120
Figura N° 50: Diagrama de fuerza cortante – viga transversal Y-Y – eje A4. (ton)	121

Figura N° 51: Detallado de viga transversal Y-Y – eje A4.	122
Figura N° 52: Diagrama de momento flector – viga longitudinal X-X – eje Aa.(ton.m)	123
Figura N° 53: Diagrama de fuerza cortante – viga longitudinal X-X – eje Aa.	124
Figura N° 54: Detallado de viga longitudinal.	125
Figura N° 55: Distribución de acero de la placa PL-1.	126
Figura N° 56: Diagrama de interacción de la placa PL-1.....	127
Figura N° 57: Ubicación de cimentación de eje A1.....	128
Figura N° 58: Determinación de las reacciones.	129
Figura N° 59: Dimensionamiento de zapatas del eje 1.	130
Figura N° 60: Áreas críticas de punzonamiento de las zapatas del eje A1.	131
Figura N° 61: Áreas críticas de punzonamiento de las zapatas.....	131
Figura N° 62: Diagrama de fuerza cortante de la viga de cimentación.	133
Figura N° 63: Diagrama de momento flector de la viga de cimentación.	133
Figura N° 64: Detalle en planta de la zapata conectada.	134
Figura N° 65: Detalle en elevación de la zapata conectada.	134
Figura N° 66: Análisis sísmico tiempo historia.....	136
Figura N° 67: Acelerograma Lima 1966 – canal EW.....	137
Figura N° 68: Acelerograma Lima 1966 – canal NS	137
Figura N° 69: Acelerograma Moquegua 2001 – canal EW	138
Figura N° 70: Acelerograma Moquegua 2001 – canal NS.....	138
Figura N° 71: Acelerograma Pisco 2007 – canal EW.....	139
Figura N° 72: Acelerograma Pisco 2007 – canal NS	139
Figura N° 73: Espectro de pseudo-aceleraciones con R=1	140
Figura N° 74: Espectro tiempo-historia escalado – Lima 1966 EW.....	141
Figura N° 75: Espectro tiempo-historia escalado – Lima 1966 NS.....	141
Figura N° 76: Espectro tiempo-historia escalado – Moquegua 2001 EW	142
Figura N° 77: Espectro tiempo-historia escalado – Moquegua 2001 NS	142
Figura N° 78: Espectro tiempo-historia escalado – Pisco 2007 EW	143
Figura N° 79: Espectro tiempo-historia escalado – Pisco 2007 EW	143
Figura N° 80: Acelerograma escalado – Lima 1966 EW	144
Figura N° 81: Acelerograma escalado – Lima 1966 NS	144
Figura N° 82: Acelerograma escalado – Moquegua 2001 EW.....	145
Figura N° 83: Acelerograma escalado – Moquegua 2001 NS	145
Figura N° 84: Acelerograma escalado – Pisco 2007 EW	146
Figura N° 85: Acelerograma escalado – Pisco 2007 NS	146
Figura N° 86: Comparación de los resultados de cortantes basales tiempo historia –espectro R=1 (dirección X)	147
Figura N° 87: Comparación de los resultados de cortantes basales tiempo historia –espectro R=1 (dirección Y)	148
Figura N° 88: Comparación de desplazamientos - tiempo historia (dirección X)	150
Figura N° 89: Comparación de desplazamientos - tiempo historia (dirección X)	150
Figura N° 90: Comparación de distorsiones de entrepiso - tiempo historia (dirección X)	151
Figura N° 91: Comparación de distorsiones de entrepiso - tiempo historia (dirección Y)	152

LISTA DE ANEXOS

Anexo 1: Metrado de cargas – Peso de edificación	159
Anexo 2: Metrado de cargas de viga	163
Anexo 3: Metrado de cargas de columna	165
Anexo 4: Metrado de cargas de placa	166
Anexo 5: Verificación de sistema estructural	167
Anexo 6: Comparación de cortantes basales	170
Anexo 7: Planilla de metrado de la alternativa 2	171
Anexo 8: Planilla de metrado de la alternativa 3	173
Anexo 9: Comparación de presupuestos de la alternativa 2 y alternativa 3	175
Anexo 10: Análisis sísmico del módulo construido en su primera etapa	176
Anexo 11: Planos – alternativa seleccionada.....	179

RESUMEN

La presente tesis, tiene como objetivo general determinar las inconsistencias que presenta el análisis y diseño estructural de un módulo de una institución educativa construida en el distrito de El Tambo, a través de lo estipulado en las normativas peruanas.

El Módulo 1 del bloque A de la Institución Educativa “17 de Setiembre”, en su planteamiento inicial presenta inconsistencias en la estructuración tales como la falta de continuidad, hiperestaticidad y resistencia lo que conlleva a presentar deficiencias de rigidez. Asimismo, la norma de diseño sismorresistente recomienda que para edificaciones de categoría A-2 ubicadas en zona 3 se utilice los sistemas estructurales como el tipo dual, de muros estructurales, albañilería armada o confinada, sin embargo, el planteamiento no va acorde con esto ya que se utiliza un sistema de pórticos en ambas direcciones por lo que se requiere hacer un nuevo planteamiento.

El resultado del análisis de inconsistencias demostró que el módulo destinado para laboratorios y aulas distribuidas en tres niveles, no cumple con los requisitos descritos en la normativa peruana por lo que es necesario analizar diferentes propuestas de estructuración bajo los requisitos estructurales del reglamento nacional de edificaciones.

Se plantea tres alternativas de estructuración con el fin de mejorar la rigidez en ambas direcciones.

- **Alternativa N° 1:** Consiste en un sistema de muros estructurales en la dirección longitudinal y albañilería en la dirección transversal, sin embargo, los muros de albañilería ubicados en la dirección transversal no satisfacen los requisitos mínimos de resistencia indicadas en la norma E.070 de albañilería.
- **Alternativa N° 2:** Consiste en un sistema de muros estructurales, donde se ubican placas en forma T que aportan rigidez en la dirección longitudinal y dos placas ubicadas en los extremos de las aulas que aportan rigidez en la dirección transversal. Esta alternativa es funcional y resistente pero debido al uso de placas de gran longitud es antieconómico, por lo que no satisface a los requerimientos de diseño estructural los cuales son la funcionalidad, la seguridad y la economía.
- **Alternativa N° 3:** Consiste en un sistema de muros estructurales, donde se ubican placas en forma T que aportan rigidez en la dirección longitudinal y placas en forma de L ubicadas en los extremos de las aulas que aportan rigidez en la dirección transversal. Esta alternativa es funcional, segura y económica satisfaciendo los requerimientos del diseño estructural.

Se realizó el análisis y diseño de los elementos de la alternativa optada los cuales son plasmados en los planos estructurales con sus respectivos detalles constructivos.

Así mismo se realizó el análisis tiempo-historia lineal del módulo 1 en su primera etapa construida, para lo cual se utilizó tres sismos representativos; Lima 1974, Moquegua 2001 y Pisco 2007; los parámetros comparados son la cortante basal, desplazamiento en el último nivel y las derivas elásticas, resultando que para la dirección transversal Y-Y se debería proporcionar mayor rigidez.

Finalmente se puede afirmar que se logró cumplir con los objetivos planteados en el presente trabajo de investigación, demostrando que el módulo en análisis presenta inconsistencias en su análisis y diseño estructural, tales como: falta de continuidad, hiperestaticidad, resistencia, sistema estructural no va de acorde con lo estipulado a la norma E.030-2016.

ABSTRACT

This thesis has as a general objective to determine the inconsistencies presented by the analysis and structural design of a module of an educational institution built in the district of El Tambo, through what is stipulated in Peruvian regulations.

Module 1 of Block A of the Educational Institution "17 de Setiembre" in its initial approach presents inconsistencies in the structuring such as lack of continuity, hyperstaticity and resistance which leads to stiffness deficiencies. Likewise, the seismic-resistant design standard recommends that structural systems such as the dual type, structural walls, reinforced or confined masonry be used for buildings of category A-2 located in zone 3, however, the approach does not match this system that a porticoes system is used in both directions, so a new approach is required.

The result of the analysis of inconsistencies showed that the module destined for laboratories and classrooms distributed in three levels does not meet the requirements described in the Peruvian Regulations, so it is necessary to analyze different structuring proposals under the structural requirements of the National Building Regulations.

Three structuring alternatives are proposed in order to improve stiffness in both directions.

- **Alternative No. 1:** It consists of a system of structural walls in the longitudinal direction and masonry in the transverse direction, however, the masonry walls located in the transverse direction do not meet the minimum strength requirements indicated in the E.070 standard of masonry.
- **Alternative No. 2:** It consists of a system of structural walls, where T-shaped plates that provide rigidity in the longitudinal direction and two plates located at the ends of the classrooms that provide rigidity in the transverse direction are located. This alternative is functional and resistant but due to the use of large length plates it is uneconomic, so it does not satisfy the structural design requirements which are functionality, safety and economy.
- **Alternative No. 3:** It consists of a system of structural walls, where T-shaped plates that provide rigidity in the longitudinal direction and L-shaped plates located at the ends of the classrooms that provide rigidity in the transverse direction are located. This alternative is functional, safe and economical satisfying the requirements of the structural design.

The analysis and design of the elements of the chosen alternative were carried out which are reflected in the structural plans with their respective construction details.

Likewise, the linear Time-History analysis of module 1 was carried out in its first constructed stage, for which three representative earthquakes were used; Lima 1974, Moquegua 2001 and Pisco 2007; the parameters compared are the basal shear, displacement in the last level and the elastic drifts, resulting that for the Y-Y transverse direction, greater rigidity should be provided.

Finally, it can be affirmed that the objectives set out in this research work were achieved, demonstrating that the module under analysis presents inconsistencies in its analysis and structural design, such as: lack of continuity, hyperstaticity, resistance, structural system is not going in accordance with the provisions of standard E.030-2016.

INTRODUCCIÓN

En el Perú la infraestructura educativa existente suele ser muy vulnerable ante los sismos debido a que parte de estas edificaciones fueron construidas antes de que existieran normas nacionales de sismorresistencia y otras han sido construidas por asociaciones de padres de familia (APAFA) sin asesoría profesional, presentándose deficiencias estructurales como rigidez lateral y resistencia sísmica.

Actualmente, a pesar de que existe normas nacionales de sismorresistencia se encuentran infraestructuras educativas con deficiencias de mala configuración y estructuración lo cual se refleja desde la elaboración del expediente técnico hasta la construcción de la misma, por ello se plantea la importancia de realizar un buen proyecto de estructuras de instituciones educativas considerando los aspectos fundamentales de análisis y diseño estructural. De esa manera se pretende contribuir a la mejora de los proyectos estructurales de instituciones educativas.

En esta investigación se determinará las inconsistencias encontradas en el análisis y diseño estructural de un módulo de aulas de una institución educativa en el distrito de El Tambo. Para ello la presente tesis se divide en ocho capítulos, referidos a los siguientes temas:

- **Capítulo I:** Planteamiento del estudio
- **Capítulo II:** Marco teórico
- **Capítulo III:** Metodología
- **Capítulo IV:** Análisis descriptivo del proyecto según el expediente técnico
- **Capítulo V:** Evaluación del diseño estructural según el expediente técnico
- **Capítulo VI:** Alternativas de estructuración
- **Capítulo VII:** Análisis y diseño de nueva propuesta estructural
- **Capítulo VIII:** Análisis tiempo historia lineal del módulo construido

CAPÍTULO I

PLANTEAMIENTO DEL ESTUDIO

1.1. PLANTEAMIENTO Y FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

1.1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Los movimientos sísmicos son fenómenos naturales originados en la conformación geológica del planeta, sin embargo, los sismos por si mismos no causan desastre, esto ocurre cuando el fenómeno natural se combina con el ser humano y su vulnerabilidad. (Glasser, 2017)

Si un edificio fue construido para resistir terremotos, de acuerdo con los estándares apropiados, entonces cuando ocurra un sismo no se convierte en un desastre. (Glasser, 2017)

En la figura N° 1 se muestra los principales sismos ocurridos en el mundo desde 1900, se muestra la ubicación, la magnitud y la cantidad de fallecidos.

Figura N° 1: Principales sismos ocurridos desde 1900.



Fuente: Century largest earthquakes. Página 6. Fig.1.

El Perú es un país que conforma una de las regiones de más alta actividad sísmica debido a que se encuentra próximo a límites de dos placas muy activas (la ubicación de las placas de Nazca y Sudamericana se muestran en la figura N° 2), la interacción de las placas se da mediante el proceso de subducción la cual genera una constante acumulación de energía que se libera en forma de terremotos.

Figura N° 2: Esquema de convergencia de la placa de Nazca y la Sudamericana.



Fuente: Geodinámica, sismicidad y energía sísmica. Bernal y Tavera. Página 6. Fig.1.

Las edificaciones educativas por sus características estructurales suelen ser muy vulnerables ante los sismos. En el Perú se pudo encontrar las edificaciones que tuvieron daños en los diferentes sismos ocurridos de los cuales se pueden mencionar (las características de estos sismos son mostradas en la tabla N° 1):

- Nazca 1996, donde el Colegio Fermín del Castillo sufrió daños en la estructura, en la figura N° 3 se puede apreciar falla por columna corta y carencia de estribos en la columna.
- El terremoto del sur del Perú 2001, la región Moquegua fue una de las más afectadas donde la I.E. Ángela Barrios sufrió daños en su estructura, en la figura N° 4 se observa la falla por columna corta lo cual generó un asentamiento de la losa.
- El terremoto de Arequipa 2018, donde fueron afectados 33 colegios según el COEN (Centro de operaciones de emergencia nacional); en la figura N° 5 se observa el colegio Francisco Flores sufrió daños llegando al colapso de algunas paredes y a la fisuración de otras.

Figura N° 3: Fallas estructurales – I.E. “Colegio Fermín Del Castillo” – Nazca – 1996



Fuente: Seminario de promoción de la normatividad para el diseño y construcción de edificaciones seguras - Norma E.030 diseño sismorresistente. Córdova Rojas. Página 10.

Figura N° 4: Fallas estructurales I.E. “Ángela Barrios” – Moquegua – 2001



Fuente: Repair and seismic retrofitting of hospital and school buildings in Perú. Muñoz, Quiun y Tinman. Página 3.

Figura N° 5: Fisuración y colapso de muros en el colegio “Francisco Flores” – Caravelí – 2018



Fuente: 11 colegios fueron afectados tras fuerte sismo en Arequipa, minedu. www.minedu.gob.pe.

Tabla N° 1: Características de algunos sismos que afectaron a edificaciones educativas.

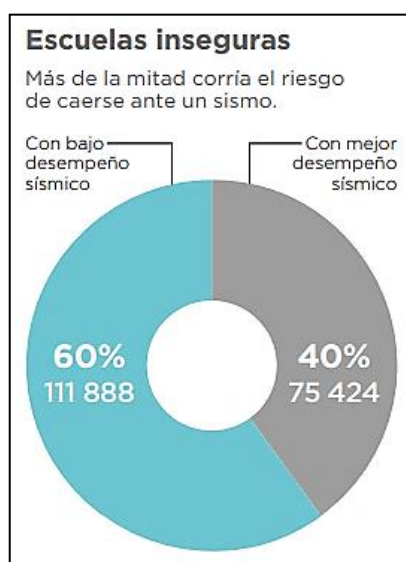
SISMO	FECHA	MAGNITUD	EPICENTRO	PROFUNDIDAD	REFERENCIA
Terremoto de Nazca	12/11/1996	6.4 (Escala de Richter)	135 km. Sur Oeste de Nazca	46 km.	(INDECI)
Terremoto del Sur del Perú	23/06/2001	8.4 (Escala de Richter)	82 km. Localidad de Ocoña	33 km.	(USGS, 2012)
Terremoto de Arequipa	14/01/2018	7.1 (Escala de Richter)	56 Km. Sur de Lomas Arequipa	39 km.	(USGS, 2018)

Fuente: Mostrado en las referencias de la tabla.

Según el censo de infraestructura educativa 2014 (CIE), realizado por el Instituto nacional de estadística e informática (INEI) obtuvo que cerca del 60% de infraestructuras escolares censadas el año 2014, tienen un bajo desempeño sísmico, esto debido a que cerca de un tercio de edificaciones fueron construidas

antes de que existieran normas nacionales de sismorresistencia, y que otras han sido construidas por las asociaciones de padres de familia (APAFA) sin asesoría profesional. como se muestra en la figura N° 6.

Figura N° 6: Desempeño sísmico en escuelas – resultados del censo de infraestructura educativa- 2014



Fuente: Por una educación con dignidad. Plan nacional de infraestructura educativa al 2011-2016. Ministerio de educación. Página 10.

Los problemas ilustrados en las figuras N° 3, N° 4 y N° 5, son producto de la deficiente configuración y estructuración lo cual se refleja desde la elaboración del expediente técnico hasta la construcción de la edificación, por ello se plantea la importancia de realizar un buen proyecto de estructuras de instituciones educativas considerando los aspectos fundamentales de análisis y diseño estructural. De esa manera se pretende contribuir a la mejora de los proyectos estructurales de instituciones educativas.

1.1.2. FORMULACIÓN DE PROBLEMA

1.1.2.1. Problema general

¿Qué inconsistencias presenta el análisis y diseño estructural de un módulo de aulas de una institución educativa?

1.1.2.2. Problemas específicos

¿Cómo debe ser el planteamiento de la estructuración de un módulo de aulas de una institución educativa para garantizar un adecuado comportamiento sísmico?

¿Cómo debe diseñarse los elementos estructurales de un módulo de aulas de una institución educativa?

¿Cuáles son los resultados del análisis tiempo-historia de un módulo de aulas de una institución educativa construido en su primera etapa?

1.2. OBJETIVOS

1.2.1. OBJETIVO GENERAL

Determinar las inconsistencias en el análisis y diseño estructural de un módulo de aulas de una institución educativa.

1.2.2. OBJETIVOS ESPECIFICOS

Plantear tres propuestas del módulo de aulas de una institución educativa que garantice un adecuado comportamiento sísmico.

Diseñar los elementos estructurales de un módulo de aulas de una institución educativa.

Determinar los resultados del análisis tiempo-historia de un módulo de aulas de una institución educativa construido en su primera etapa.

1.3. JUSTIFICACIÓN E IMPORTANCIA

La falta de concepción estructural sismorresistente y la deficiente configuración estructural observada en el expediente técnico, son evidencia que se requiere ingenieros civiles con adecuado desempeño profesional y moral ya que son los principales responsables de firmar planos de estructuras y memorias de cálculo mal elaborados.

En vista de los problemas observados en los planos estructurales y memoria de cálculo del expediente de una institución educativa del distrito de El Tambo, son indicios de que se requiere a ingenieros civiles con herramientas suficientes para desempeñarse adecuadamente en proyectos estructurales de instituciones educativas.

1.4. HIPÓTESIS Y DESCRIPCIÓN DE VARIABLES

1.4.1. HIPÓTESIS

1.4.1.1. Hipótesis general

El análisis y diseño estructural del módulo de la institución educativa presenta inconsistencias de configuración estructural y diseño de sus elementos estructurales.

1.4.1.2. Hipótesis específicas

La propuesta planteada de un módulo de una institución educativa cumple satisfactoriamente con lo propuesto en la norma de diseño sismorresistente garantizando un adecuado comportamiento sísmico.

El diseño de los elementos estructurales de un módulo de una institución educativa cumple satisfactoriamente con la normativa peruana.

Los resultados del análisis tiempo-historia de un módulo de aulas de una institución educativa construido en su primera etapa no satisfacen los requisitos de rigidez indicados en la norma E.030-2016

1.4.2. DESCRIPCIÓN DE VARIABLES

1.4.2.1. Variable independiente

La configuración estructural es la variable independiente debido a que se regirá a los lineamientos planteados en la arquitectura.

Tabla N° 2: Variable independiente

VARIABLE	DIMENSIONES	INDICADORES
Configuración Estructural	Estructuración	Simplicidad
		Simetría
		Resistencia y Ductilidad
		Uniformidad
		Continuidad
	Requisitos estructurales mínimos	Norma E.030
		Norma E.060
	Norma E.070	

1.4.2.2. Variable dependiente

El diseño estructural es la variable dependiente ya que se evaluará en función de la configuración estructural de la institución educativa.

Tabla N° 3: Variable dependiente

VARIABLE	DIMENSIONES	INDICADORES
Diseño Estructural	Configuración Estructural	Estructuración
		Requisitos estructurales mínimos
	Análisis Sísmico	Consideraciones Preliminares
		Análisis Estático
		Análisis Dinámico
		Diseño en concreto armado
	Diseño	Diseño en Albañilería

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1. ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN

2.1.1. ANTECEDENTES NACIONALES

- Edwin Mamani Rodrigo – Universidad Andina Néstor Cáceres Velásquez (2018) desarrolló la tesis **Evaluación de riesgo sísmico de centros educativos de nivel secundario de la ciudad de Puno**, donde evalúa el riesgo sísmico de las edificaciones educativas de nivel secundario de la ciudad de Puno mediante la metodología rapid visual y análisis tiempo – historia, concluyendo que los sistemas estructurales de las edificaciones analizadas no cumplen con las exigencias de sismorresistencia mínimas de la norma E.030, por lo que no tendrán un buen comportamiento durante un sismo severo.

- José Luis Hurtado Martell - Pontificia universidad católica del Perú (2008), desarrolló la tesis **Diseño estructural de un edificio de aulas con dos bloques independientes**, donde realizó el análisis y diseño sismorresistente de dos edificios de concreto armado destinado al uso de aulas y talleres dentro de un local universitario, desde el predimensionamiento hasta la elaboración de los planos, utilizando la norma peruana de concreto armado y norma de diseño sismorresistente; concluye que para el diseño estructural se hace muchas suposiciones y simplificaciones lo que genera el uso proliferado de las computadoras y programas para análisis y diseño de estructuras ,dejando intacto la tarea de representar la edificación con un modelo que se

acerque lo más posible a la realidad, así como también el de interpretar los resultados de su análisis.

- Daniel Andrés Chang Tokushima - Pontificia Universidad Católica del Perú (2015) desarrolló la tesis **Diseño estructural de un edificio de aulas de concreto armado de cuatro pisos en el distrito de San Miguel**, donde realizó el análisis y diseño estructural de una edificación de concreto armado de 4 pisos destinado a aulas, desde el predimensionamiento hasta el diseño de los elementos estructurales y no estructurales. Se muestra el procedimiento de cada elemento respetando la norma de diseño de concreto armado, así como criterios prácticos que simplifican métodos convencionales, Chang concluye que la edificación estudiada es un centro de estudios con exigencias de diseño correspondientes a estructuras esenciales. Sin embargo, al no ser el único lugar disponible de resguardo durante desastres [...] es cuestionable si estrictamente es necesario un diseño tan conservador.

2.1.2. ANTECEDENTES INTERNACIONALES

- Llanos López Lina Fernanda y Vidal Gómez Lina María - Universidad del Valle (2003) desarrollaron la tesis **Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de escuelas: una propuesta metodológica**, donde realizaron el análisis de vulnerabilidad sísmica a 70 escuelas mediante el modelo simplificado donde determinó que el grado de vulnerabilidad sísmica está correlacionado con el comportamiento de los suelos, con la mala calidad estructural y constructiva y con el deterioro progresivo de los elementos estructurales y no estructurales, concluyendo que el 56% de las escuelas de la población estudiada son altamente vulnerables y que 16 de ellas representan un riesgo para las personas.
- Esteban Alejandro Flores Mena - Pontificia Universidad Católica del Ecuador (2018) desarrolló la tesis **Modelación, diseño estructural comparativo y propuesta de ampliación vertical de la edificación Flores Mena, ubicada en la ciudad de Quito-Ecuador, Sector Cofavi**, donde realizó el análisis del comportamiento estructural del edificio Flores Mena, hizo uso de los software Robot structural analysis, SAP 2000 y ETABS para realizar un comparativo entre softwares en cuanto a desempeño y resultados, luego del análisis

sísmico se verifica la factibilidad de una posible ampliación estructural o un reforzamiento estructural de no cumplir con el marco normativo NEC 2015, concluye que el software SAP 2000 no es adecuado en la modelación y análisis sísmico debido a la limitación de colocación de excentricidades de edificaciones y debido a que la edificación sobrepasa las derivas límite de la normativa NEC 2015 no es posible una ampliación estructural por lo que se realiza un reforzamiento estructural.

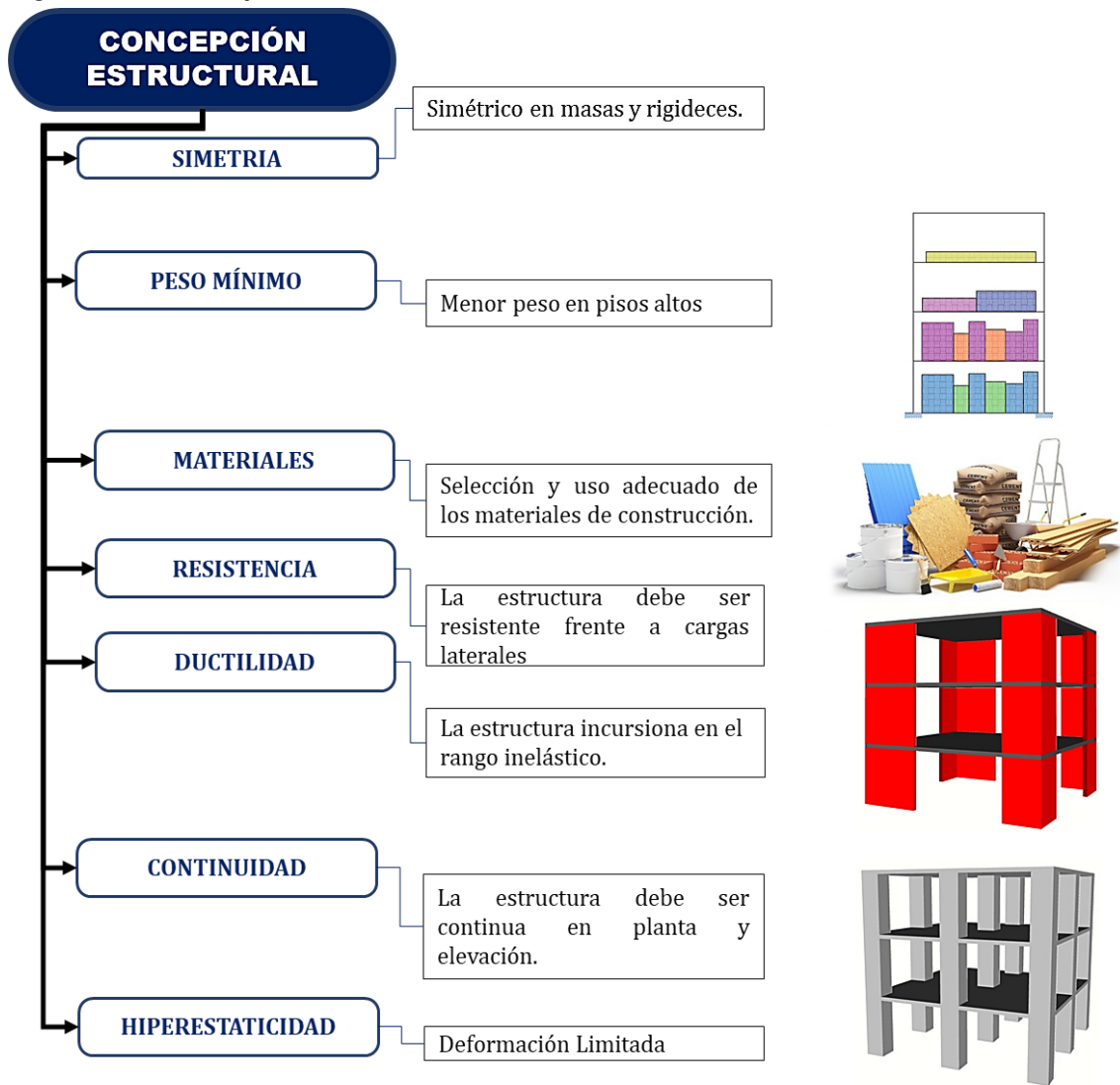
- Aguilar Iza Luis Daniel - Universidad Central del Ecuador (2015) desarrolló el trabajo de graduación **Evaluación estructural mediante el fema 154 del NEC y propuesta de reforzamiento de la institución honrar la vida del D.M.Q.**, donde realizó la evaluación estructural mediante el FEMA 154 del NEC la cual demuestra que es vulnerable ante la acción de un sismo fuerte, propone 2 tipos de reforzamiento el de recrecimiento de concreto y el reforzamiento estructural con fibra de carbono el tipo reforzamiento concluyendo que la alternativa de reforzamiento estructural más conveniente es la alternativa de recrecimiento de concreto por ser técnica y económicamente factible .

2.2. BASES TEÓRICAS

2.2.1. CRITERIOS DE ESTRUCTURACIÓN

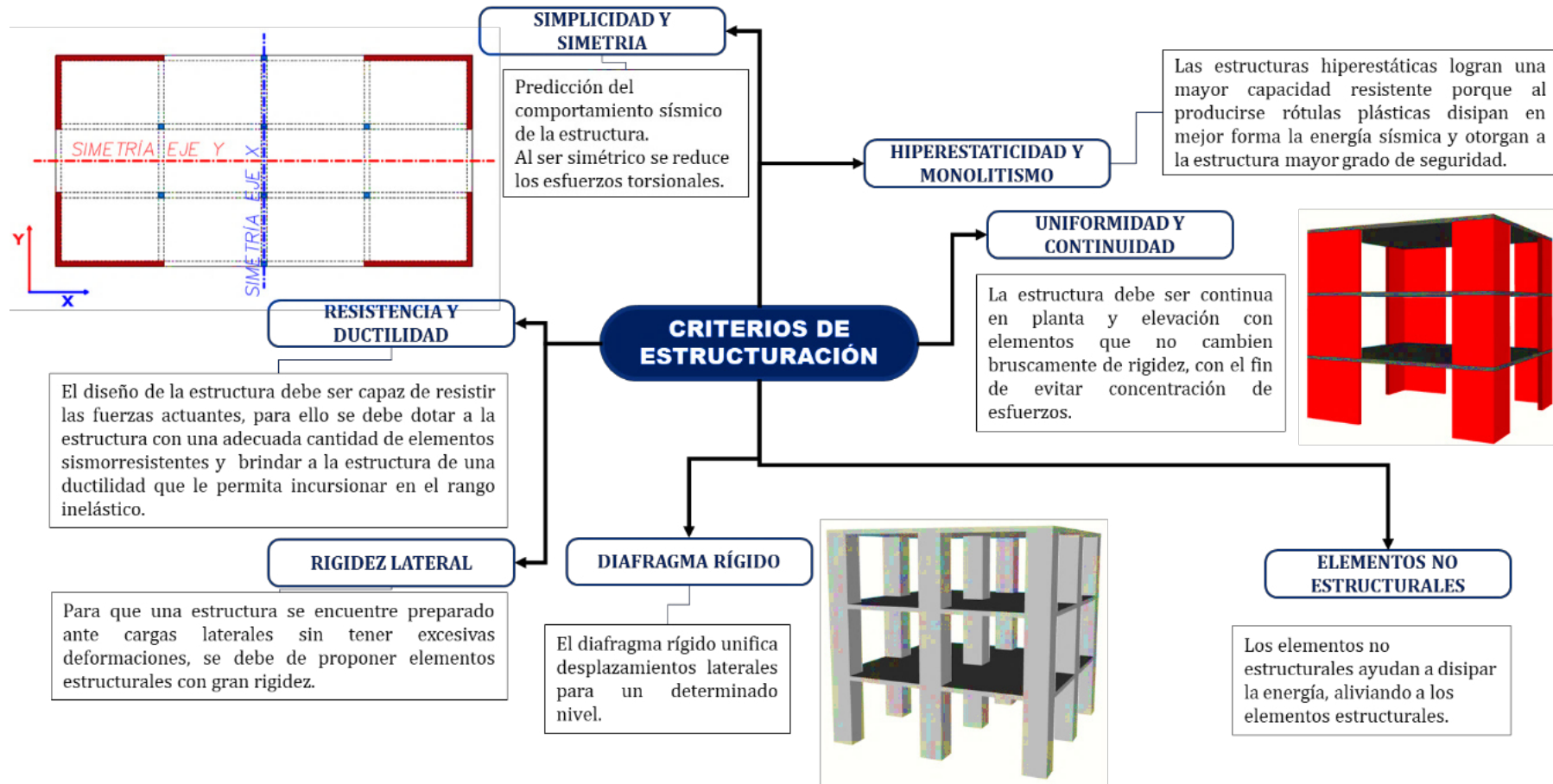
En la norma E.030 de diseño sismorresistente, se menciona en el inciso 1.4 la importancia de una buena concepción estructural, basada en aspectos que se muestran en la figura N° 7, de la misma manera en la figura N° 8 se muestra los criterios de estructuración propuestos por el ingeniero Blanco donde considera que la estructuración debe ser lo más simple para representar el comportamiento sísmico real de la estructura.

Figura N° 7: Concepción estructural – norma E.030



Fuente: Adaptado - reglamento nacional de edificaciones. Norma E.030 de diseño sismorresistente. Capítulo 1. Artículo 7.

Figura N° 8: Criterios de estructuración propuesto por el Ing. Blanco Blasco



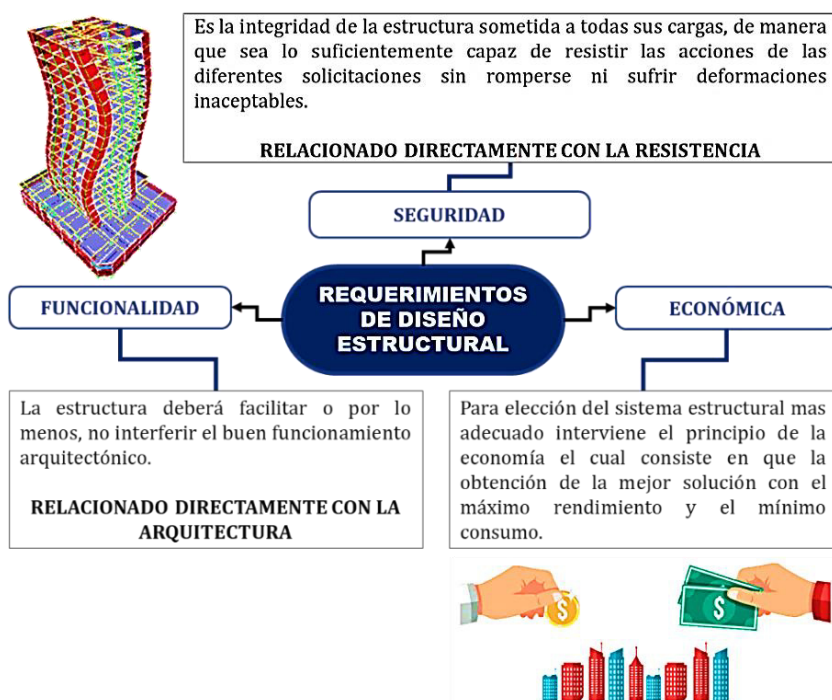
Fuente: Adaptado - Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado. Blanco Blasco. Capítulo 1. Página 5.

2.2.2. REQUERIMIENTOS DE DISEÑO ESTRUCTURAL

El diseño estructural consiste en determinar las dimensiones y características de los elementos que conforman la estructura, siendo el objetivo producir una estructura que se desempeñe de manera funcional, segura y económica.

Los requerimientos de diseño estructural se muestran en la figura N° 9.

Figura N° 9: Requerimientos del diseño estructural.



Fuente: Adaptado - diseño estructural en arquitectura: introducción. (Diez, 2005). Capítulo 1.

2.2.3. CARGAS – NORMA E.020 DEL REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES

La norma E.020, establece las cargas mínimas en condiciones de servicio, indicando que la edificación y todos sus componentes deben tener un adecuado comportamiento ante las cargas que se le impongan durante su vida útil, tanto en condiciones de servicio como últimas. Se definen dos tipos de cargas para el diseño en concreto armado.

2.2.3.1. Carga muerta

La carga muerta que es aquella proveniente del peso de los materiales o elementos que generen efectos permanentes en la estructura. En la tabla N° 4 se muestran los valores que se considerarán como carga muerta para el análisis de los elementos.

Tabla N° 4: Carga muerta para instituciones educativas.

CARGA MUERTA	
Material	Peso Específico
Concreto Armado	2400 kg/m ³
Albañilería de unidades sólidas	1800 kg/m ³
Elemento	Carga
Losa Aligerada (e=0.20 m)	300 kg/m ²
Piso terminado (e=0.05 m)	100 kg/m ²

2.2.3.2. Carga viva

Es la carga que se aplica directamente a las losas como el peso de todos los ocupantes, materiales, equipos, muebles y otros elementos móviles soportados por la edificación. La norma E.020 establece cargas vivas mínimas repartidas, los valores indicados en la tabla N° 5 son para el caso de centros de educación.

Tabla N° 5: Carga viva para instituciones educativas.

CARGA VIVA	
Espacio	Sobrecarga
Aulas	250 kg/m ²
Laboratorios	300 kg/m ²
Corredores y escaleras	400 kg/m ²

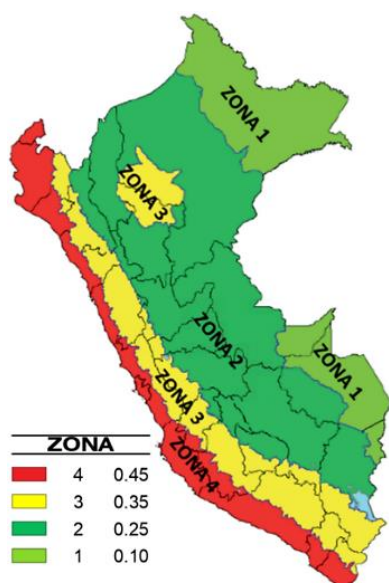
2.2.4. DISEÑO SISMORRESISTENTE - NORMA E.030 DEL REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES

La norma E.030 de diseño sismorresistente del reglamento nacional de edificaciones, establece las condiciones necesarias para el análisis y diseño estructural de edificaciones ante fenómenos sísmicos, además comprende los factores que sirven para determinar el espectro de respuesta. Para esta investigación se tomaron los valores de la norma del 2016.

2.2.4.1. Factor zona

El factor Z representa la aceleración máxima horizontal en suelo rígido con una probabilidad de 10% de ser extendida en 50 años. El factor Z se expresa como una fracción de la aceleración de la gravedad. En la figura N° 10 se muestra el mapa de zonas sísmicas de la norma sismorresistente y los valores de Z correspondientes a cada zona y en la tabla N° 6 los valores de Z que pertenecen al departamento de Junín, siendo el distrito de El Tambo lugar donde concibe el proyecto perteneciente a la Zona 3.

Figura N° 10: Mapa de zonas sísmicas y factores de zona – norma E.030



Fuente: Reglamento nacional de edificaciones. Norma E.030 de diseño sismorresistente. Capítulo 2. Figura N° 1.

Tabla N° 6: Factores de Zona “Z” de la región Junín

ZONIFICACIÓN SÍSMICA DE LA REGIÓN JUNÍN					
REGIÓN	PROVINCIA	DISTRITOS		ZONA SÍSMICA	ÁMBITO
JUNÍN	HUANCAYO	PARIAHUANCA	SANTO DOMINGO DE ACOBAMBA	Zona 2	DOS DISTRITOS
		CARHUACALLANGA	HUASICANCHA		
		CHACAPAMPA	HUAYUCACHI		
		CHICCHE	INGENIO		
		CHILCA	PILCOMAYO		
		CHONGOS ALTO	PUCARA		
		CHUPURO	QUICHUAY		
		COLCA	QUILCAS	Zona 3	VEINTISEIS DISTRITOS
		CULLHUAS	SAN AGUSTÍN		
		EL TAMBO	SAN JERÓNIMO DE TUNÁN		
		HUACRAPUQUIO	SAÑO		
		HUALHUAS	SAPALLANGA		
		HUANCAN	SICAYA		
		HUANCAYO	VIQUES		

Fuente: Reglamento nacional de edificaciones. Norma E.030 de diseño sismorresistente. Anexo 2.

2.2.4.2. Parámetros de sitio

Según la norma E.030 son tres parámetros S , T_P y T_L , donde S representa la amplificación de respuesta sísmica en el suelo a nivel de fondo de cimentación, factores que dependen de la zona y del perfil de suelo, los mismos que se muestran en la tabla N° 7, los periodos T_P y T_L dependen del tipo de suelo y marcan el cambio de la forma del espectro. En la tabla N° 8 se muestra el perfil de suelo según la capacidad admisible del suelo.

El parámetro S representa el primer factor que interactúa directamente sobre la edificación, pero que es independientemente de las propiedades lineales de esta. En la tabla N° 9 y N° 10 se muestran los valores de S , T_P y T_L .

Tabla N° 7: Clasificación de los perfiles del suelo

CLASIFICACIÓN DE LOS PERFILES DE SUELO				
Perfil Tipo	Descripción	V_s	N60	S_u
S0	Roca Dura	>1500 m/s	-	-
S1	Roca o Suelos Muy Rígidos	500 m/s a 1500 m/s	>50	>100kPa
S2	Suelos Intermedios	180 m/s a 500 m/s	15 a 50	50kPa a 100kPa
S3	Suelos Blandos	<180 m/s	<15	25kPa a 50kPa
S4	Condiciones Excepcionales	Clasificación basada en el EMS		

Fuente: Adaptado - reglamento nacional de edificaciones. Norma E.030 de diseño sismorresistente. Artículo 12. Tabla N° 2.

Tabla N° 8: Perfil de suelo según la capacidad admisible del suelo.

PERFIL	SUELO	qa (Kgf/cm2)
S0	Roca Dura	>6
S1	Muy Rígido	3 a 6
S2	Intermedio	1.2 a 3
S3	Blando	≤ 1.2

Fuente: Adaptado – estructuración y diseño sísmico de edificaciones. Capítulo 4. Tabla 4.2.

Tabla N° 9: Factores de suelo “S”

FACTORES DE SUELO "S"				
	S0	S1	S2	S3
Z4	0.80	1.00	1.05	1.10
Z3	0.80	1.00	1.15	1.20
Z2	0.80	1.00	1.20	1.40
Z1	0.80	1.00	1.60	2.00

Fuente: Adaptado - reglamento nacional de edificaciones. Norma E.030 de diseño sismorresistente. Artículo 12. Tabla N° 2.

Tabla N° 10: Períodos T_p y T_L

PERIODOS T_p y T_L				
	S0	S1	S2	S3
$T_p(s)$	0.30	0.40	0.60	1.00
$T_L(s)$	3.00	2.50	2.00	1.60

Fuente: Adaptado - reglamento nacional de edificaciones. Norma E.030 de diseño sismorresistente. Artículo 12. Tabla N° 4.

2.2.4.3. Factor de amplificación sísmica

El factor C es la amplificación sísmica en la edificación, se define de acuerdo a las características de sitio, de acuerdo a las siguientes expresiones:

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

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












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

El factor C representa la amplificación de la aceleración estructural respecto a la aceleración en el suelo, y considera las propiedades de la edificación como masa y rigidez lateral.

2.2.4.4. Categoría de las edificaciones y factor de uso

Según la norma de diseño sismorresistente las edificaciones se dividen en cuatro categorías A, B, C y D como se muestra en la tabla N° 11; las instituciones educativas pertenecen a la categoría A y sub categoría A2 lo que corresponde a un factor de "U" igual a 1.50.

Tabla N° 11: Factor de uso

CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES Y FACTOR "U"			
CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR "U"	
A: Edificaciones Esenciales	A1: Establecimientos de salud del Sector Salud (públicos y privados) del segundo y tercer nivel, según lo normado por el Ministerio de Salud .	 	Ver nota 1
	A2: Edificaciones esenciales cuya función no debería interrumpirse inmediatamente después de que ocurra un sismo severo tales como: Establecimientos de salud no comprendidos en la categoría A1. Puertos, aeropuertos, locales municipales, centrales de comunicaciones. Estaciones de bomberos, cuarteles de las fuerzas armadas y policía. Instalaciones de generación y transformación de electricidad, reservorios y plantas de tratamiento de agua. Instituciones educativas , Institutos superiores tecnológicos y universidades. Edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, tales como grandes hornos, fábricas y depósitos de materiales inflamables o tóxicos. Edificios que almacenen archivos e información esencial del Estado.	   	1.50
B: Edificaciones Importantes	Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas tales como cines, teatros, estadios, coliseos, centros comerciales, terminales de pasajeros, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos y bibliotecas. También se considerarán depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento.	 	1.30
C: Edificaciones Comunes	Edificaciones comunes tales como: viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes.	 	1.00
D: Edificaciones Temporales	Construcciones provisionales para depósitos, casetas y otras similares.		Ver Nota 2
NOTA 1 :	Las nuevas edificaciones de categoría A1 tendrán aislamiento sísmico en la base cuando se encuentren en las zonas sísmicas 4 y 3. En las zonas sísmicas 1 y 2, la entidad responsable podrá decidir si usa o no aislamiento sísmico. Si no se utiliza aislamiento sísmico en las zonas sísmicas 1 y 2, el valor de U será como mínimo 1,5.		
NOTA 2 :	En estas edificaciones deberá proveerse resistencia y rigidez adecuadas para acciones laterales, a criterio del proyectista.		

Fuente: Adaptado - Reglamento nacional de edificaciones. Norma E.030 de diseño sismorresistente. Artículo 12. Tabla N° 5.

2.2.4.5. Sistema estructural

El sistema estructural depende de la categoría de edificación y habrá restricciones al uso de algún sistema estructural dependiendo de la zona donde se ubique, ésta deberá proyectarse empleando el sistema estructural que se indica en la tabla N° 12 y respetando las restricciones de irregularidad indicadas en la tabla N° 13.

Tabla N° 12: Categoría v sistema estructural de las edificaciones.

CATEGORIA Y SISTEMA ESTRUCTURAL DE LAS EDIFICACIONES (*)		
Categoría de la Edificación	Zona	Sistema Estructural
A1	4 y 3	Aislamiento Sísmico con cualquier sistema estructural. Estructuras de acero tipo SCBF y EBF.
	2 y 1	Estructuras de concreto: Sistema Dual, Muros de Concreto Armado. Albañilería Armada o Confinada.
A2 (**)	4, 3 y 2	Estructuras de acero tipo SCBF y EBF. Estructuras de concreto: Sistema Dual, Muros de Concreto Armado. Albañilería Armada o Confinada.
	1	Cualquier sistema.
B	4, 3 y 2	Estructuras de acero tipo SMF, IMF, SCBF, OCBF y EBF. Estructuras de concreto: Pórticos, Sistema Dual, Muros de Concreto Armado. Albañilería Armada o Confinada.
	1	Estructuras de madera
C	1	Cualquier sistema.
	4, 3, 2 y 1	Cualquier sistema.

(*) Para edificaciones con cobertura liviana se podrá usar cualquier sistema estructural.
Para pequeñas construcciones rurales, como escuelas y postas médicas, se podrá usar (**) materiales tradicionales siguiendo las recomendaciones de las normas correspondientes a dichos materiales.

Fuente: Adaptado - reglamento nacional de edificaciones. Norma E.030 de diseño sismorresistente. Artículo 17. Tabla N° 6.

Tabla N° 13: Categoría y regularidad de las edificaciones

CATEGORIA Y REGULARIDAD DE LAS EDIFICACIONES		
Categoría de la Edificación	Zona	RESTRICCIONES
A1 y A2	4, 3 y 2	No se permiten irregularidades.
	1	No se permiten irregularidades extremas.
B	4, 3 y 2	No se permiten irregularidades extremas.
	1	Sin restricciones.
C	4 y 3	No se permiten irregularidades extremas.
	2	No se permiten irregularidades extremas excepto en edificios de hasta 2 pisos u 8 m de altura.
	1	Sin restricciones.

Fuente: Adaptado - reglamento nacional de edificaciones. Norma E.030 de diseño sismorresistente. Artículo 21. Tabla N° 10.

Para instituciones educativas ubicadas en la zona tres no se permite un sistema estructural de pórticos de concreto armado.

2.2.4.6. Factores de irregularidad

En la tabla N° 14 y tabla N° 15 se especifica como verificar las irregularidades estructurales de planta y altura respectivamente, así como sus respectivos factores de irregularidad.

Tabla N° 14: Irregularidad estructural en altura

IRREGULARIDAD ESTRUCTURAL EN ALTURA		
IRREGULARIDAD	DESCRIPCIÓN	Ia
Irregularidad de Rigidez – Piso Blando	Existe irregularidad de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la distorsión de entrepiso (deriva) es mayor que 1,4 veces el correspondiente valor en el entrepiso inmediato superior, o es mayor que 1,25 veces el promedio de las distorsiones de entrepiso en los tres niveles superiores adyacentes. La distorsión de entrepiso se calculará como el promedio de las distorsiones en los extremos del entrepiso.	0.75
Irregularidad de Resistencia – Piso Débil	Existe irregularidad de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 80 % de la resistencia del entrepiso inmediato superior.	
Irregularidad Extrema de Rigidez	Existe irregularidad de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la distorsión de entrepiso (deriva) es mayor que 1,6 veces el correspondiente valor en el entrepiso inmediato superior, o es mayor que 1,4 veces el promedio de las distorsiones de entrepiso en los tres niveles superiores adyacentes. La distorsión de entrepiso se calculará como el promedio de las distorsiones en los extremos del entrepiso.	0.50
Irregularidad Extrema de Resistencia	Existe irregularidad de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 65% de la resistencia del entrepiso inmediato superior.	
Irregularidad de Masa o Peso	Se tiene irregularidad de masa (o peso) cuando el peso de un piso, determinado por el Peso Sísmico, es mayor que 1,5 veces el peso de un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.	0.90
Irregularidad de Geométrica Vertical	La configuración es irregular cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor que 1,3 veces la correspondiente dimensión en un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.	0.90
Discontinuidad en los sistemas resistentes	Se califica a la estructura como irregular cuando en cualquier elemento que resista más de 10 % de la fuerza cortante se tiene un desalineamiento vertical, tanto por un cambio de orientación, como por un desplazamiento del eje de magnitud mayor que 25 % de la correspondiente dimensión del elemento.	0.80
Discontinuidad extrema en los sistemas resistentes	Existe discontinuidad extrema cuando la fuerza que resisten los elementos discontinuos según se describen en el ítem anterior, supere el 25% de la fuerza cortante total.	0.60

Fuente: Adaptado - reglamento nacional de edificaciones. Norma E.030 de diseño sismorresistente. Artículo 20. Tabla N° 8.

Tabla N° 15: Irregularidad estructural en planta

IRREGULARIDAD ESTRUCTURAL EN PLANTA		
IRREGULARIDAD	DESCRIPCIÓN	Ia
Irregularidad Torsional	Existe irregularidad torsional cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, calculado incluyendo excentricidad accidental ($\Delta_{m\acute{a}x}$), es mayor que 1.2 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso para la misma condición de carga (Δ_{prom}). Este criterio sólo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50 % del desplazamiento permisible.	0.75
Irregularidad Torsional Extrema	Existe irregularidad torsional cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, calculado incluyendo excentricidad accidental ($\Delta_{m\acute{a}x}$), es mayor que 1.5 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso para la misma condición de carga (Δ_{prom}). Este criterio sólo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50 % del desplazamiento permisible.	0.60
Esquinas Entrantes	La estructura se califica como irregular cuando tiene esquinas entrantes cuyas dimensiones en ambas direcciones son mayores que 20 % de la correspondiente dimensión total en planta.	0.90
Discontinuidad del Diafragma	La estructura se califica como irregular cuando los diafragmas tienen discontinuidades abruptas o variaciones importantes en rigidez, incluyendo aberturas mayores que 50 % del área bruta del diafragma. También existe irregularidad cuando, en cualquiera de los pisos y para cualquiera de las direcciones de análisis, se tiene alguna sección transversal del diafragma con un área neta resistente menor que 25 % del área de la sección transversal total de la misma dirección calculada con las dimensiones totales de la planta.	0.85
Sistemas no Paralelos	Se considera que existe irregularidad cuando en cualquiera de las direcciones de análisis los elementos resistentes a fuerzas laterales no son paralelos. No se aplica si los ejes de los pórticos o muros forman ángulos menores que 30% ni cuando los elementos no paralelos resisten menos que 10 % de la fuerza cortante del piso.	0.90

Fuente: Adaptado - reglamento nacional de edificaciones. Norma E.030 de diseño sismorresistente. Artículo 20. Tabla N° 9.

2.2.4.7. Coeficiente básico de reducción de las fuerzas sísmicas

El factor R_o es el coeficiente básico de reducción de las fuerzas sísmicas. Los sistemas estructurales se clasifican según los materiales usados y el sistema de estructuración sismorresistente en cada dirección de análisis (longitudinal y transversal) como se muestra en la tabla N° 16. El factor de reducción estará afectado por los valores de irregularidad indicados en la tabla N° 14 y N° 15 quedando la siguiente fórmula:

$$R = R_o * I_a * I_p$$

Es importante mencionar que, a diferencia de la norma E.030-2003 a la normativa vigente (norma E.030-2018) si existe alguna irregularidad en una dirección de análisis y no en la otra, la edificación deberá categorizarse como irregular en ambas direcciones.

Tabla N° 16: Coeficiente de reducción sísmica

COEFICIENTE BÁSICO DE REDUCCIÓN SÍSMICA	
SISTEMA ESTRUCTURAL	R_o
Acero:	
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	5
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	4
Pórticos Especiales Cóncentricamente Arriostrados	7
Pórticos Ordinarios Cóncentricamente Arriostrados	4
Pórticos Extremadamente Arriostrados (EBF)	8
Concreto Armado:	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
Albañilería Armada o Confinada.	3
Madera (Por esfuerzos admisibles)	7

Fuente: Adaptado - reglamento nacional de edificaciones. Norma E.030 de diseño sismorresistente. Artículo 18. Tabla N° 7.

2.2.4.8. Estimación del peso

El peso de la edificación para el cálculo de la fuerza sísmica lateral será la adición del total de la carga muerta más un porcentaje de la carga viva. Para edificaciones de categoría A se toma los valores como se muestra en la tabla N° 17.

Tabla N° 17: Estimación del peso para edificaciones de categoría A

PESO CATEGORÍA A	
CARGA	PORCENTAJE
Carga Muerta	100%
Carga Viva	50%
Carga Viva en Techo	25%

Fuente: Adaptado - reglamento nacional de edificaciones. Norma E.030 de diseño sismorresistente. Artículo 26.

2.2.4.9. Distorsiones de entrepiso

Se controlan distorsiones de entrepiso al nivel no lineal (inelástico) que en lugar de analizar la edificación bajo efectos no lineales se multiplican por un factor a los desplazamientos obtenidos en el rango elástico. Los factores son indicados en la tabla N° 18.

El control está en función del cociente de desplazamientos inelásticos relativos dividido sobre la altura de cada nivel, estos desplazamientos no deben superar la deriva máxima permitida indicado en la tabla N° 19.

Tabla N° 18: Factores de multiplicación para obtener desplazamientos laterales.

DESPLAZAMIENTOS LATERALES		
Tipo de Estructura	Factor	$\Delta_{lateral}$
REGULAR	0.75 R	0.75 R* $\Delta_{elástico}$
IRREGULAR	R	R* $\Delta_{elástico}$

Fuente: Adaptado - reglamento nacional de edificaciones. Norma E.030 de diseño sismorresistente. Artículo 31.

Tabla N° 19: Límites para las distorsión de entrepiso (derivas).

LÍMITES PARA LA DISTORSIÓN DEL ENTREPISO	
Material Predominante	(Δ_i / h_{ei})
Concreto Armado	0.007
Acero	0.010
Albañilería	0.005
Madera	0.010
Concreto armado con muros de ductilidad limitada.	0.005

Fuente: Adaptado - reglamento nacional de edificaciones. Norma E.030 de diseño sismorresistente. Artículo 32. Tabla 11.

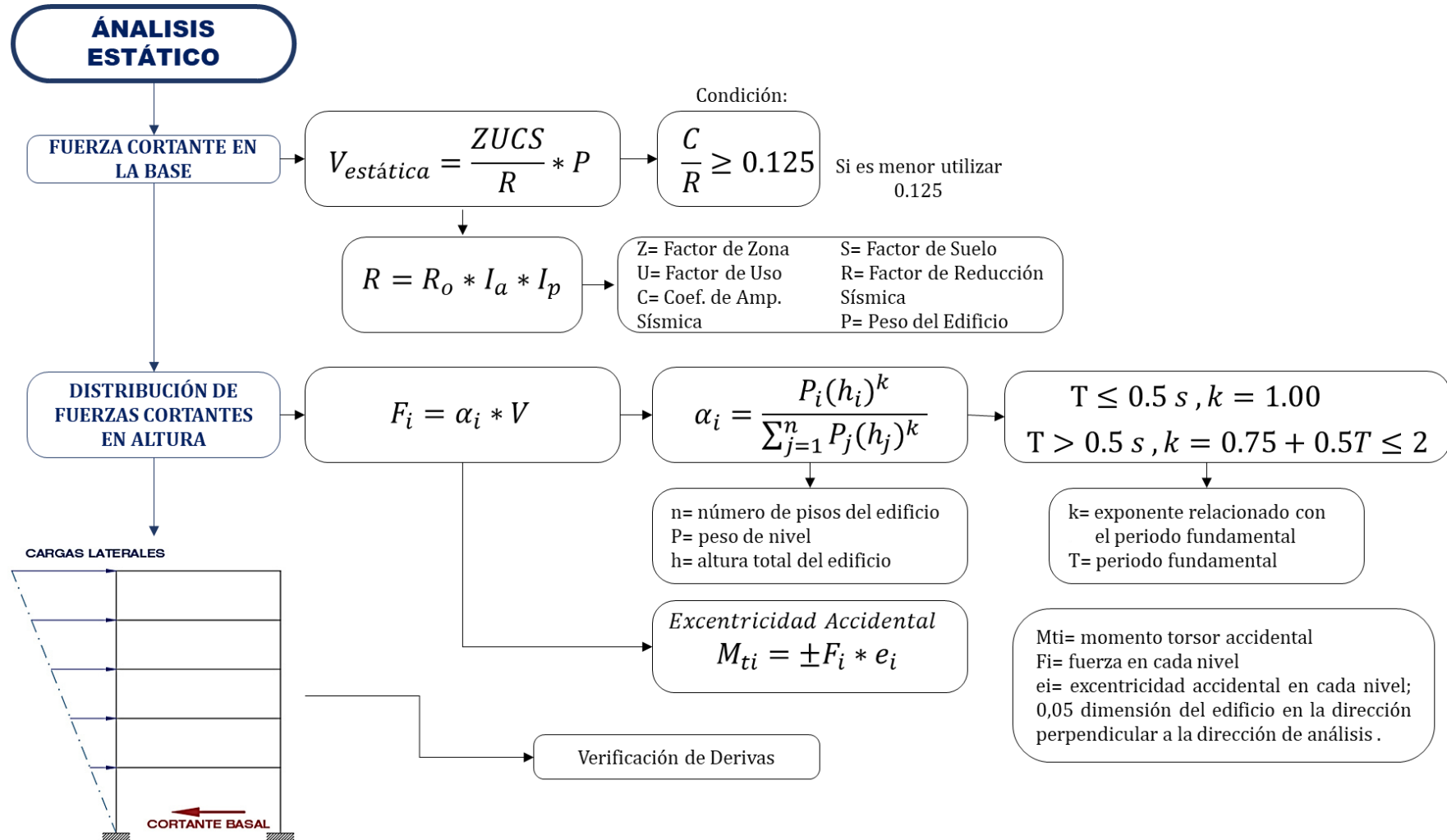
2.2.4.10. Análisis sísmico

La norma E.030 del reglamento nacional de edificaciones establece dos procedimientos para el análisis sísmico, los cuales utilizan un modelo elástico lineal frente a las sollicitaciones sísmicas:

- Análisis estático o de fuerzas equivalentes
- Análisis dinámico modal espectral.

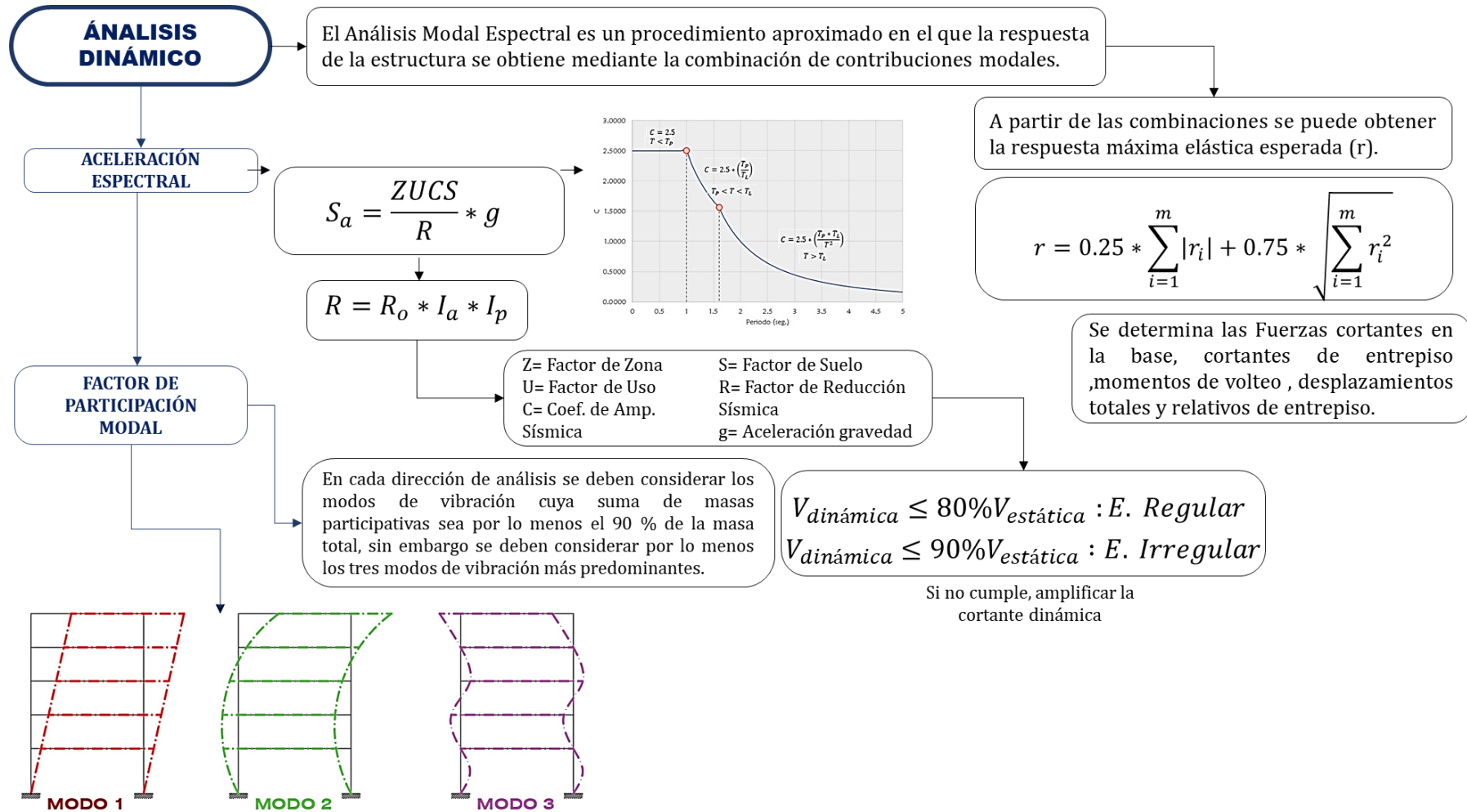
En la figura N° 11 se muestra el procedimiento del análisis estático y en la figura N° 12 se muestra el procedimiento del análisis dinámico.

Figura N° 11: Análisis sísmico estático



Fuente: Adaptado - reglamento nacional de edificaciones. Norma E.030 de diseño sismorresistente.

Figura N° 12: Análisis sísmico dinámico



Fuente: Adaptado - reglamento nacional de edificaciones. Norma E.030 de diseño sismorresistente.

2.2.5. DISEÑO EN CONCRETO ARMADO - NORMA E.060 DEL REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES

La norma E.060 del reglamento nacional de edificaciones, establece los requisitos y exigencias mínimas para el análisis, el diseño, los materiales de estructuras en concreto armado.

2.2.5.1. Propiedades de los materiales

Las propiedades mecánicas del concreto y acero de refuerzo se muestran en las tablas N° 20 y N° 21. Se asumirá que la resistencia del concreto en la etapa construida y en los casos idealizados es de 210 kg/cm².

Tabla N° 20: Propiedades del concreto.

Concreto		
Resistencia del concreto	$f'_c =$	210 kg/cm ²
Modulo de Elasticidad	$E_c =$	217370.65 kg/cm ²
Módulo de Poisson	$\mu =$	0.2
Peso Volumétrico	$\gamma_c =$	2400 kg/m ³
Deformación unitaria	$\epsilon_{cu} =$	0.003
Módulo de esfuerzo cortante	$G_c =$	90571.10 kg/cm ²

Tabla N° 21: Propiedades del acero de refuerzo.

Acero		
Resistencia del acero en fluencia	$f_y =$	4200 kg/cm ²
Modulo de Elasticidad	$E_s =$	2000000 kg/cm ²
Deformación unitaria	$\epsilon_y =$	0.0021

2.2.5.2. Método de diseño

El método de diseño que indica la norma E.060 es el método por resistencia, donde se menciona que las estructuras y elementos estructurales deberán diseñarse para obtener en todas sus secciones resistencias de diseño, por lo menos iguales a las resistencias requeridas.

En la tabla N° 22 se indica las combinaciones para las cargas y fuerzas amplificadas y en la tabla N° 23 los factores de reducción que se consideran para el diseño.

Tabla N° 22: Factores de amplificación de cargas.

FACTORES DE AMPLIFICACIÓN DE CARGA	
Cargas de gravedad	1.4 CM + 1.7 CV
	1.25 (CM+CV) + CS
Carga de sismo	1.25 (CM+CV) - CS
	0.9 CM + CS
	0.9 CM - CS

Fuente: Adaptado - reglamento nacional de edificaciones. Norma E.060 de concreto armado. Capítulo 9. Artículo 9.2.

Tabla N° 23: Factores de reducción de resistencia.

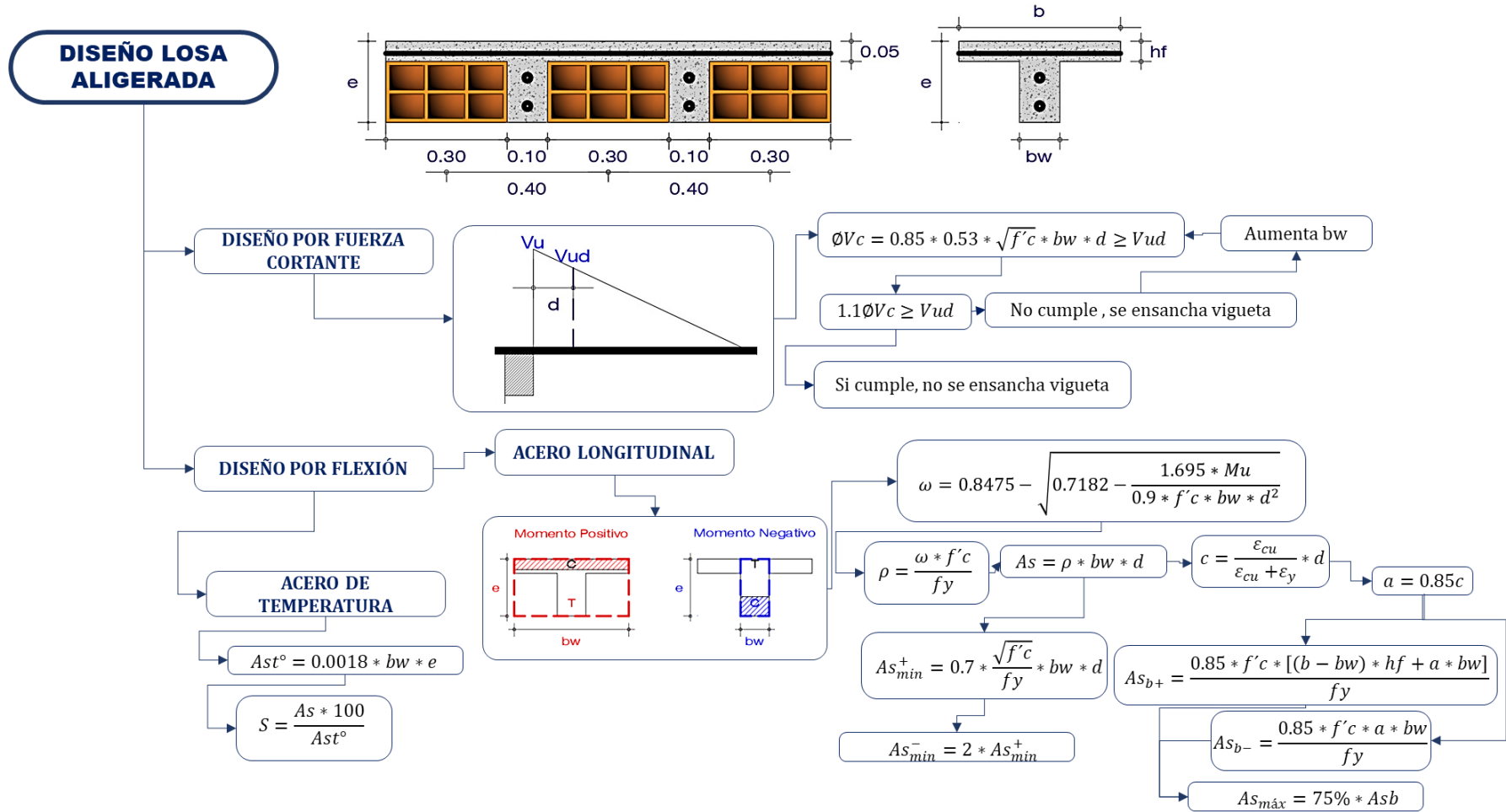
FACTORES DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA	
ϕ	Factor de Reducción
Flexión	0.90
Cortante	0.85
Cortante y Torsión	0.85
Compresión y Flexo compresión	
Elementos con espirales	0.75
Elementos con estribos	0.70

Fuente: Adaptado - reglamento nacional de edificaciones. Norma E.060 de concreto armado. Capítulo 9. Artículo 9.3.

2.2.5.2.1. Diseño de losa aligerada

Las losas aligeradas son elementos estructurales que soportan sólo cargas de gravedad, por tanto, el diseño se realiza considerando la combinación de carga de gravedad (1.4 CM+1.7 CV). En la figura N° 13 se muestra el procedimiento para diseño de losa aligerada.

Figura N° 13: Diseño de losa aligerada.



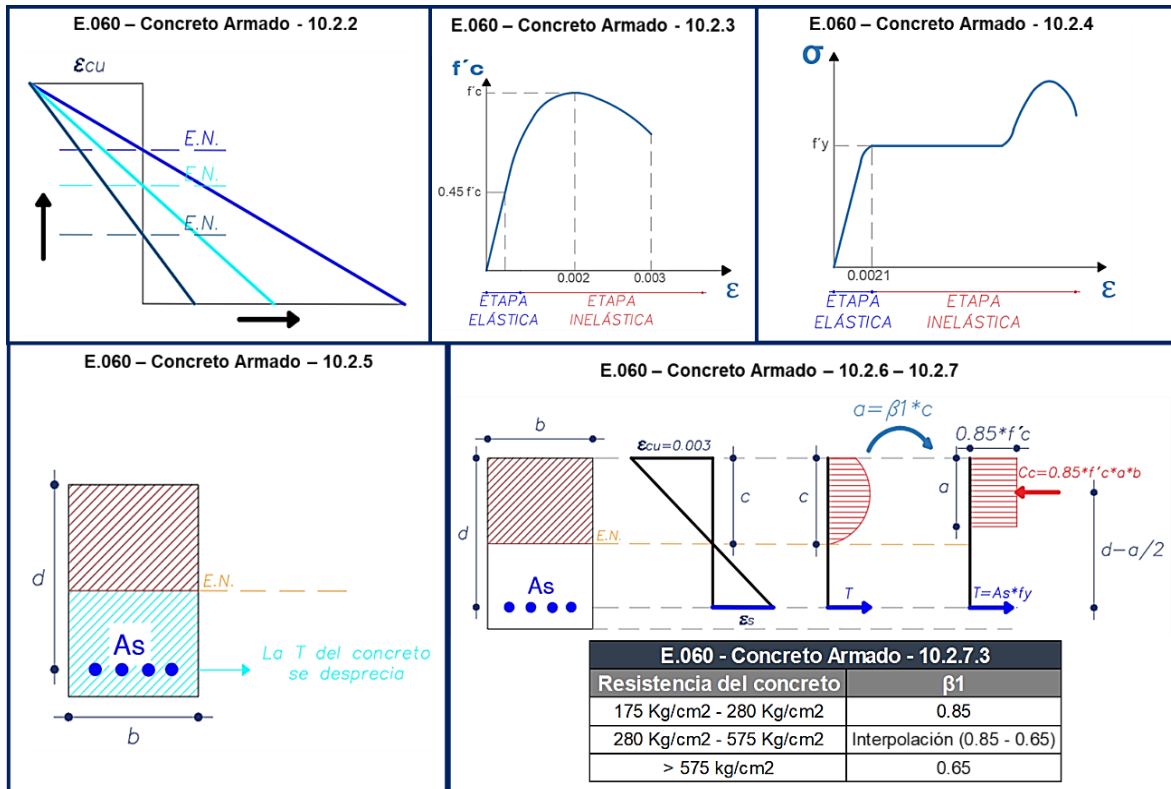
Fuente: Adaptado - reglamento nacional de edificaciones. Norma E.060 de concreto armado.

2.2.5.2.2. Diseño de vigas

Para iniciar el diseño de las vigas es necesario definir las hipótesis de diseño indicadas en la norma E.060, en la figura N° 14 se muestran las hipótesis para el diseño a flexión.

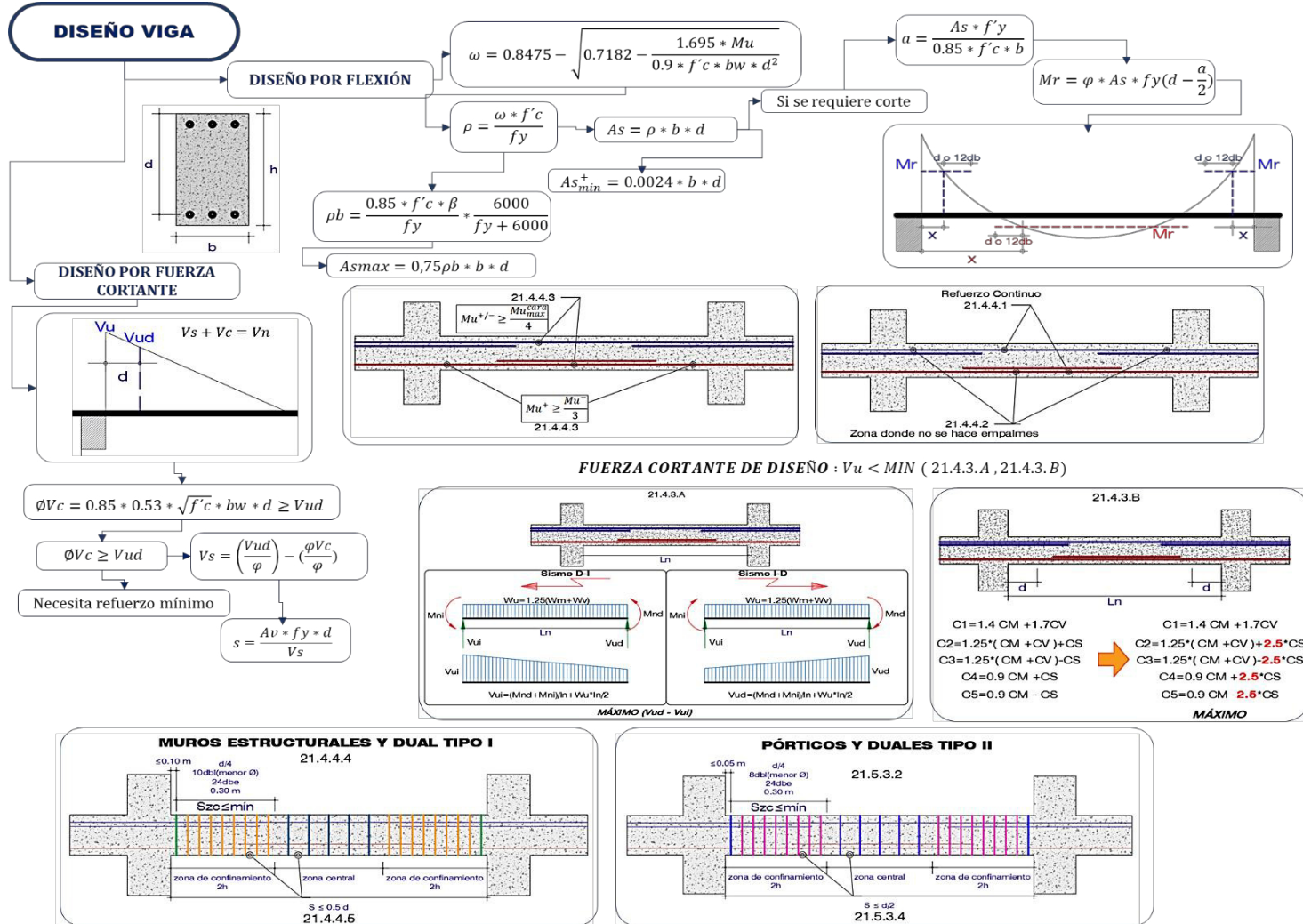
En la figura N° 15 se muestra el proceso de diseño de vigas, en el cual también se muestra las restricciones según el capítulo N° 21 de la norma de diseño en concreto armado, ya que los elementos se encuentran sometidos a carga sísmica, las disposiciones de este capítulo tienen como objetivo evitar fallas frágiles, brindando ductilidad en los elementos, la ductilidad se logra mediante el confinamiento para las vigas se indica en los incisos 21.4.4. y 21.5.3. dependiendo el sistema estructural.

Figura N° 14: Hipótesis para el diseño a flexión – norma E.060



Fuente: Adaptado - reglamento nacional de edificaciones. Norma E.060 de concreto armado.

Figura N° 15: Diseño de vigas



Fuente: Adaptado - reglamento nacional de edificaciones. Norma E.060 de concreto armado.

2.2.5.2.3. Diseño de columnas

Las columnas son elementos estructurales que están sometidas principalmente a esfuerzos de flexo-compresión y cortante. Para la verificación se utiliza los diagramas de interacción, en los que se ubican las combinaciones respectivas.

El diseño de columnas se muestra en la figura N° 16, en el cual también se muestra las restricciones según el capítulo N° 21 de la norma de diseño en concreto armado, ya que los elementos se encuentran sometidos a carga sísmica, las disposiciones de este capítulo tienen como objetivo evitar fallas frágiles, brindando ductilidad en los elementos, la ductilidad se logra mediante el confinamiento, para las columnas se indica en los incisos 21.4.5 y 21.6.4 dependiendo el sistema estructural.

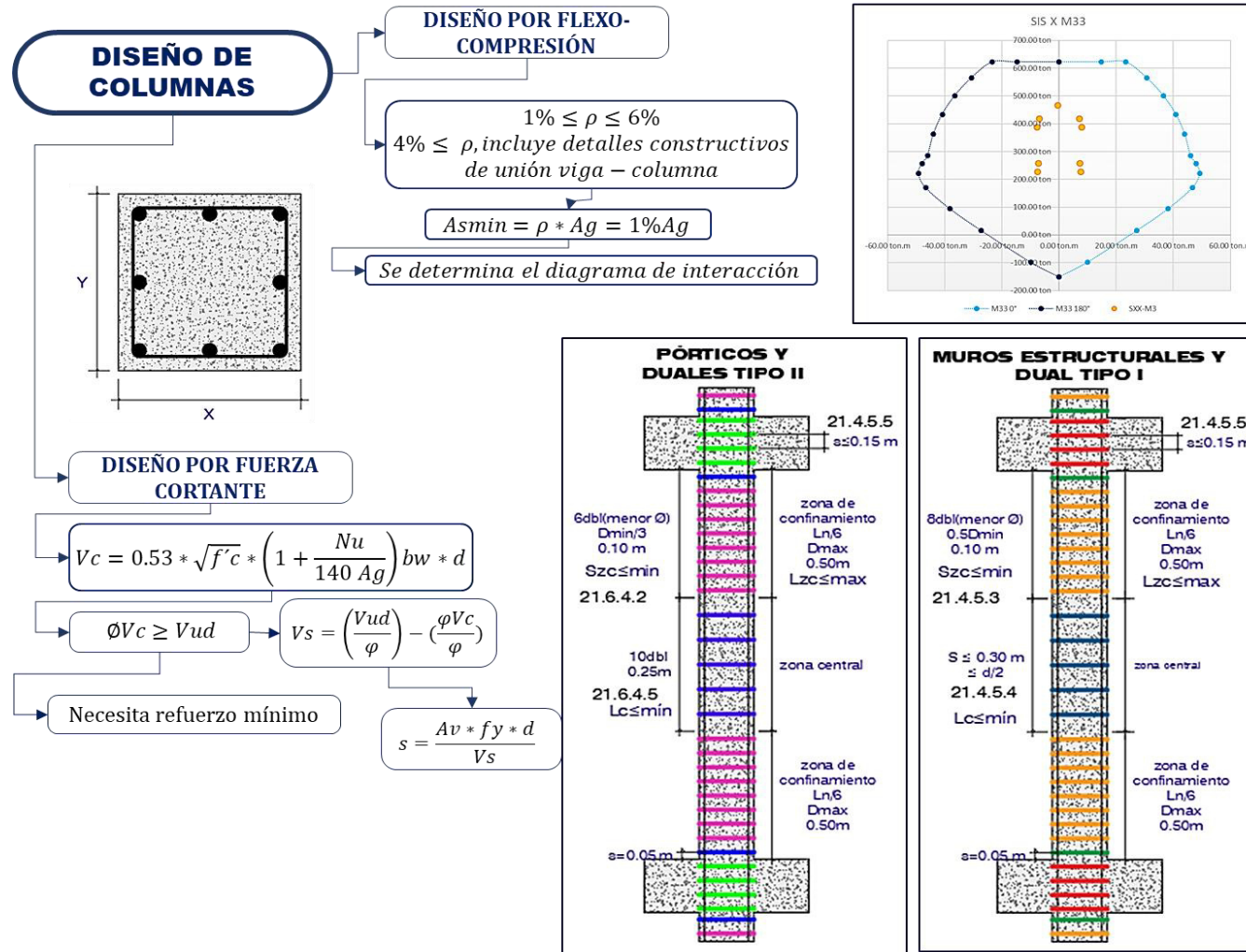
2.2.5.2.4. Diseño de placas

Las placas o muros estructurales de concreto armado son elementos verticales que

tienen una longitud apreciable con respecto a su espesor. La función principal de estos elementos es el de aportar rigidez lateral a la estructura y así soporte las fuerzas horizontales producidos por los sismos. El diseño de placas se muestra en la figura N° 17.

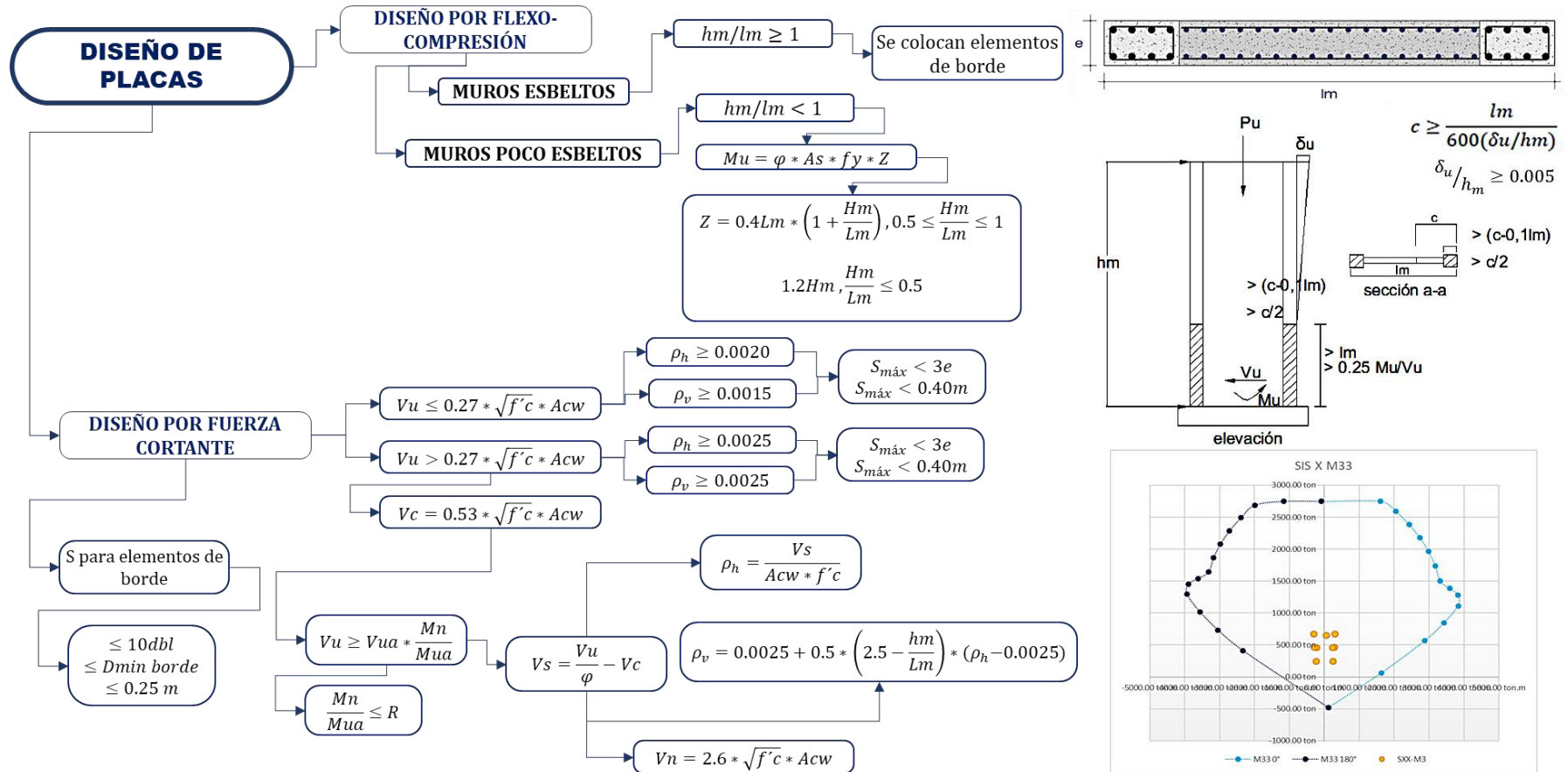
Las placas al estar sometidos por fuerzas de sismo se diseñan según el capítulo N° 21 de la norma de diseño en concreto armado, en el inciso 21.9 se muestran las disposiciones para diseño de muros de concreto armado.

Figura N° 16: Diseño de columnas.



Fuente: Adaptado - reglamento nacional de edificaciones. Norma E.060 de concreto armado.

Figura N° 17: Diseño de placas



Fuente: Adaptado - reglamento nacional de edificaciones. Norma E.060 de concreto armado.

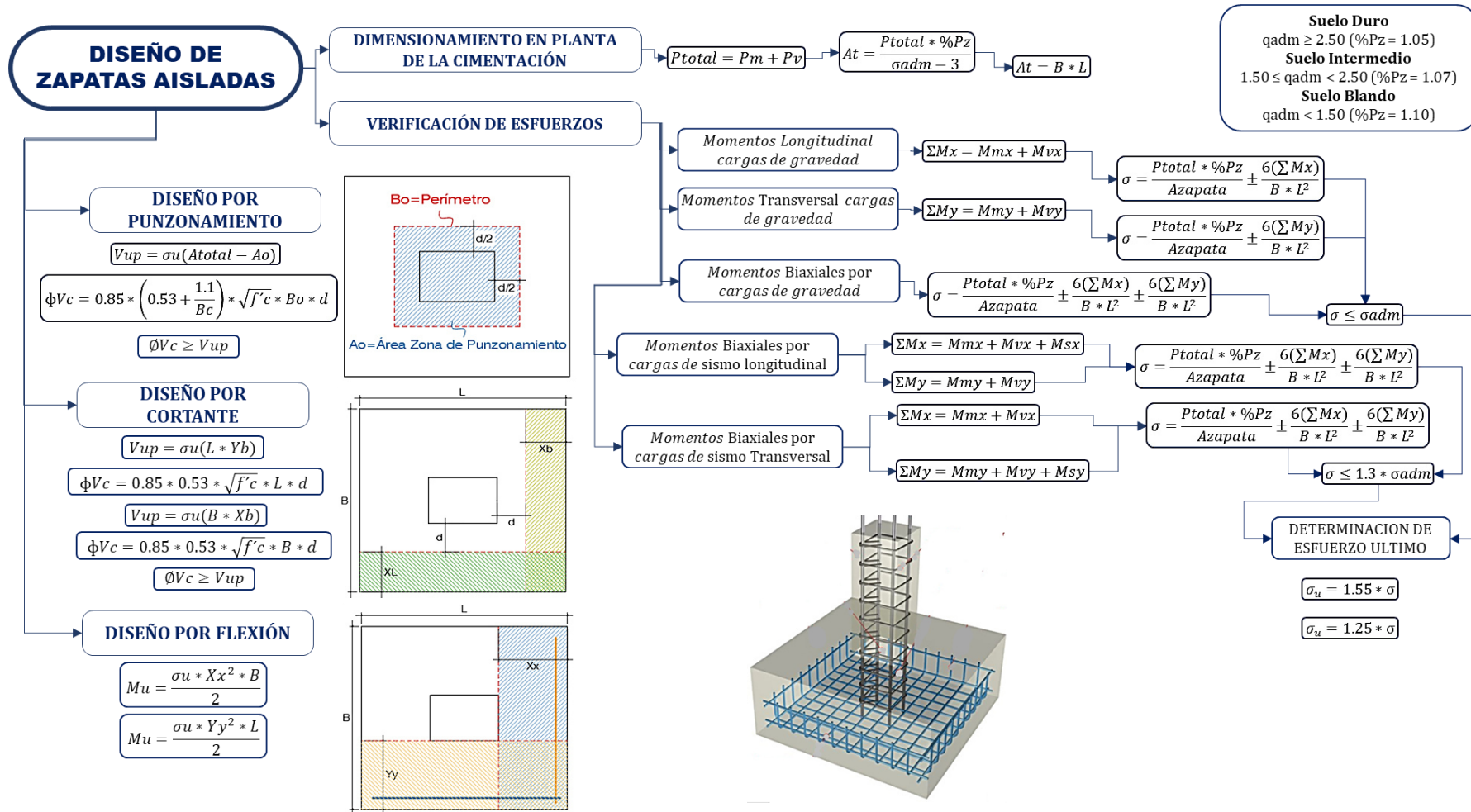
2.2.5.2.5. Diseño de cimentación

El diseño de la cimentación se realiza de la misma manera que otros elementos estructurales, es decir, se verifica requerimientos de los distintos tipos de esfuerzos actuantes. Para las cimentaciones se verifica por fuerza cortante, por punzonamiento y por flexión.

En el capítulo 15 de la norma E.060 se mencionan recomendaciones para las zapatas, asimismo en el artículo 15.2.4 se menciona que podrá considerarse un incremento del 30% en el valor de la presión admisible del suelo para los estados de cargas en los que intervengan cargas temporales, tales como sismo o viento y en el artículo 15.2.5 se menciona que las cargas temporales podrán reducirse al 80% de su magnitud.

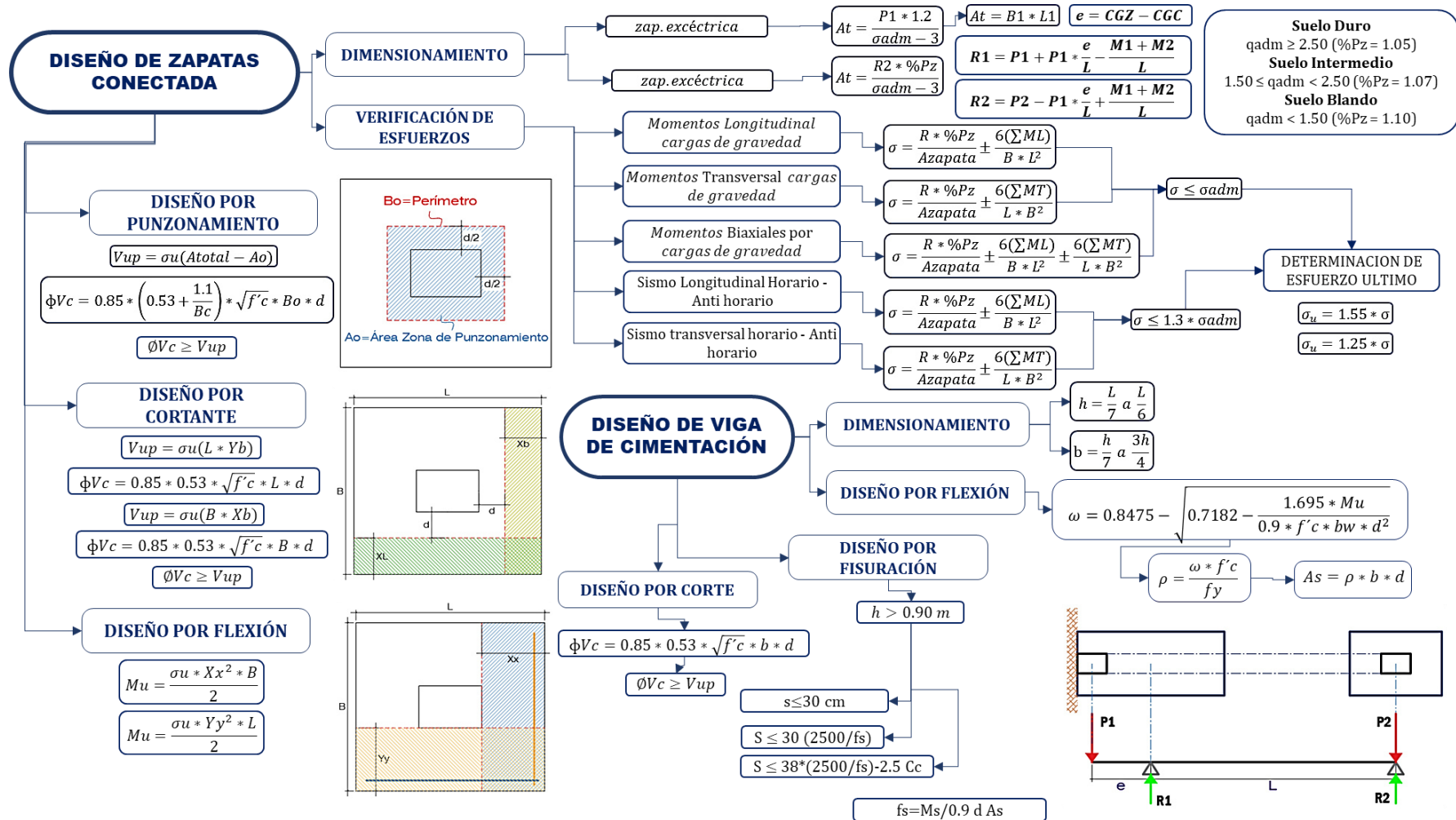
EL dimensionamiento de las cargas se realiza con cargas de servicio, luego se verifica que las presiones ejercidas sobre la zapata no sean mayores a las ejercidas por el suelo, luego se procede a diseñar verificando que cumpla el diseño por punzonamiento y cortante. El procedimiento para el diseño de zapatas aisladas se muestra en la figura N° 18 y el procedimiento para zapatas conectadas se muestra en la figura N° 19.

Figura N° 18: Diseño de cimentación – zapata aislada.



Fuente: Adaptado – diseño y construcción de cimentaciones. Antonio Blanco Blasco. Capítulos I y II.

Figura N° 19: Diseño de cimentación – zapata conectada.



Fuente: Adaptado – diseño y construcción de cimentaciones. Antonio Blanco Blasco. Capítulos IV.

2.2.6. ALBAÑILERÍA - NORMA E.070 DEL REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES

La norma E.070 del reglamento nacional de edificaciones, establece los requisitos y exigencias mínimas para el análisis, el diseño, los materiales de edificaciones de albañilería estructuradas principalmente por muros confinados y por muros armados.

2.2.6.1. Propiedades de la albañilería

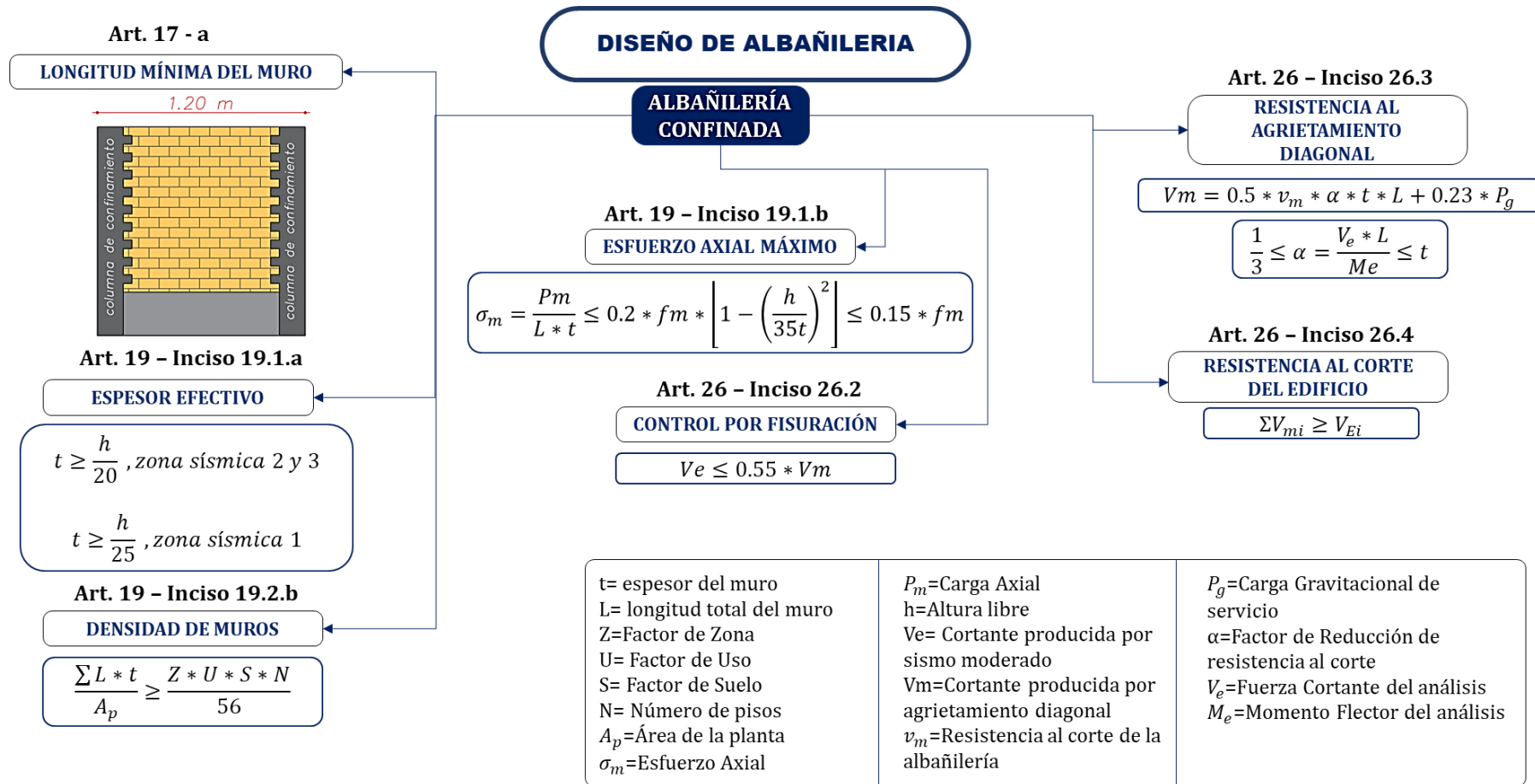
Las propiedades mecánicas para muros de albañilería industrial se muestran en la tabla N° 24.

Tabla N° 24: Propiedades de albañilería industrial

Albañilería Industrial		
Resistencia a la compresión	$f'_m =$	65 kg/cm ²
Modulo de Elasticidad	$E_m =$	32500.00 kg/cm ²
Módulo de Poisson	$\mu =$	0.25
Peso Volumétrico	$\gamma_m =$	1800 kg/m ³
Módulo de esfuerzo cortante	$G_m =$	13000.00 kg/cm ²
Resistencia a corte	$v_m =$	8.10 kg/cm ²

En la figura N° 20 se muestra los requisitos de diseño sísmico y verificaciones en los muros.

Figura N° 20: Diseño en albañilería.



Fuente: Adaptado - reglamento nacional de edificaciones. Norma E.070 de albañilería.

CAPÍTULO III

METODOLOGÍA

3.1. MÉTODO, TIPO Y NIVEL DE INVESTIGACIÓN

3.1.1. MÉTODO DE LA INVESTIGACIÓN

Para la investigación se usó como método general el cualitativo – cuantitativo, es cualitativo ya que a partir de la recolección de datos tomados del expediente técnico se evaluará la estructura y es cuantitativo ya que se realizará cálculos con el programa ETABS y se realizarán verificaciones matemáticas, basadas en los resultados obtenidos.

3.1.2. TIPO DE LA INVESTIGACIÓN

Según su finalidad la investigación es del tipo aplicada, debido a que se han aplicado todos los conocimientos teórico-prácticos adquiridos, para dar solución a las inconsistencias en el cálculo estructural de edificaciones para instituciones educativas. Este tipo de investigación pretende generar una alternativa de solución a todos los diseños de instituciones educativas, siendo como único beneficiario la sociedad.

3.1.3. NIVEL DE LA INVESTIGACIÓN

El nivel de investigación es descriptivo, ya que no se altera la realidad, solo se describe y evalúa.

3.2. ALCANCE DE LA INVESTIGACIÓN

El presente trabajo pretende realizar la evaluación del diseño estructural de un módulo de una institución educativa planteado en el expediente técnico de manera de corroborar si ésta se rige con los parámetros establecidos por el reglamento nacional de edificaciones.

3.3. POBLACIÓN Y MUESTRA

3.3.1. POBLACIÓN

La población está conformada por instituciones educativas del distrito de El Tambo, de la provincia de Huancayo, región Junín.

El año 2004 a nivel provincial existían 125 centros educativos, de los cuales el 22 % de nivel secundario, el 63 % nivel primario, 12 % nivel secundario y un 3 % nivel superior, de este total de centros educativos el 1 % corresponde al sector no público (particulares). (MDT, 2015)

3.3.2. MUESTRA

La muestra es no probabilística, en la cual la elección de los elementos no depende de la probabilidad, si no de las causas relacionadas con las características de la investigación o los propósitos del investigador. (Hernández Sampieri, 2014)

Para ello se ha tomado como muestra la estructura del módulo 1 del bloque A de la institución educativa 17 de setiembre del distrito de El Tambo - Huancayo – Junín.

3.4. DOCUMENTACIÓN PREVIA

Para el desarrollo de la investigación se cuenta con:

- Memoria de cálculo estructural.
- Planos de arquitectura y estructura de la edificación.
- Estudio de mecánica de suelos.

Del cual se verificará si la estructura y todos sus elementos fueron diseñados de manera adecuada, respetando la normativa vigente.

3.5. NORMAS EMPLEADAS

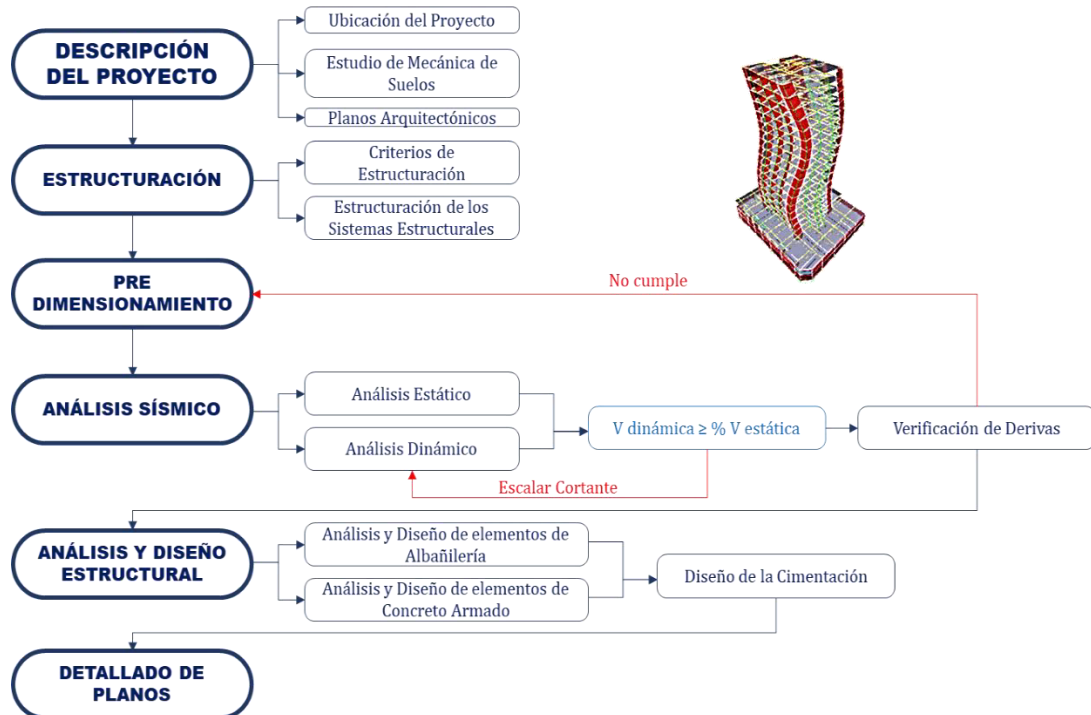
Para el análisis y diseño del proyecto se considera los siguientes documentos de referencia:

<i>NORMA</i>	<i>DESCRIPCIÓN</i>
<i>Norma Técnica de Edificaciones E.020</i>	Cargas
<i>Norma Técnica de Edificaciones E.030</i>	Diseño Sismorresistente
<i>Norma Técnica de Edificaciones E.050</i>	Suelos y Cimentaciones
<i>Norma Técnica de Edificaciones E.060</i>	Concreto Armado
<i>Norma Técnica de Edificaciones E.070</i>	Albañilería
<i>ACI 318SUS-14</i>	Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural

3.6. DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN

Para el diseño de la investigación se planteó una metodología a través de un diagrama de flujo que se muestra en la figura N° 21, en la cual se indica el proceso de diseño de la edificación.

Figura N° 21: Flujograma del diseño de investigación.



Fuente: Elaboración propia.

CAPÍTULO IV

ANÁLISIS DESCRIPTIVO DEL PROYECTO SEGÚN EL EXPEDIENTE TÉCNICO

4.1. GENERALIDADES

El siguiente capítulo tiene como objetivo describir la arquitectura y función del proyecto. En la figura N° 22 se muestra el módulo de la institución educativa construida en su primera etapa.

Figura N° 22: Vista del módulo 1 de la institución educativa.



Fuente: Recolección propia

4.2. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

4.2.1. UBICACIÓN

La institución educativa 17 de setiembre está ubicada en el Asentamiento humano Juan Parra del Riego en el distrito de El Tambo, provincia de Huancayo, región Junín. El terreno de la institución educativa 17 de setiembre está comprendido por un área total de 3,079.53 m².

4.2.2. ANTECEDENTES

La municipalidad distrital de El Tambo mediante informe técnico N° 030-2013-GPP de la oficina de programación de inversión (OPI) con fecha 17 de julio del 2013 declaró viable el perfil de inversión pública con código SNIP N° 255559 del proyecto denominado Mejoramiento, ampliación y puesta en operación de los servicios educativos de la IEP 17 de setiembre del AA.HH. Juan Parra Del Riego, distrito de El Tambo - Huancayo – Junín; el 07 de mayo del 2018 fue aprobado mediante Resolución Gerencial N° 478-2018-MDT el expediente técnico. En la figura N° 23 se muestra el ciclo del proyecto a nivel de pre inversión e inversión.

El estudio de suelos indica que se realizó en octubre de 2017 y la norma utilizada para los parámetros sísmicos es la E.030-2016; de la misma forma los parámetros sísmicos indicados en la memoria de cálculo pertenecen a la norma E.030-2016.

Figura N° 23: Línea de tiempo del proyecto.



Fuente: Recopilación propia

Figura N° 24: Memoria de cálculo de la institución educativa 17 de setiembre

PROYECTO: "MEJORAMIENTO, AMPLIACION Y PUESTA EN OPERACIÓN DE LOS SERVICIOS EDUCATIVOS DE LA I.E.P. 17 DE SETIEMBRE DEL AA. HH. JUAN PARRA DEL RIEGO, DISTRITO DE EL TAMBO - HUANCAYO - JUNIN"

1.- GENERALIDADES

Objetivo: La finalidad del presente documento es realizar el DISEÑO Y ANÁLISIS ESTRUCTURAL para el MEJORAMIENTO DE LA OFERTA DE LOS SERVICIOS EDUCATIVOS EN LA INSTITUCION EDUCATIVA 17 DE SETIEMBRE DEL AA HH JUAN PARRA DEL RIEGO.

Descripción de los trabajos: Se diseñarán los elementos estructurales de los siguientes Módulos:

- INFRAESTRUCTURA EDUCATIVA: Consta de los siguientes infraestructuras:
 - Módulo I: (Aulas, Depósito, Laboratorio, Centro de Recursos Tecnológicos).
 - Módulo II: (Escaleras)

10.1. PARAMETROS SISMORRESISTENTES

10.1.1. CATEGORIA DE LA EDIFICACION:
Categoría "A" por tratarse de una "INSTITUCIÓN EDUCATIVA".

10.1.2. PESO DE LA EDIFICACION
 $P = PCM + \alpha\% PCV$
 $\alpha = 50\%$ Para edificaciones de las categorías A y B
 $\alpha = 25\%$ Para edificaciones de la categoría C
 $\alpha = 80\%$ Para Depósitos de Almacenaje
 $\alpha = 25\%$ Para estructuras como TANQUES, SILOS y SIMILARES.
 Para el presente proyecto viene a ser:
 $P = PCM + 50\% PCV$

10.1.3. FACTOR DE ZONA (Z):
El territorio nacional se encuentra dividido en tres zonas, esta zonificación se basa en la distribución espacial de la sismicidad observada, las características generales de los movimientos sísmicos y la atenuación de éstos con la distancia epicentral, así como en información geotectónica.

ZONA	FACTOR Z(g)
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.10

El presente proyecto se encuentra ubicado en:

- Departamento : JUNIN
- Provincia : HUANCAYO
- Distrito : EL TAMBO
- Localidad : AA. HH. JUAN PARRA DEL RIEGO

Donde los factores a tomar son:

ZONA	FACTOR Z(g)
3	0.35

SISTEMA ESTRUCTURAL

SISTEMA ESTRUCTURAL	coeficiente de reducción R para estructuras regulares
Albañilería confinada	3 Dirección Y - Y
Concreto Armado - Pórticos	8 Dirección X - X

10.1.8. DESPLAZAMIENTOS:
El máximo desplazamiento relativo de entripso, calculado con el análisis estructural realizado con el ETABS V. 9.7, esta no deberá exceder la fracción de la altura de entripso que se indica:

Material Predominante	(l / hej)
Concreto Armado	0.007
Acero (*)	0.010
Albañilería	0.005
Madera	0.010

(*) Estos límites no son aplicables a naves industriales.

11.-ANÁLISIS SISMORRESISTENTE DE LA ESTRUCTURA
De acuerdo a los procedimientos señalados y tomando en cuenta las características de los materiales y cargas que actúan sobre la estructura e influyen en el comportamiento de la misma antes las sollicitaciones sísmicas, se muestra a continuación el análisis realizado para la obtención de estos resultados.

FACTOR DE USO (U):
Por el tipo de edificación el factor de uso es: **U=1.50**

10.1.5. FACTOR DE SUELO (S):

TIPO	DESCRIPCIÓN
S0	Roca dura
S1	Roca o suelo muy rígidos
S2	Suelos intermedios
S3	Suelos Blandos
S4	Condiciones excepcionales

Los Parámetros de Sitio (S, TP y TL): Deberá considerarse el tipo de perfil que mejor describa las condiciones locales, utilizándose los correspondientes valores del factor de amplificación del suelo S y de los periodos TP y TL dados en las Tablas N° 3 y N° 4.

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

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

Por el tipo de suelo que se cuenta los parámetros a tomar son (suelo flexible):

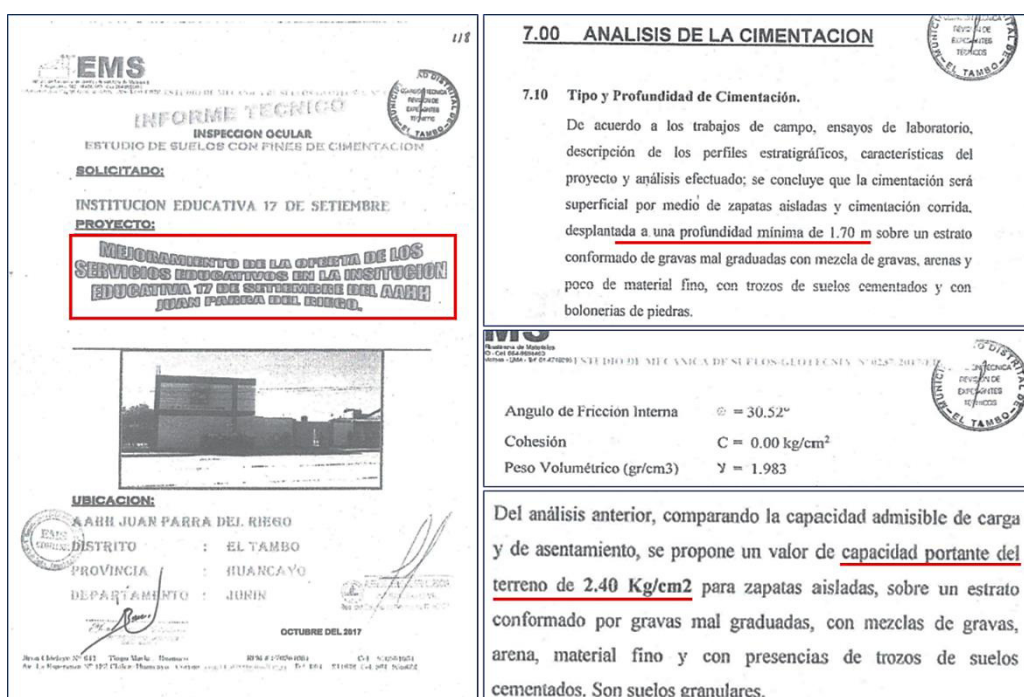
Fuente: Memoria de cálculo estructural del expediente técnico

La memoria de cálculo indica que el sistema estructural utilizado para la dirección "Y" es de albañilería confinada y para la dirección "X" es de pórticos de concreto armado; con lo que habría incompatibilidad en la dirección "X" ya que la norma E.030-2016 indica que para una edificación de categoría A2 perteneciente a la zona 3 no se permite el uso del sistema de pórticos

4.2.3. ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y CIMENTACIÓN

El suelo donde se ubica el proyecto según el EMS (estudio de suelos con fines de cimentación I.E. 17 de setiembre, El Tambo) está conformado por grava mal graduada con capacidad portante de 2.40 kg/cm², ángulo de fricción de 30.52 °, peso unitario de 1983 kg/m³ y una profundidad mínima de cimentación de 1.70 m. En la figura N° 25 se muestra capturas del estudio de mecánica de suelos.

Figura N° 25: Estudio de mecánica de suelos de la institución educativa 17 de setiembre.



Fuente: Estudio de mecánica de suelos del expediente técnico

Los parámetros sísmicos según el EMS son indicados en la figura N° 26, sin embargo, lo descrito en este estudio presenta incompatibilidades con la norma indicada en el mismo, ya que en la norma E.030-2016 indica que el distrito de El Tambo pertenece a zona 3 para lo cual le correspondería un factor de $Z=0.35$ y debido a que el parámetro S es dependiente del parámetro Z y a la vez los parámetros de periodo dependen del parámetro S, los valores indicados difieren de lo contemplado en la norma, de la misma manera el suelo por tener una capacidad portante de 2.4 kg/cm² y según lo indicado en la tabla N° 8 el suelo pertenece al perfil de suelo tipo S2.

Figura N° 26 Parámetros sísmicos según el estudio de mecánica de suelos de la institución educativa 17 de setiembre.

2.30. Sismicidad
 El suelo en estudio se encuentra en la zona II según el mapa de zonificación sísmica del Perú, de acuerdo a las normas de diseño sísmo-resistente de reglamento nacional de construcción.
 Las esfuerzos sísmicas horizontales se pueden calcular de acuerdo a la siguiente relación:

[Handwritten signature]

Nº 011 Tingo María - Huancayo RIM #07061004 Cot. 820351001
 Avda N° 127 Chabu-Huancayo Correo 1011 20180 Huancayo Tel. 094- 211638 041 961-336822

EMS
ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS-GEOTECNIA N° 0237-2014-I.P.

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

Donde:
 S = Factor Suelo
 Ts = Periodo Predominante
 Z = Factor de Zona

Sector	S	Ts	Z(g)
I.E.P. 17 de Setiembre	1.4	0.90	0.29

108

EMS
ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS-GEOTECNIA N° 0237-2014-I.P.

$H = \frac{Z \times U \times S \times C}{R_d} \times P$

Donde S es el factor de suelo con un valor de 1.4 para un periodo predominante de Ts = 0.9 seg. Y un valor Z= 0.29

MAPA DE ZONIFICACIÓN SÍSMICA

DECRETO SUPREMO N° 003-2016-VIVIENDA
DECRETO SUPREMO QUE MODIFICA LA NORMA TÉCNICA E.030 "DISEÑO SISMORRESISTENTE" DEL REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES, APROBADA POR DECRETO SUPREMO N° 011-2008-VIVIENDA, MODIFICADA CON DECRETO SUPREMO N° 002-2014-VIVIENDA.

- La Institución Educativa Pública 17 de Setiembre, se encuentra ubicada en la zona II del mapa de Zonificación Sísmica del Perú, para la determinación de la fuerza sísmica horizontal se empleará un factor de suelo S con un valor de 1.4 para un periodo predominante de Ts= 0.9 seg. y un valor Z= 0.29.

[Handwritten signature]

Fuente: Estudio de mecánica de suelos

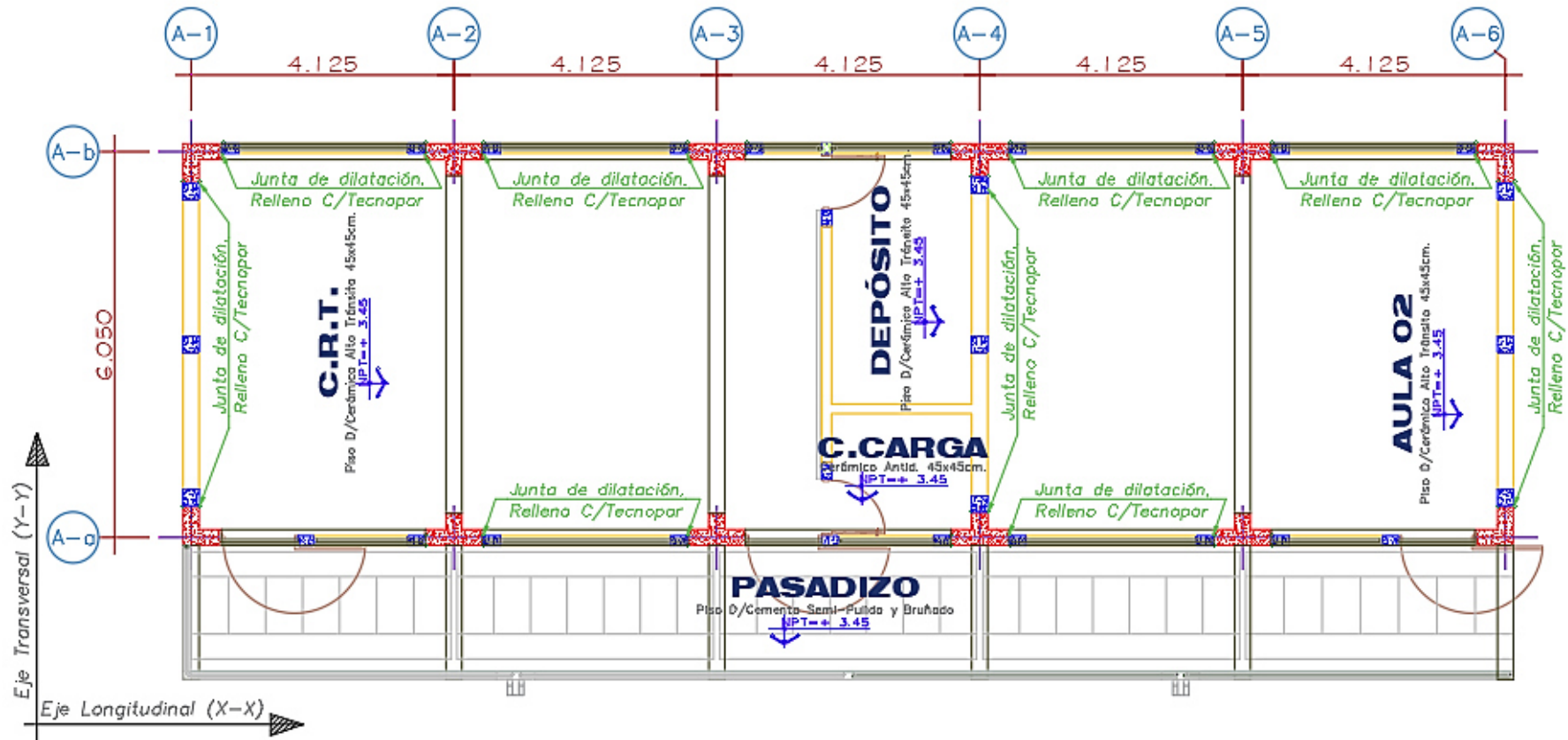
4.2.4. PLANOS ARQUITECTÓNICOS

El presente estudio analiza el módulo 1 del bloque A:

- **Módulo I:** Aulas, depósito, laboratorio, centro de recursos tecnológicos.

En la figura N° 27 se muestra el plano arquitectónico del segundo nivel.

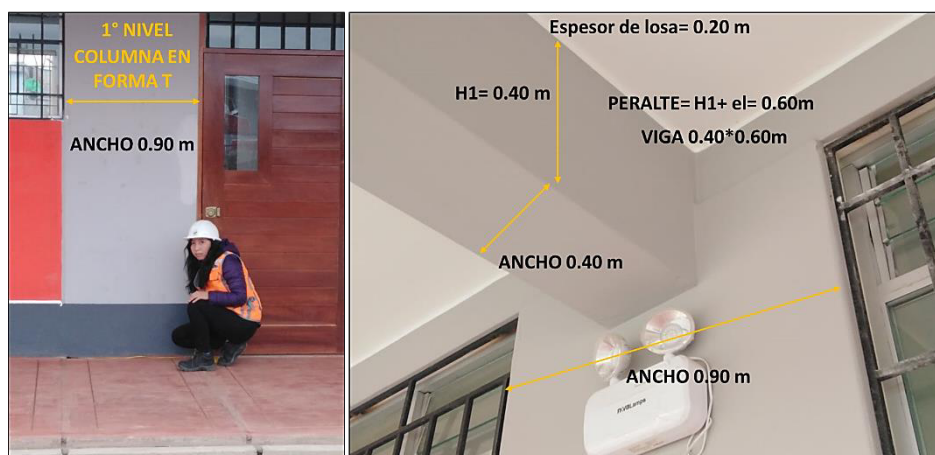
Figura N° 27: Planta de arquitectura del segundo nivel



Fuente: Expediente técnico – institución educativa 17 de setiembre

En la figura N° 28 se muestra fotos tomadas a los elementos que componen la estructura donde se observa las medidas de las columnas y vigas tienen las dimensiones indicadas en los planos.

Figura N° 28: Foto de la institución educativa.



Fuente: Recolección propia

En la figura N° 29 se muestra fotos tomadas a las juntas de tecnopor lo cual genera que la albañilería se encuentra aislada, trabajando como tabiquería y no como un elemento que aporte rigidez.

Figura N° 29: Foto de la institución educativa.



Fuente: Recolección propia

En la figura N° 30 se aprecia las columnas construidas en ambas direcciones por lo que el sistema estructural seria de pórticos de concreto armado. Así mismo se muestra las zapatas ubicadas en el perímetro no presentan vigas de conexión. Por el proceso constructivo mostrado el sistema en ambas direcciones es de pórticos, en ninguna dirección se observa el sistema de albañilería.

Figura N° 30: Foto de la institución educativa.



Fuente: Adaptado INFOBRAS – galería - ficha resumen de la obra 089492

https://apps.contraloria.gob.pe/ciudadano/wfm_obras_mostrar_1.a_spx?ID=Ynjoe.

En la figura N° 31 se aprecia las columnas construidas en ambas direcciones y las juntas de tecnopor aislando las tabiquerías.

Figura N° 31: Foto de la institución educativa.



Fuente: Adaptado INFOBRAS – galería - ficha resumen de la obra 089492

https://apps.contraloria.gob.pe/ciudadano/wfm_obras_mostrar_1.aspx?ID=Ynjoe.

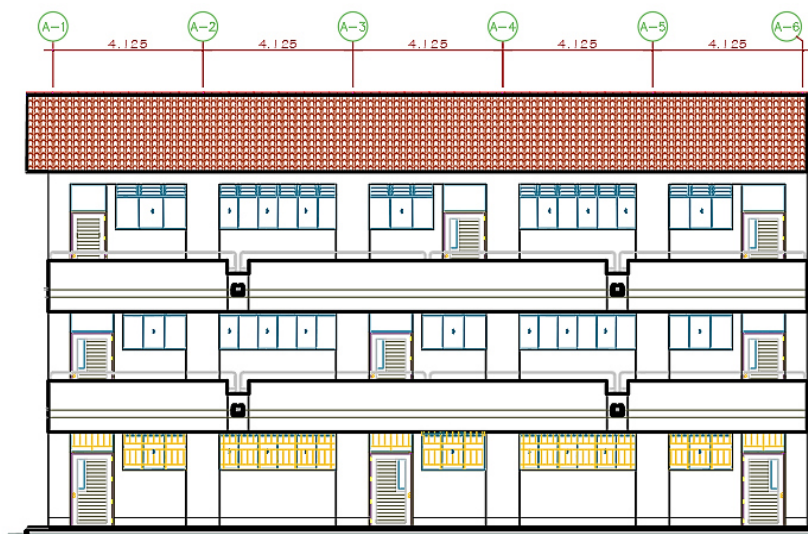
CAPÍTULO V

EVALUACIÓN DEL DISEÑO ESTRUCTURAL SEGÚN EL EXPEDIENTE TÉCNICO

5.1. GENERALIDADES

El capítulo tiene como objetivo evaluar el diseño concebido en los planos del expediente técnico para una estructura esencial, analizando los resultados mostrados en la memoria de cálculo, determinando si estos satisfacen los parámetros establecidos por la norma peruana de diseño sismorresistente, para ello se seguirá el procedimiento planteado en la figura N° 21.

Figura N° 32: Elevación frontal de la institución educativa – expediente técnico.



Fuente: Expediente técnico – institución educativa 17 de setiembre.

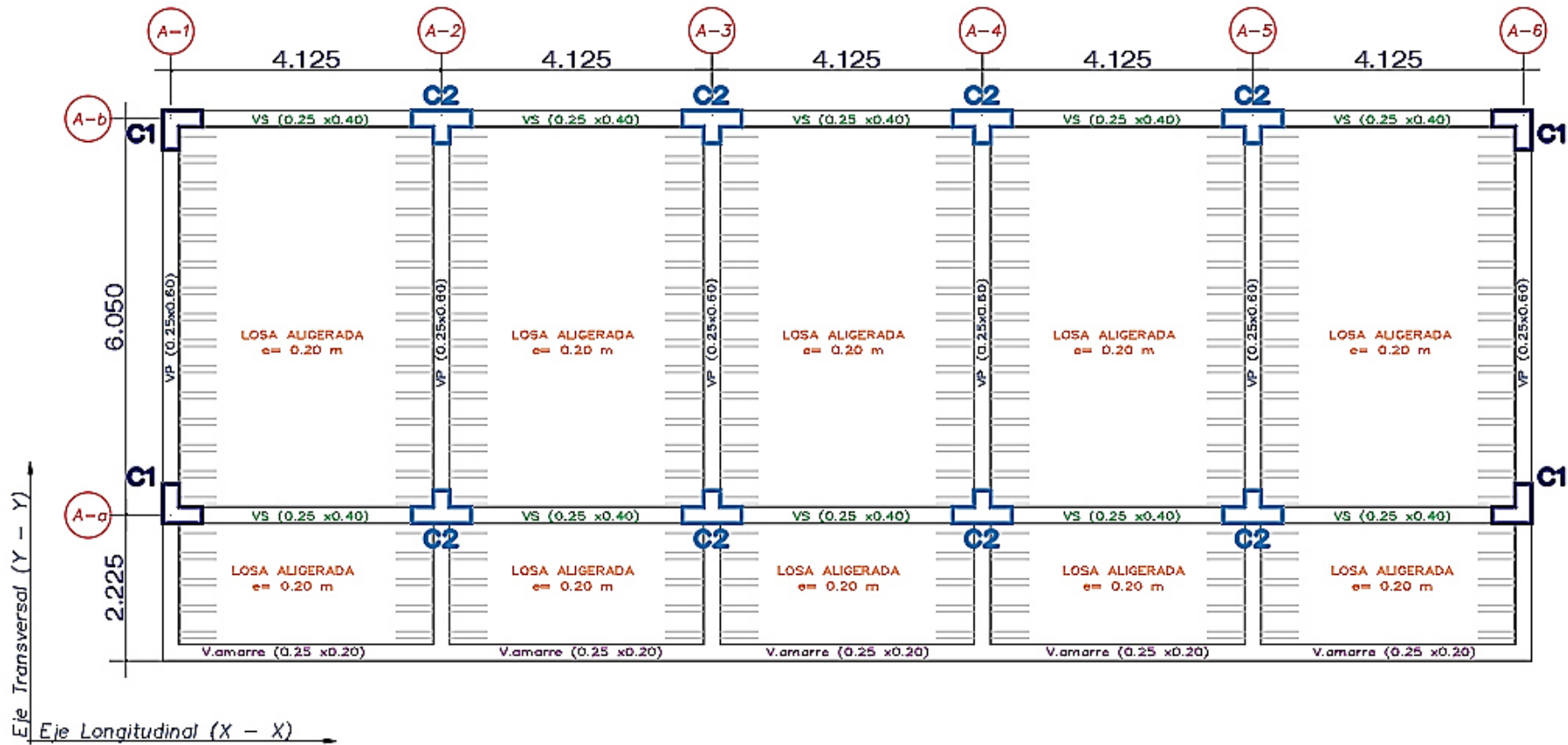
5.2. ESTRUCTURACIÓN

De acuerdo a los planos de estructuras, se describe la estructuración del expediente técnico.

- La estructuración se basa en un sistema de pórticos, dispuestos en las dos direcciones, el sistema no puede ser considerado como albañilería ya que los elementos de albañilería están aislados por lo que estarían trabajando como tabiquería.
- Los elementos que aportan rigidez son las columnas, se presenta dos tipos, columna en L de 0.60 x 0.60 m y columna en T de 0.90 x 0.50 m.
- Las losas son del tipo aligerado unidireccional de un espesor de 0.20 m.
- Las vigas en la dirección longitudinal (X - X) presentan una sección de 0.25x0.40 m y en la dirección transversal (Y - Y) presentan una sección de 0.25x0.60 m.
- Zapatas aisladas céntricas de 2.20 x 1.50 m y zapatas aisladas excéntricas de 2.00 x 2.00 m y de 2.40 x 1.60 m.
- No se utiliza vigas de cimentación para las zapatas excéntricas.
- Se emplea concreto de $f'c$ de 210 Kg/cm² en los elementos estructurales.

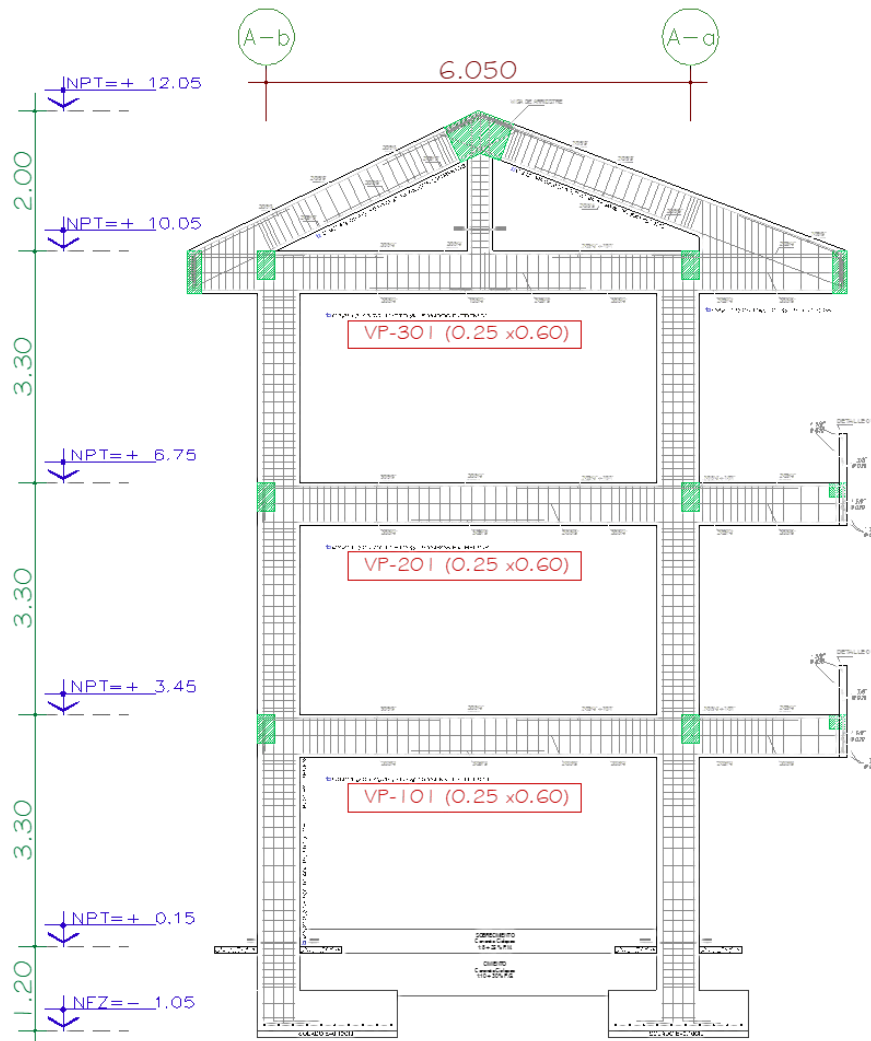
La figura N° 33 y figura N° 34 muestra la estructuración descrita anteriormente en planta y elevación.

Figura N° 33: Estructuración del segundo piso.



Fuente: Expediente técnico – institución educativa 17 de setiembre

Figura N° 34: Elevación de pórtico 1



Fuente: Expediente técnico – institución educativa 17 de setiembre

5.3. ANÁLISIS SÍSMICO DE LA EDIFICACIÓN

Para la evaluación de la edificación del proyecto se realizó un análisis estático y análisis dinámico modal espectral.

5.3.1. PARÁMETROS SÍSMICOS

Los parámetros necesarios para realizar el análisis sísmico estático de la edificación en estudio vienen dados por la norma E.030 de diseño sismorresistente. Los valores para la edificación planteada se muestran en la tabla N° 25.

Tabla N° 25: Parámetros sísmicos – según planos del expediente técnico.

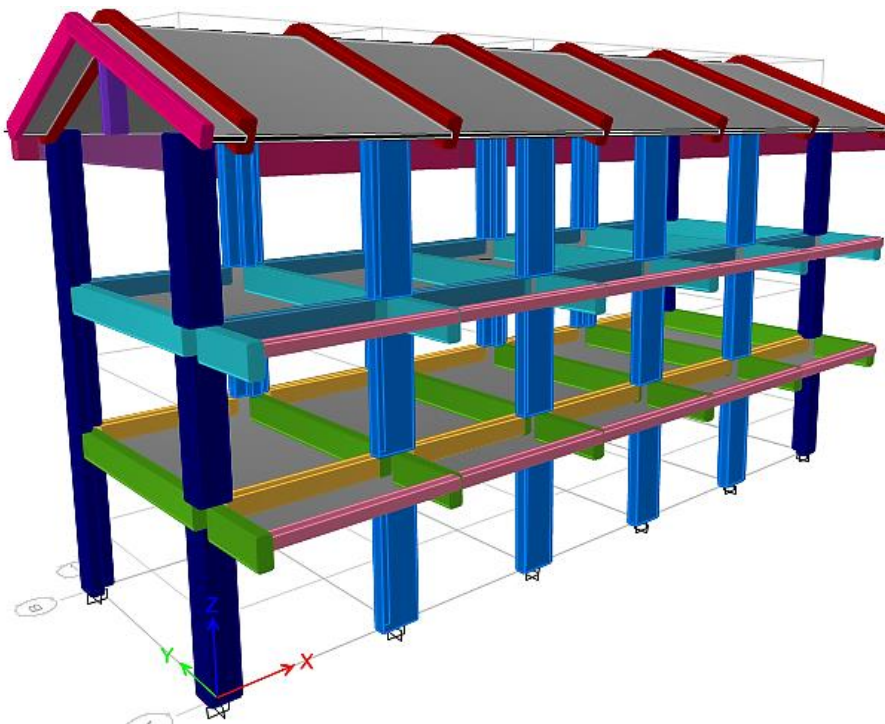
PARÁMETROS SÍSMICOS	
<i>Factor de Zona</i>	Z=0.35 (Zona 3)
<i>Factor de Uso</i>	U=1.5 (Categoría A2)
<i>Factor de Suelo</i>	S=1.15 (S2- Suelo Intermedio)
<i>Periodo que define la plataforma de Espectro</i>	$T_p = 0.6$ $T_L = 2$
<i>Factor Básico de Reducción Sísmica</i>	$R_{ox}=8$ (Porticos) $R_{oy}=8$ (Porticos)

Según la norma E.030 de diseño sismorresistente para una edificación de categoría A2 perteneciente a la zona 3 no se permite el uso del sistema de pórticos.

5.3.2. MODELADO DE LA EDIFICACIÓN EN ETABS

El modelado de la edificación se efectuó en el software ETABS 16.2.1, empleando el método tridimensional. El modelo de la edificación se presenta en la figura N° 35.

Figura N° 35: Modelado de la edificación.



Fuente: Elaboración propia

5.3.2.1. Periodos y modos de vibración

Se consideran tres grados de libertad dinámicos por piso, teniendo 9 modos de vibración en total. De acuerdo a la norma E.030 (2016), en cada dirección de análisis se considerará la participación de los modos cuya suma de masas participativas sea mayor o igual al 90%, pero mínimamente se tomarán los tres primeros modos. Los resultados que se presentan en la tabla N° 26 se obtuvieron del software.

Tabla N° 26: Modos y periodos de vibración – expediente técnico.

MODOS Y PERIODOS DE VIBRACIÓN						
<i>Caso</i>	<i>Modo</i>	<i>Period seg</i>	<i>UX</i>	<i>UY</i>	<i>Sum UX</i>	<i>Sum UY</i>
Modal	1	0.512	0.000	0.882	0.000	0.882
Modal	2	0.446	0.845	0.020	0.845	0.902
Modal	3	0.429	0.025	0.000	0.870	0.903
Modal	4	0.145	0.000	0.073	0.870	0.975
Modal	5	0.125	0.058	0.000	0.928	0.975
Modal	6	0.122	0.031	0.000	0.959	0.975
Modal	7	0.080	0.000	0.022	0.959	0.998
Modal	8	0.068	0.008	0.002	0.967	1.000
Modal	9	0.058	0.033	0.000	1.000	1.000

5.3.2.2. Análisis estático

Del cuadro anterior se obtiene los periodos para cada dirección:

$$T_X = 0.446 \text{ seg.}$$

$$T_Y = 0.512 \text{ seg.}$$

Del inciso 2.2.5 se cumple la ecuación:

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

Por lo tanto:

$$C_X = 2.5$$

$$C_Y = 2.5$$

En el inciso 2.2.3.7 indica que el valor R depende de los factores de irregularidad, como se puede observar no se presentan discontinuidades de diafragma, ni discontinuidades de altura, para un primer análisis se

considera ambos factores con el valor de 1, luego se verificará la irregularidad de masa, rigidez, resistencia y torsión.

En las tablas N° 27, N° 28, N° 29 y N° 30 se muestran los resultados de las verificaciones de irregularidad de masa, rigidez, resistencia y torsión respectivamente.

Tabla N° 27: Verificación de irregularidad de masa– según planos del expediente técnico.

MASA X e Y				IRREGULARIDAD DE MASA			
Piso	Caso de Carga	P	Peso por Nivel	$1.5^*(P_{i-1})$	Ia	$1.5^*(P_{i+1})$	Ia
		tonf	ton				
TECHO 3	PESO 100%CM+50%CV	205.12	205.12	270.52	Regular		
TECHO 2	PESO 100%CM+50%CV	385.46	180.35	271.99	Regular	307.67	Regular
TECHO 1	PESO 100%CM+50%CV	566.79	181.32			270.52	Regular

No presenta irregularidad de masa ya que los pesos no son mayores en 1.5 a los pesos adyacentes.

Tabla N° 28: Verificación de irregularidad de rigidez– según planos del expediente técnico.

RIGIDEZ X-X						IRREGULARIDAD DE RÍGIDEZ			
Piso	Desp sup	Desp inf	Desp X	h	Dist.	$1.4^*(\beta_{i+1})$	Ia	$\frac{1.25^*(\beta_{i+1} + \beta_{i+2} + \beta_{i+3})}{3}$	Ia
	m	m	m	m	Entrep.				
TECHO 3	0.01478	0.00922	0.00556	5.30	0.0010				
TECHO 2	0.00922	0.00442	0.00480	3.30	0.0015	0.0015	Regular		
TECHO 1	0.00442	0.00000	0.00442	3.90	0.0011	0.0020	Regular		

RIGIDEZ Y-Y						IRREGULARIDAD DE RÍGIDEZ			
Piso	Desp sup	Desp inf	Desp Y	h	Dist.	$1.4^*(\beta_{i+1})$	Ia	$\frac{1.25^*(\beta_{i+1} + \beta_{i+2} + \beta_{i+3})}{3}$	Ia
	m	m	m	m	Entrep.				
TECHO 3	0.02035	0.01256	0.00779	5.30	0.0015				
TECHO 2	0.01256	0.00627	0.00629	3.30	0.0019	0.0021	Regular		
TECHO 1	0.00627	0	0.00627	3.90	0.0016	0.0027	Regular		

No presenta irregularidad de rigidez ya que las distorsiones de entrepiso en ambas direcciones no son mayores a 1.4 las distorsiones del piso superior.

Tabla N° 29: Verificación de irregularidad de resistencia– según planos del expediente técnico.

RESISTENCIA EN X				IRREGULARIDAD DE RESISTENCIA	
Piso	Caso de Carga	VX tonf	VY tonf	$0.80^*(Vi+1)$	Ia
TECHO 3	SDXX Max	30.66	0.87		
TECHO 2	SDXX Max	75.58	1.39	24.52	Regular
TECHO 1	SDXX Max	90.82	1.49	60.46	Regular

RESISTENCIA EN Y				IRREGULARIDAD DE RESISTENCIA	
Piso	Caso de Carga	VX tonf	VY tonf	$0.80^*(Vi+1)$	Ia
TECHO 3	SDYY Max	0.80	28.47		
TECHO 2	SDYY Max	1.15	75.67	22.78	Regular
TECHO 1	SDYY Max	1.49	92.98	60.53	Regular

No presenta irregularidad de resistencia ya que las cortantes en ambas direcciones son mayores al 80% de la fuerza cortante del piso inmediato superior.

Tabla N° 30: Irregularidad torsional– según planos del expediente técnico.

TORSION X - X					IRREGULARIDAD TORSIONAL	
Piso	Caso de Carga	Diafragma	Max Deriva	Deriva CM	$\Delta_{\text{máx}}/\Delta_{\text{CM}} > 1.2$	Ip
TECHO 2	SDXX Max	Diaph D2 X	0.00134	0.00133	1.005	Regular
TECHO 1	SDXX Max	Diaph D1 X	0.00099	0.00097	1.015	Regular

TORSION Y - Y					IRREGULARIDAD TORSIONAL	
Piso	Caso de Carga	Diafragma	Max Deriva	Deriva CM	$\Delta_{\text{máx}}/\Delta_{\text{CM}} > 1.2$	Ip
TECHO 2	SDYY Max	Diaph D2 Y	0.00213	0.00181	1.178	Regular
TECHO 1	SDYY Max	Diaph D1 Y	0.00187	0.00158	1.187	Regular

No presenta irregularidad de torsión ya que la relación entre la deriva máxima y la deriva promedios no excede de 1.2.

Se puede verificar que la estructura no presenta irregularidades en planta y tampoco irregularidades en altura.

En la Tabla N° 31 se muestra la cortante estática.

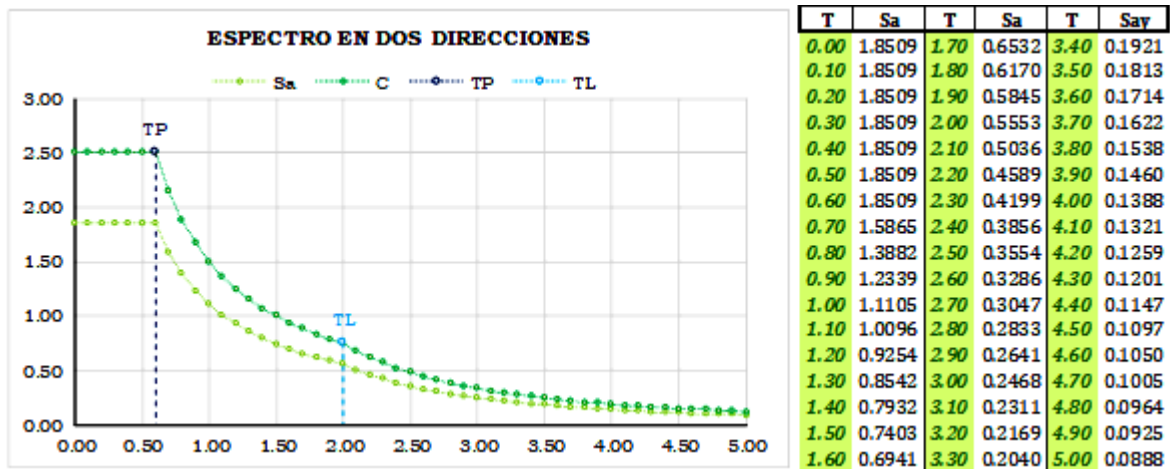
Tabla N° 31: Cortante estática– según planos del expediente técnico.

SISMO ESTÁTICO			
Piso	Caso de Carga	VX	VY
		tonf	tonf
BASE	SESTx	-104.07	0.00
BASE	SESTy	0.00	-104.07

5.3.2.3. Análisis dinámico

En la figura N° 36 se muestra el espectro y espectro reducido para el análisis dinámico, es el mismo para ambas direcciones por tener los mismos coeficientes sísmicos.

Figura N° 36: Espectro en ambas direcciones– según planos del expediente técnico.



En la Tabla N° 32 se muestra la cortante dinámica.

Tabla N° 32: Cortante dinámica– según planos del expediente técnico.

SISMO DINÁMICO			
Piso	Caso de Carga	VX	VY
		tonf	tonf
BASE	SDx Max	90.82	1.49
BASE	SDy Max	1.49	92.98

5.3.2.4. Verificación de rigidez lateral

Del análisis realizado, las derivas de entrepiso máximas son las que se presentan en las tablas N° 33 y N° 34 para las direcciones longitudinal X-X y transversal Y-Y respectivamente. Al ser un sistema de pórticos de concreto armado la deriva inelástica debe ser menor a 0.007.

Tabla N° 33: Derivas inelásticas dirección X– según planos del expediente técnico.

DERIVA XX									
Piso	Desp. Sup.	Desp. Inf.	Diferencia	Z	Deriva	Regular	Deriva	Deriva	Cumple
	m	m	m	m	Elástica	0.75R	Inelástica	Máx Perm	$\Delta < \Delta_{perm}$
TECHO 3	0.01191	0.00828	0.00363	5.30	0.00069	6	0.00411	0.007	Cumple
TECHO 2	0.00828	0.00385	0.00443	3.30	0.00134	6	0.00805	0.007	No Cumple
TECHO 1	0.00385	0.00000	0.00385	3.90	0.00099	6	0.00592	0.007	Cumple

Tabla N° 34: Derivas inelásticas dirección Y– según planos del expediente técnico.

DERIVA YY									
Piso	Desp. Sup.	Desp. Inf.	Diferencia	Z	Deriva	Regular	Deriva	Deriva	Cumple
	m	m	m	m	Elástica	0.75R	Inelástica	Máx Perm	$\Delta < \Delta_{perm}$
TECHO 3	0.01842	0.01432	0.00409	5.30	0.00077	6	0.00464	0.007	Cumple
TECHO 2	0.01432	0.00731	0.00702	3.30	0.00213	6	0.01276	0.007	No Cumple
TECHO 1	0.00731	0.00000	0.00731	3.90	0.00187	6	0.01124	0.007	No Cumple

Figura N° 37: Derivas en la dirección longitudinal X-X – según planos del expediente técnico.

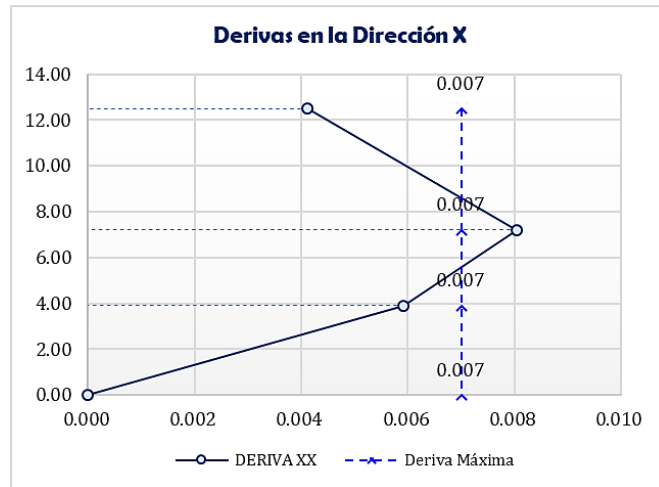
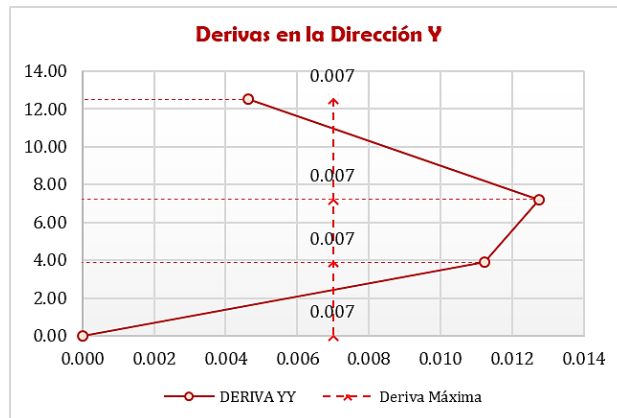


Figura N° 38: Derivas en la dirección transversal (Y-Y) – según planos del expediente técnico.



Como se puede observar en las figuras N° 35 y N° 36 las derivas sobrepasan el límite permisible.

Al no cumplir con las derivas máximas permisibles se debería rigidizar la estructura antes de continuar con el diseño de elementos sin embargo se realizará una verificación para verificar si el diseño realizado es correcto.

Para el diseño se determina la carga sísmica de diseño la cual se determina del producto de la cortante dinámica con un factor de escala.

El factor de escala para estructuras regulares se determina, si el cociente de la cortante dinámica entre la cortante estática en la base por lo menos el 80%, el valor del factor de escala será 1, si es menor al 80% el factor se obtendrá dividiendo el porcentaje obtenido entre el 80%. En la tabla N° 35 se muestra el cálculo del factor de escala para la estructura.

Tabla N° 35: Factor de escala de diseño – según planos del expediente técnico.

FACTOR DE ESCALA DISEÑO:		
Dirección	X	Y
V estática=	104.07	104.07
V Dinámica=	90.82	92.98
V din. /V est. =	0.87	0.89
Configuración=	Regular	Regular
Cociente min. =	0.80	0.80
Factor (fx) =	1.00	1.00

5.4. DISEÑO EN CONCRETO ARMADO

Se procede a verificar si el acero colocado en los elementos estructurales son los adecuados.

5.4.1. DISEÑO DE LOSA ALIGERADA

Según los planos se considera una losa aligerada de 0.20 m, el procedimiento de diseño se muestra en la figura N° 13. Para su diseño se considera solo cargas de gravedad, en la tabla N° 36 se muestra las cargas para el metrado de la losa ubicada en el volado.

Tabla N° 36: Cargas.

CARGA MUERTA	
Peso propio=	300.00 Kg/m ²
Acabados=	100.00 Kg/m ²
CARGA VIVA	
S/C=	400.00 Kg/m ²

En la figura N° 39 se muestra el diagrama de fuerza cortante el cual sirve para el diseño por corte y en la figura N° 40 se muestra el diagrama de momento flector el cual sirve para el diseño por flexión.

Los aceros que se utilizarán en el diseño son los que se obtuvieron en los planos para hacer una verificación si los aceros colocados son los adecuados.

Para el diseño por corte se sigue el procedimiento indicado en la figura N° 10, donde se indica que el valor de la cortante último de diseño se obtiene a una distancia “d” de la cara del apoyo, en el caso de no cumplirse se utilizará ensanches en las viguetas. En la tabla N° 37 se muestra el diseño por corte.

Figura N° 39: Diagrama de fuerza cortante última – losa aligerada – pasadizo (ton)

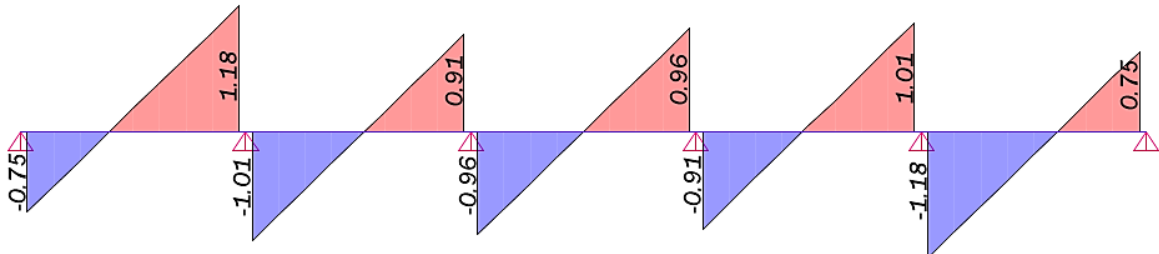


Tabla N° 37: Verificación diseño por corte – losa aligerada.

DISEÑO POR CORTE					
Vc(10)	$\phi Vc(10)$	$1.1\phi Vc(10)$	Vu	Vud	$Vud > 1.1\phi Vc$
ton	ton	ton	ton	ton	
1.31	1.11	1.22	1.18	1.09	No hay Ensanche

Para el diseño por flexión se sigue el procedimiento indicado en la figura N° 12. En la tabla N° 38 se muestra el diseño por flexión.

Figura N° 40: Diagrama de momento flector último – losa aligerada – pasadizo (ton.m)

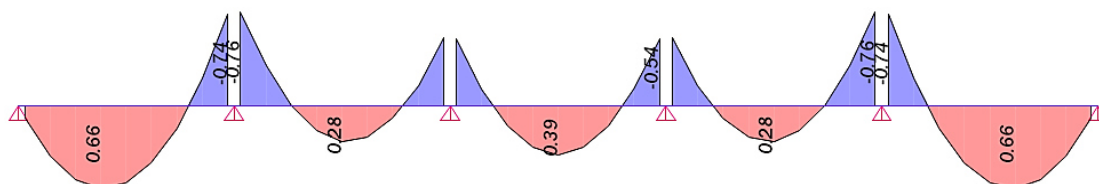


Tabla N° 38: Verificación diseño por flexión

DISEÑO POR FLEXIÓN							
M_u ton.m	ω	ρ	$A_s \text{ req}$ cm ²	$A_s \text{ mín}$ cm ²	$A_s \text{ col}$ cm ²	ϕM_n ton.m	Verif.
0.76	0.1530	0.0076	1.30	0.82	1 Ø 3/8" + 1 Ø 1/2" = 2.00 cm ²	1.11	Cumple
0.54	0.1055	0.0053	0.90	0.82	1 Ø 3/8" + 1 Ø 1/2" = 2.00 cm ²	1.11	Cumple
0.66	0.0308	0.0015	1.05	0.41	1 Ø 1/2" = 1.29 cm ²	0.81	Cumple
0.28	0.0129	0.0006	0.44	0.41	1 Ø 1/2" = 1.29 cm ²	0.81	Cumple
0.39	0.0181	0.0009	0.61	0.41	1 Ø 1/2" = 1.29 cm ²	0.81	Cumple

Para el diseño del acero de temperatura se sigue el procedimiento indicado en la figura N° 12, la función del acero de temperatura es el de resistir los esfuerzos por contracción y temperatura presentes en el techo. En la tabla N° 39 se muestra la verificación el diseño del acero de temperatura.

Tabla N° 39: Verificación diseño por acero de temperatura – losa aligerada.

ACERO DE TEMPERATURA							
b cm	e cm	ρ	$A_s \text{ req}$ cm ²	$\phi \text{ col}$	$A_s \text{ col}$ cm ²	s cm	$A_s \text{ col}$ cm ²
100	5	0.0018	0.90	1/4	0.32	35.19	Ø1/4" @ 0.30 m

5.4.2. DISEÑO DE VIGAS

Se presentará el diseño de la viga de 0.25 m x 0.60 m, el procedimiento de diseño se muestra en la figura N° 15.

En la figura N° 41 se muestra el diagrama de momento flector el cual sirve para el diseño por flexión y en la figura N° 42 se muestra el diagrama de fuerza cortante el cual sirve para el diseño por corte.

Los aceros que se utilizarán en el diseño son los que se obtuvieron de los planos, de esta manera se verificará que los aceros colocados sean los adecuados.

Para el diseño por flexión se sigue el procedimiento indicado en la figura N° 15. En la tabla N° 40 se muestra el diseño por flexión.

Figura N° 41: Diagrama de momento flector máximo en viga (ton.m)

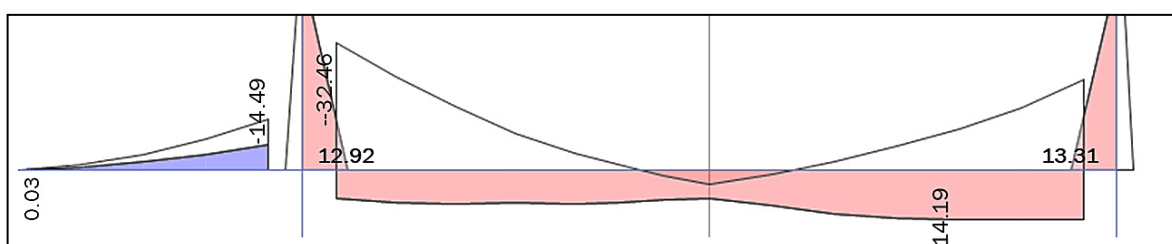


Tabla N° 40: Verificación diseño por flexión de la viga de 0.25 m x 0.60 m

DISEÑO POR FLEXIÓN					
<i>Mu</i>	ω	ρ	<i>As req</i>	<i>As mín</i>	<i>As col</i>
ton.m			cm ²	cm ²	cm ²
32.46	0.3112	0.0156	20.23	3.26	4 Ø 3/4" + 1 Ø 1" = 16.46 cm ²
14.19	0.1195	0.0060	7.77	3.26	3 Ø 5/8" + 2 Ø 3/4" = 11.68 cm ²

La viga presenta deficiencia de acero negativo, ya que según el requerimiento se necesita 20.23 cm², pero el acero colocado según los planos es 16.46 cm².

Para el diseño por corte se sigue el procedimiento indicado en la figura N° 14, donde se indica que el valor de la cortante último de diseño se obtiene a una distancia "d" de la cara del apoyo. En la tabla N° 41 se muestra el diseño por corte.

Figura N° 42: Diagrama de fuerza cortante máxima en viga (ton)

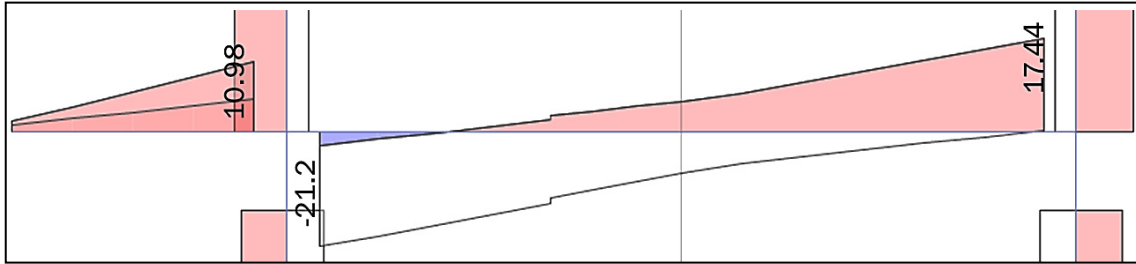


Tabla N° 41: Verificación diseño por corte de la viga de 0.25 m x 0.60 m

DISEÑO POR CORTE					
Vc	ϕVc	Vu	Vud	$Vs = \left(\frac{Vud}{\phi} \right) - \left(\frac{\phi Vc}{\phi} \right)$	$S = \frac{Av \cdot fy \cdot d}{Vs}$
ton	ton	ton	ton		
10.37	8.81	21.2	20.34	13.56	23.83

La viga no recibe carga sísmica, sin embargo, se considerará una distribución de estribos exigidas en el capítulo 21 de la norma E.060 de concreto armado. En la tabla N° 42 se muestra la distribución de estribos.

Tabla N° 42: Distribución de acero de refuerzo de la viga de 0.25 m x 0.60 m

SISTEMA : PORTICOS Y DUAL TIPO II						
PRIMER	ZONA DE CONFINAMIENTO				ZONA CENTRAL	
5.00 cm	d/4	8db	24dbe	30.00 cm	d/2	s
ϕ 3/8 1 @ 0.05m; 9 @ 0.125m; R @ 0.2m Distribución según capítulo 21						
ϕ 3/8 1 @ 0.05m; 7 @ 0.1m; R @ 0.15m Distribución según los planos						

La viga presenta una distribución de acero deficiente en la zona de confinamiento, ya que los 7 estribos espaciados a 0.10 m no cubren la longitud en la zona de confinamiento.

5.4.3. DISEÑO DE COLUMNAS

Se presentará el diseño de la columna A-a: A-2 (columna T), el procedimiento de diseño se muestra en la figura N° 16, donde se indica que la verificación por flexo-

compresión se realiza con el diagrama de interacción del elemento el cual representa las combinaciones de cargas axiales y momentos flectores.

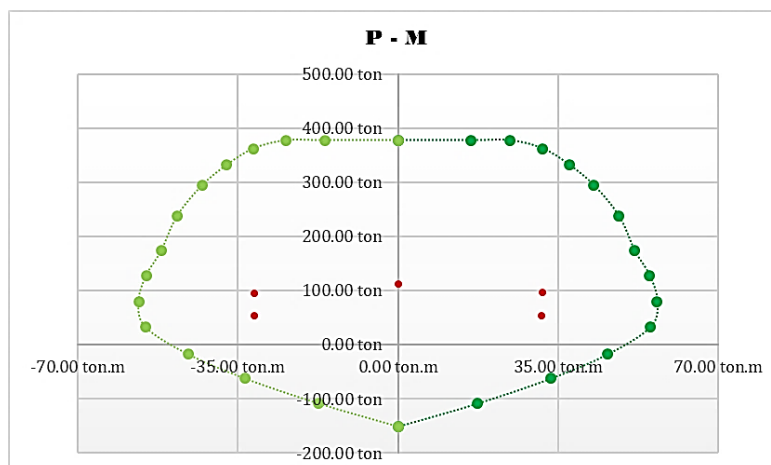
En la tabla N° 43 se muestra las combinaciones de carga con los valores para considerar en el diseño a flexo-compresión de una columna de sección T. La distribución de acero es la mostrada en los planos. Para el caso de la columna T se coloca 20 aceros de 5/8".

Tabla N° 43: Combinaciones de carga columna T.

COMBINACIONES DE DISEÑO			
COMBINACIÓN	P	V	M
	tonf	tonf	tonf.m
1.4CM+1.7CV	111.98	0.03	0.05
1.25(CM+CV)+SISXX	96.21	9.02	31.51
1.25(CM+CV)-SISXX	94.89	-8.97	-31.43
0.9CM+SISXX	54.56	9.00	31.49
0.9CM-SISXX	53.24	-8.98	-31.45

El diagrama de interacción define una región de múltiples posibilidades de combinación de carga axial y momento flector, destacando que las combinaciones de diseño deben estar dentro de la región. En la figura N° 43 se muestra el diagrama de interacción del elemento reforzado, y se puede verificar que las combinaciones de diseño de la tabla N° 43 se encuentran dentro del diagrama.

Figura N° 43: Diagrama de interacción de la columna A-a: A-2





Para el diseño por corte se sigue el procedimiento indicado en la figura N° 16, sin embargo, con el objetivo de brindar ductilidad se confina con lo indicado en el capítulo 21 de la norma E.060 de concreto armado. En la tabla N° 44 se muestra el diseño por corte y en la tabla N° 45 se muestra la distribución de estribos.

Tabla N° 44: Verificación diseño por corte de la columna A-a: A-2

DISEÑO POR CORTE					
Vc ton	ϕVc ton	Vud ton	$Vud \leq \phi Vc$	$Vs = \left(\frac{Vud}{\phi}\right) - \left(\frac{\phi Vc}{\phi}\right)$	$S = \frac{Av * fy * d}{Vs}$
37.68	32.03	40.97	Necesita refuerzo por corte	1052	37.43

Tabla N° 45: Distribución de acero de refuerzo de la columna A-a: A-2

SISTEMA : PÓRTICOS Y DUAL TIPO II					
PRIMER	ZONA DE CONFINAMIENTO			ZONA CENTRAL	
	<i>Longitud de Confinamiento</i>			90.00 cm	
	Ln/6	Dmax	50.00 cm		
	<i>Separacion de estribos</i>			7.50 cm	10dbl 25.00 cm
5.00 cm	6dbl	Dmin/3	10.00 cm		15.00 cm
ϕ 3/8  1 @ 0.05m ; 12 @ 0.075m ; R @ 0.15m Distribución según el capítulo 21					
ϕ 3/8  4 @ 0.075m ; 6 @ 0.1m ; R @ 0.15m Distribución según los planos					

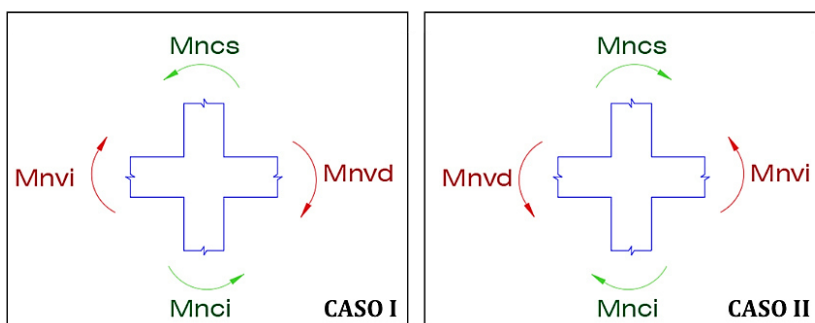
Como se puede observar la distribución de acero no cumple con la distribución indicada en el capítulo N° 21, el primer estribo se encuentra espaciado a 7.5 cm de la cara sin embargo debería estar a 5 cm de la cara, en cuanto a la zona de confinamiento el espaciamiento no varía mucho.

Por tratarse de un sistema de pórticos o dual tipo II es necesario comprobar la resistencia mínima de las columnas (ítem 21.6.2, Norma E.060). Para ello se indica en la figura N° 44 la hipótesis que se debe cumplir, garantizando que de esta forma al producirse rótulas plásticas se producirá primero en las vigas y no en las columnas.

En la tabla N° 46 se muestra la resistencia mínima a la flexión para la columna T, donde se observa, la relación de momentos nominales de la columna y viga es mayor a 1.2, asegurando así que la rótula plástica se generara primero en las vigas y después en la columna.

Figura N° 44: Resistencia mínima a flexión de las columnas.

$$\Sigma M_{nc} \geq 1.2 \Sigma M_{nv}$$



ΣM_{nc} = suma de los momentos nominales de flexión de las columnas que llegan al nudo, evaluados en las caras del nudo. La resistencia a la flexión de la columna debe calcularse para la fuerza axial amplificada, consistente con la dirección de las fuerzas laterales consideradas, que conduzca a la resistencia a la flexión más baja.

ΣM_{nv} = suma de los momentos resistentes nominales a flexión de las vigas que llegan al nudo, evaluados en las caras del nudo.

Fuente: Adaptado - reglamento nacional de edificaciones. Norma E.060 de concreto armado

Tabla N° 46: Resistencia mínima a flexión en la columna A-a: A-2

MOMENTO COLUMNA		61.50 ton.m
CASO 1	Apoyo 1	Apoyo 2
As:	11.68 cm ²	5.68 cm ²
Mn:	22.32 ton.m	12.24 ton.m
CASO 2	Apoyo 1	Apoyo 2
As:	5.68 cm ²	11.68 cm ²
Mn:	12.24 ton.m	22.32 ton.m

$$\begin{aligned} \Sigma M_{nc} &= 123.00 \\ \Sigma M_{nv} &= 34.57 \\ \frac{\Sigma M_{nc}}{\Sigma M_{nv}} &\geq 1.2 \quad \mathbf{3.56} \\ &\quad \mathbf{cumple} \end{aligned}$$

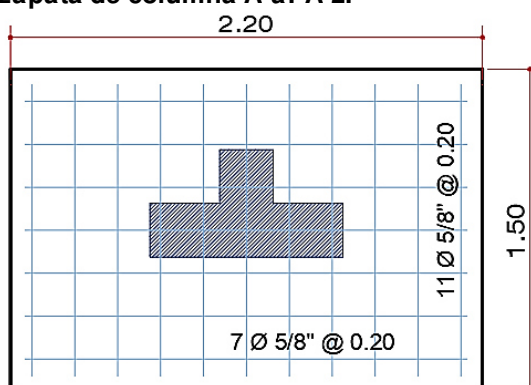
5.4.4. DISEÑO DE ZAPATA AISLADA

Se trabajó el diseño de la zapata aislada correspondiente a la columna A-a: A-2, el procedimiento de diseño se muestra en la figura N° 18. En la tabla N° 47 se presenta las cargas actuantes en la columna A-a: A-2 en estado de servicio y en la figura N° 45 se muestra el detalle de la zapata A-a: A-2 indicada en los planos estructurales.

Tabla N° 47: Estados de carga de la columna A-2.

<i>Cargas y momentos por gravedad</i>	<i>Cargas por Sismo en X</i>
<i>Pm= 59.89 ton</i>	<i>Psx= 0.66 ton</i>
<i>Pv= 16.55 ton</i>	<i>Msx= 0.96 ton.m</i>
<i>Mmx= -1.63 ton.m</i>	<i>Cargas por Sismo en Y</i>
<i>Mmy= -0.02 ton.m</i>	
<i>Mvx= -0.52 ton.m</i>	<i>Psy= 14.04 ton</i>
<i>Mvy= -0.01 ton.m</i>	<i>Msy= 3.73 ton.m</i>

Figura N° 45: Detalle de zapata de columna A-a: A-2.



Fuente: Expediente técnico – institución educativa 17 de setiembre

Con los datos obtenidos en la tabla N° 47 se determina el área tentativa, como se puede observar en la tabla N° 48 la sección indicada en los planos no cubre la sección mínima 3.92 m², sin embargo, se procederá con la verificación de las presiones ejercidas sobre la zapata de dimensión 1.50 x 2.20 m los resultados se muestran en tabla N° 49.

Tabla N° 48: Estados de carga de la columna A-2.

$P_{total} = P_m + P_v$
$P_{total} = 76.44 \text{ ton}$
$Area \text{ tentativa} = \frac{P_{total} * \%P_z}{\sigma_{adm} - 3}$
$Area \text{ tentativa} = 3.92 \text{ m}^2$
Dimensiones Zapata
$B = 1.50 \text{ m}$
$L = 2.20 \text{ m}$
$B * L = 3.30 \text{ m}^2$
Menor que Área tentativa

Tabla N° 49: Verificación de Presiones.

ESFUERZOS POR GRAVEDAD	LONGITUDINAL	$\sigma = \frac{P_{total} * \%P_z}{Azapata} \pm \frac{6(\sum M_x)}{B * L^2}$	$\sigma_1 = 23.16 \text{ ton.m}^2$ $\sigma_2 = 26.72 \text{ ton.m}^2$	$\sigma < \sigma_{adm}$	Cumple
	TRANSVERSAL	$\sigma = \frac{P_{total} * \%P_z}{Azapata} \pm \frac{6(\sum M_y)}{L * B^2}$	$\sigma_1 = 24.90 \text{ ton.m}^2$ $\sigma_2 = 24.98 \text{ ton.m}^2$		No Cumple
	BIAXIAL	$\sigma = \frac{P_{total} * \%P_z}{Azapata} \pm \frac{6(\sum M_x)}{B * L^2} \pm \frac{6(\sum M_y)}{L * B^2}$	$\sigma_1 = 23.13 \text{ ton.m}^2$ $\sigma_2 = 26.68 \text{ ton.m}^2$ $\sigma_3 = 23.20 \text{ ton.m}^2$ $\sigma_4 = 26.75 \text{ ton.m}^2$		Cumple
ESFUERZOS POR SISMO	SISMO X	$\sigma = \frac{P_{total} * \%P_z}{Azapata} \pm \frac{6(\sum M_x)}{B * L^2} \pm \frac{6(\sum M_y)}{L * B^2}$	$\sigma_1 = 24.14 \text{ ton.m}^2$ $\sigma_2 = 26.10 \text{ ton.m}^2$ $\sigma_3 = 24.21 \text{ ton.m}^2$ $\sigma_4 = 26.17 \text{ ton.m}^2$	$\sigma < 1.3 * \sigma_{adm}$	Cumple
	SISMO Y	$\sigma = \frac{P_{total} * \%P_z}{Azapata} \pm \frac{6(\sum M_x)}{B * L^2} \pm \frac{6(\sum M_y)}{L * B^2}$	$\sigma_1 = 32.23 \text{ ton.m}^2$ $\sigma_2 = 35.78 \text{ ton.m}^2$ $\sigma_3 = 23.26 \text{ ton.m}^2$ $\sigma_4 = 26.81 \text{ ton.m}^2$		No Cumple

Los resultados mostrados en la tabla N° 49 no cumplen con el requerimiento de que el esfuerzo actuante es menor que el esfuerzo admisible, con lo que se produciría tracciones en la parte superior de la zapata. Por lo que no se puede proseguir con el diseño.

5.5. RESULTADOS

Del estudio de mecánica de suelos se puede observar que:

- Los parámetros indicados en el estudio de mecánica de suelos no cumplen con la normativa que indica la misma, siendo esta la norma E.030 – 2016, En la tabla N° 50 se muestra los parámetros que fueron utilizados en el EMS y cuales debieron ser los valores según la normativa.

Tabla N° 50: Parámetros sísmicos según el estudio de mecánica de suelos.

<i>Parámetros Sísmicos</i>							
	<i>Estudio de Suelos</i>			<i>Norma E.030 - 2016</i>			
Factor de Zona	Zona 2	Z	0.9	Zona 3	Z	0.35	No Cumple
Factor de Suelo	S3	S	1.4	S2	S	1.15	No Cumple
T_p	0.9			0.6			No Cumple
T_L	-			2			No Cumple

Del análisis se puede observar que:

- La configuración estructural presenta inconsistencias en la tabla N° 51 se muestra un cuadro resumen de las inconsistencias presentadas.

Tabla N° 51: Inconsistencias en la configuración estructural.

CRITERIOS DE ESTRUCTURACIÓN				
NORMA E.030	VERIFICACIÓN	BLANCO BLASCO	VERIFICACIÓN	OBSERVACIÓN
SIMETRIA	✓	SIMPLICIDAD Y SIMETRIA	✓	-
HIPERESTATICIDAD	✗	HIPERESTATICIDAD Y MONOLITISMO	✗	La estructura presenta mayor distorsión de entrepiso que la máxima permisible (0.007 para C°A°) siendo estas 0.00805 para la dirección longitudinal X-X y 0.01276 para la dirección transversal Y-Y.
CONTINUIDAD	✗	UNIFORMIDAD Y CONTINUIDAD	✗	En el ultimo nivel se muestra elementos que van desde la viga del 3° nivel hacia la cumbrera.
DUCTILIDAD	✓	RESISTENCIA Y DUCTILIDAD	⚠	Al ser un sistema de pórticos la estructura es muy flexible. (No se debería considerar para una estructura de categoría A2).
RESISTENCIA	✗	RIGIDEZ LATERAL	✗	
PESO MÍNIMO	✓	DIAFRAGMA RÍGIDO	✓	
MATERIALES	✓			

- El sistema empleado no es como menciona la memoria estructural ya que la albañilería se encuentra aislada de la columna por juntas de tecnopor, como se puede observar en la figura N° 27.
- El sistema estructural presenta incompatibilidades en la memoria de cálculo como en los planos, y no cumple con lo recomendado en el ítem 2.2.4.5, que para una edificación de categoría A2 perteneciente a la zona 3 no se permite el uso del sistema de pórticos, se muestra un resumen en la tabla N° 52.

Tabla N° 52: Inconsistencias en el sistema estructural.

SISTEMA ESTRUCTURAL					
	NORMA E.030 - ZONA 3 - CATEGORIA A2	PLANOS	CUMPLE NORMA	MEMORIA DE CÁLCULO	CUMPLE NORMA
Dirección Longitudinal X - X	<i>Sistema dual, Muros de Concreto Armado, Albañilería Armada o Confinada</i>	Pórticos de C° A°	NO	Albañilería Confinada	SI
Dirección Transversal Y - Y		Pórticos de C° A°	NO	Pórticos de C° A°	NO

- La estructura no cumple con la deriva máxima permisible indicada en la tabla N° 53, para la dirección longitudinal (X-X) la deriva es mayor que el límite permisible en el segundo nivel y para la dirección transversal la deriva es mayor que el límite permisible en el primer y segundo nivel, a continuación, se muestra un resumen de las derivas en ambos ejes.

Tabla N° 53: Inconsistencias en el cumplimiento de derivas permisibles.

PISO	Deriva X	Deriva Máx X	Deriva < Deriva Máx	Deriva Y	Deriva Máx Y	Deriva < Deriva Máx
3	0.00411	0.007	<i>Cumple</i>	0.00464	0.007	<i>Cumple</i>
2	0.00805	0.007	No Cumple	0.01276	0.007	No Cumple
1	0.00592	0.007	<i>Cumple</i>	0.01124	0.007	No Cumple

- La edificación no cumple con los requisitos mínimos de rigidez lateral, por lo que, al no respetar la norma, ya no sería necesario seguir con el diseño estructural del proyecto, a pesar del incumplimiento de los requisitos se verifico el diseño en concreto armado.

- En la viga el acero para momento positivo satisface los requerimientos, sin embargo, para el momento negativo el acero colocado es menor al acero requerido, presentando una deficiencia del 18.64%. Se muestra el porcentaje de variación en la tabla N° 54.

Tabla N° 54: Inconsistencias en el acero negativo de la viga

As req	As col	Variación
cm2	cm2	
20.23	16.46	18.64%

- La zapata aislada no cumple con las dimensiones mínimas requeridas lo cual genera que sobre la zapata ejerza mayores esfuerzos al admisible sobre el terreno.
- Debido a la ubicación de las columnas, se tendrá zapatas excéntricas las cuales generan un momento adicional. Para sobresalvar este momento se debería plantear vigas de conexión sin embargo en los planos no existen las vigas de conexión.
- Debido a la ubicación de las columnas, se tendrá zapatas excéntricas las cuales generan un momento adicional. Para sobresalvar este momento se debería plantear vigas de conexión sin embargo en los planos no existen las vigas de conexión.
- En las figuras que muestran la construcción del módulo se puede apreciar que el proceso constructivo realizado pertenece a un sistema de pórticos en ambas direcciones esto debido también a que la albañilería se encuentra aislada mediante juntas de tecnopor. En cuanto a las zapatas se observa que son aisladas sin embargo por ser perimetrales se debería considerar vigas de conexión lo cual no se consideró ni en los planos ni en la construcción.

CAPÍTULO VI

ALTERNATIVA DE ESTRUCTURACIÓN

6.1. PLANTEAMIENTO DE NUEVAS PROPUESTAS ESTRUCTURALES

A continuación, se presentan distintas propuestas de estructuración para el módulo de la institución educativa. Se realizó el análisis sísmico para cada estructuración verificando que cumpla la normativa de diseño sismorresistente.

6.1.1. PRIMERA ALTERNATIVA DE ESTRUCTURACIÓN

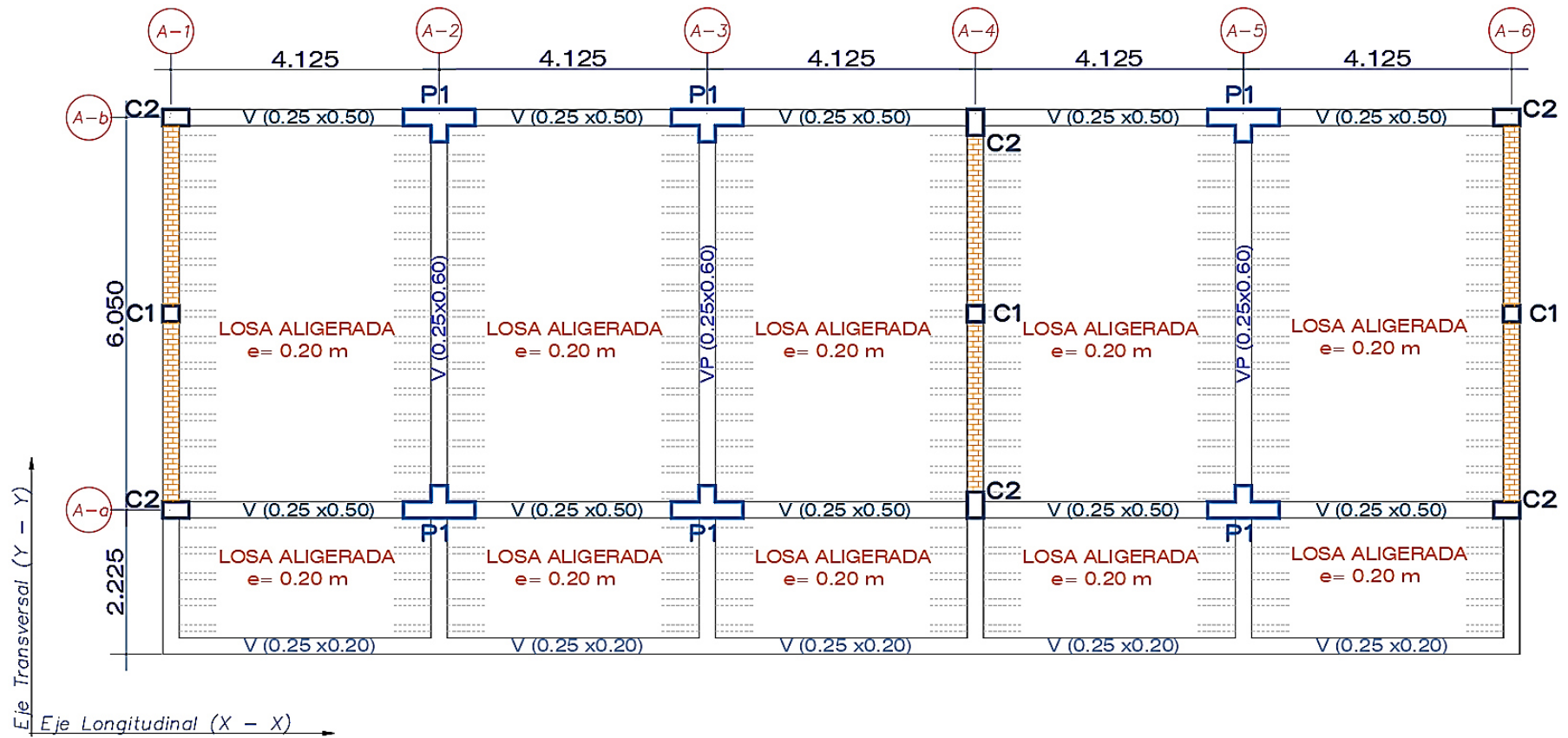
El planteamiento para la primera alternativa consiste en el sistema sismorresistente de muros estructurales de concreto armado para la dirección longitudinal X-X y de albañilería confinada para la dirección transversal Y-Y.

En la dirección longitudinal X-X se brinda rigidez mediante muros de concreto armado en forma T de 1.10 m x 0.50 m. En el plano de estructuras se considera como P1.

En la dirección transversal Y-Y se brinda rigidez mediante muros de albañilería confinada de 0.25 m de espesor, debido a la arquitectura planteada se proyecta los muros en los ejes A-1, A-4 Y A-6. Para las verificaciones de los muros de albañilería se dará una nomenclatura a cada muro, siendo M1, M4 y M6 respectivamente.

Los cambios a nivel de arquitectura serán mínimos, ya que habrá variaciones en las luces de las ventanas de todas las aulas. En la figura N° 46 se muestra la planta estructural para esta propuesta de estructuración.

Figura N° 46: Planta de estructuras – primera alternativa.



6.1.1.1. Análisis sísmico de la primera alternativa

Para la evaluación de la edificación se realizó el análisis estático y análisis dinámico considerando los factores de la tabla N° 55.

Tabla N° 55: Parámetros sísmicos – primera alternativa.

<i>Parámetros Sísmicos</i>	
<i>Factor de Zona</i>	Z=0.35 (Zona 3)
<i>Factor de Uso</i>	U=1.5 (Categoría A2)
<i>Factor de Suelo</i>	S=1.15 (S2- Suelo Intermedio)
<i>Periodo que define la plataforma de Espectro</i>	T _p = 0.6
	TL = 2
<i>Factor Básico de Reducción Sísmica</i>	R _{ox} =6 (Muros Estructurales)
	R _{oy} =3 (Albañilería)

6.1.1.2. Verificación de irregularidades primera alternativa

Se verificará que la estructuración no presente irregularidades, para ello en las tablas N° 56, N° 57, N° 58 y N° 59 se muestra los resultados de irregularidad de masa, rigidez, resistencia y torsión respectivamente.

Tabla N° 56: Irregularidad de masa – primera alternativa.

<i>MASA X e Y</i>				<i>IRREGULARIDAD DE MASA</i>			
<i>Piso</i>	<i>Caso de Carga</i>	<i>P</i>	<i>Peso por Nivel</i>	<i>1.5*(Pi-1)</i>	<i>Ia</i>	<i>1.5*(Pi+1)</i>	<i>Ia</i>
		<i>tonf</i>	<i>ton</i>				
TECHO 3	PESO GRAVITACIONAL	203.99	203.99	272.93	<i>Regular</i>		
TECHO 2	PESO GRAVITACIONAL	385.95	181.95	299.77	<i>Regular</i>	305.99	<i>Regular</i>
TECHO 1	PESO GRAVITACIONAL	585.79	199.84			272.93	<i>Regular</i>

No presenta irregularidad de masa ya que los pesos no son mayores en 1.5 a los pesos adyacentes.

Tabla N° 57: Irregularidad de rigidez – primera alternativa.

RIGIDEZ X-X						IRREGULARIDAD DE RÍGIDEZ			
Piso	Desp sup	Desp inf	Desp X	h	Dist. Entrep.	$1.4^*(\beta_{i+1})$	Ia	$\frac{1.25^*(\beta_{i+1} + \beta_{i+2} + \beta_{i+3})}{3}$	Ia
	m	m	m	m					
TECHO 3	0.01439	0.00870	0.00569	5.30	0.0011				
TECHO 2	0.00870	0.00390	0.00480	3.30	0.0015	0.0015	Regular		
TECHO 1	0.00390	0.00000	0.00390	3.90	0.0010	0.0020	Regular		

RIGIDEZ Y-Y						IRREGULARIDAD DE RÍGIDEZ			
Piso	Desp sup	Desp inf	Desp Y	h	Dist. Entrep.	$1.4^*(\beta_{i+1})$	Ia	$\frac{1.25^*(\beta_{i+1} + \beta_{i+2} + \beta_{i+3})}{3}$	Ia
	m	m	m	m					
TECHO 3	0.00716	0.00441	0.00276	5.30	0.0005				
TECHO 2	0.00441	0.00211	0.00229	3.30	0.0007	0.0007	Regular		
TECHO 1	0.00211	0	0.00211	3.90	0.0005	0.0010	Regular		

No presenta irregularidad de rigidez ya que las distorsiones de entrepiso en ambas direcciones no son mayores a 1.4 las distorsiones del piso superior.

Tabla N° 58: Irregularidad de resistencia – primera alternativa.

RESISTENCIA EN X					IRREGULARIDAD DE RESISTENCIA	
Piso	Caso de Carga	VX	VY		$0.80^*(V_{i+1})$	Ia
		tonf	tonf			
TECHO 3	SDX Max	27.13	0.24			
TECHO 2	SDX Max	99.63	0.51	21.71	Regular	
TECHO 1	SDX Max	121.84	0.38	79.70	Regular	

RESISTENCIA EN Y					IRREGULARIDAD DE RESISTENCIA	
Piso	Caso de Carga	VX	VY		$0.80^*(V_{i+1})$	Ia
		tonf	tonf			
TECHO 3	SDY Max	0.64	57.35			
TECHO 2	SDY Max	0.79	195.98	45.88	Regular	
TECHO 1	SDY Max	0.77	243.20	156.78	Regular	

No presenta irregularidad de resistencia ya que las cortantes en ambas direcciones son mayores al 80% de la fuerza cortante del piso inmediato superior.

Tabla N° 59: Irregularidad torsional – primera alternativa.

<i>TORSION X - X</i>					<i>IRREGULARIDAD TORSIONAL</i>	
<i>Piso</i>	<i>Caso de Carga</i>	<i>Diafragma</i>	<i>Max Deriva</i>	<i>Deriva CM</i>	$\Delta_{\text{máx}}/\Delta_{\text{CM}} > 1.2$	<i>Ip</i>
TECHO 2	SDX Max	Diaph D2 X	0.00129	0.00128	1.003	<i>Regular</i>
TECHO 1	SDX Max	Diaph D1 X	0.00079	0.00078	1.005	<i>Regular</i>

<i>TORSION Y - Y</i>					<i>IRREGULARIDAD TORSIONAL</i>	
<i>Piso</i>	<i>Caso de Carga</i>	<i>Diafragma</i>	<i>Max Deriva</i>	<i>Deriva CM</i>	$\Delta_{\text{máx}}/\Delta_{\text{CM}} > 1.2$	<i>Ip</i>
TECHO 2	SDY Max	Diaph D2 Y	0.00069	0.00066	1.044	<i>Regular</i>
TECHO 1	SDY Max	Diaph D1 Y	0.00048	0.00048	1.010	<i>Regular</i>

No presenta irregularidad de torsión ya que la relación entre la deriva máxima y la deriva promedios no excede de 1.2.

Con esta propuesta de estructuración el edificio no presenta irregularidades de masa, rigidez, resistencia y torsión.

6.1.1.3. Verificación de derivas

Del análisis realizado, las derivas de entrepiso obtenidas se muestran en las tablas N° 60 y N° 61 para la dirección longitudinal X-X y dirección transversal Y-Y respectivamente.

Al presentar diferentes sistemas en cada una de las direcciones se debe considerar las derivas inelásticas en cada dirección, en la dirección longitudinal X-X por ser de concreto armado las derivas obtenidas deben ser menor a 0.007 y en la dirección transversal Y-Y por ser de albañilería las derivas deben ser menor a 0.005.

Tabla N° 60: Derivas inelásticas dirección longitudinal X-X – primera alternativa.

DERIVA XX									
Piso	Desp. Sup.	Desp. Inf.	Diferencia	Z	Deriva	Regular	Deriva	Deriva	Cumple
	m	m	m	m	Elástica	0.75R	Inelástica	Máx Perm	$\Delta < \Delta_{perm}$
TECHO 3	0.01090	0.00769	0.00321	5.30	0.00061	4.5	0.00273	0.007	Cumple
TECHO 2	0.00769	0.00345	0.00424	3.30	0.00128	4.5	0.00578	0.007	Cumple
TECHO 1	0.00345	0.00000	0.00345	4.40	0.00078	4.5	0.00353	0.007	Cumple

Tabla N° 61: Derivas inelásticas dirección transversal Y-Y – primera alternativa.

DERIVA YY									
Piso	Desp. Sup.	Desp. Inf.	Diferencia	Z	Deriva	Regular	Deriva	Deriva	Cumple
	m	m	m	m	Elástica	0.75R	Inelástica	Máx Perm	$\Delta < \Delta_{perm}$
TECHO 3	0.00707	0.00440	0.00267	5.30	0.00050	2.25	0.00113	0.007	Cumple
TECHO 2	0.00440	0.00213	0.00228	3.30	0.00069	2.25	0.00155	0.007	Cumple
TECHO 1	0.00213	0.00000	0.00213	4.40	0.00048	2.25	0.00109	0.007	Cumple

Como se puede observar en las tablas N° 60 y N° 61 las derivas no sobrepasan el límite permisible. Presentándose que para la dirección longitudinal X-X la deriva máxima se encuentra en el segundo nivel con un valor de 0.00578 menor que la deriva máxima permitida 0.007 y para la dirección transversal Y-Y la deriva máxima se encuentra en el segundo nivel con un valor de 0.00155 menor que la deriva máxima permitida 0.005.

Se verifica el sistema estructural utilizado para esta alternativa, el cual para la dirección longitudinal X-X es de muros estructurales de C° A° y para la dirección transversal Y-Y es de muros de albañilería confinada. (revisar el anexo N° 5).

Para el diseño se determina la carga sísmica de diseño la cual se determina del producto de la cortante dinámica con un factor de escala. En la tabla N° 62 se muestra el resumen de carga de diseño sísmico.

Tabla N° 62: Factor de escala de diseño – primera alternativa.

FACTOR DE ESCALA DISEÑO:		
Dirección	X	Y
V estática=	138.59	277.19
V Dinámica=	121.84	243.20
V din. /V est. =	0.88	0.88
Configuración=	Regular	Regular
Cociente min. =	0.80	0.80
Factor (fx) =	1.0000	1.00

Ya definida las cargas para el diseño se procede a hacer las verificaciones por cargas de gravedad y sísmicas para los muros de albañilería.

6.1.1.4. Verificación de muros de albañilería

Se procederá a realizar las verificaciones por cargas de gravedad y sísmicas para los muros de albañilería, con lo estipulado en la norma E.070 correspondiente a albañilería, la misma que se menciona en la figura N° 20. La verificación se hará solo para la dirección transversal ya que para la dirección longitudinal se consideraron muros de concreto armado.

- **DENSIDAD MÍNIMA DE MUROS**

En la tabla N° 63 se muestra el resultado de la densidad de muros. Donde cumple con la densidad de muros.

Tabla N° 63: Verificación de densidad de muros – primera alternativa.

DENSIDAD DE MUROS					
Muro	L	t	$\frac{Lt}{Ap}$	$\Sigma \frac{Lt}{Ap}$	$\frac{ZUSN}{56}$
	m	m			
M1	6.050	0.230	0.011		
M4	6.050	0.230	0.011	0.033	0.032
M6	6.050	0.230	0.011		

Cumple

- **ESFUERZO AXIAL MÁXIMO**

En la tabla N° 64 se muestra el resultado de esfuerzo axial máximo. Donde cumple que el esfuerzo axial producido es menor esfuerzo axial máximo.

Tabla N° 64: Verificación de esfuerzo axial máximo– primera alternativa.

Esfuerzo Axial Máximo						
Muro	P	σ_m	$0.2 * f'_{cm} * \left[1 - \left(\frac{h}{35t} \right)^2 \right]$		$0.15 * f'_{cm}$	
	tonf	tonf/m2				
M1	83.88	60.28	91.16	Cumple	97.50	Cumple
M4	108.99	78.32	91.16	Cumple	97.50	Cumple
M6	78.37	56.32	91.16	Cumple	97.50	Cumple

- **RESISTENCIA AL AGRIETAMIENTO DIAGONAL Y CONTROL DE FISURACIÓN**

En la tabla N° 65 se muestra el resultado de resistencia al agrietamiento diagonal y control de fisuración. En esta tabla se puede observar que para un sismo moderado el muro M1 y M6 ubicados en el primer nivel se fisurarían.

Tabla N° 65: Verificación de resistencia al agrietamiento diagonal y control de fisuración – primera alternativa.

Resistencia al agrietamiento Diagonal y Control de Fisuración								
Piso	Muro	P	Ve	Me	α	Vm	0.55Vm	Ve<=0.55Vm
		tonf	tonf	tonf-m	final	tonf	tonf	
Piso 3	M1	36.77	8.04	36.52	1.000	69.71	38.34	No Fisurado
	M4	43.47	9.06	31.66	1.000	71.25	39.19	No Fisurado
	M6	31.00	5.67	25.45	1.000	68.39	37.61	No Fisurado
Piso 2	M1	60.03	33.25	137.43	1.000	75.06	41.28	No Fisurado
	M4	76.29	33.00	126.09	1.000	78.80	43.34	No Fisurado
	M6	53.77	30.83	119.88	1.000	73.62	40.49	No Fisurado
Piso 1	M1	87.29	40.15	288.44	0.842	71.67	39.42	Fisurado
	M4	117.38	40.84	275.88	0.896	81.86	45.02	No Fisurado
	M6	80.35	40.38	272.90	0.895	73.32	40.33	Fisurado

- **VERIFICACIÓN DE LA RESISTENCIA AL CORTE DEL EDIFICIO**

En la tabla N° 66 se muestra el resultado de resistencia al corte. En esta tabla se puede observar que la resistencia al corte, proporcionado por todos los muros en el primer nivel, es menor que la fuerza cortante generada por el “sismo severo”.

Tabla N° 66: Verificación de la resistencia al corte– primera alternativa.

Resistencia al corte del edificio			
Piso	VE	ΣV_m	$\Sigma V_m \geq VE$
	tonf	tonf	
Piso 3	57.35	209.35	<i>Resistente</i>
Piso 2	195.98	227.49	<i>Resistente</i>
Piso 1	243.20	226.85	<i>No Resistente</i>

En la tabla N° 65 (verificación de resistencia al agrietamiento diagonal y control de fisuración) y tabla N° 66 (verificación de la resistencia al corte), se puede observar que no cumplen con las verificaciones exigidas por la norma de albañilería. Por lo que esta alternativa quedaría descartada.

6.1.2. SEGUNDA ALTERNATIVA DE ESTRUCTURACIÓN

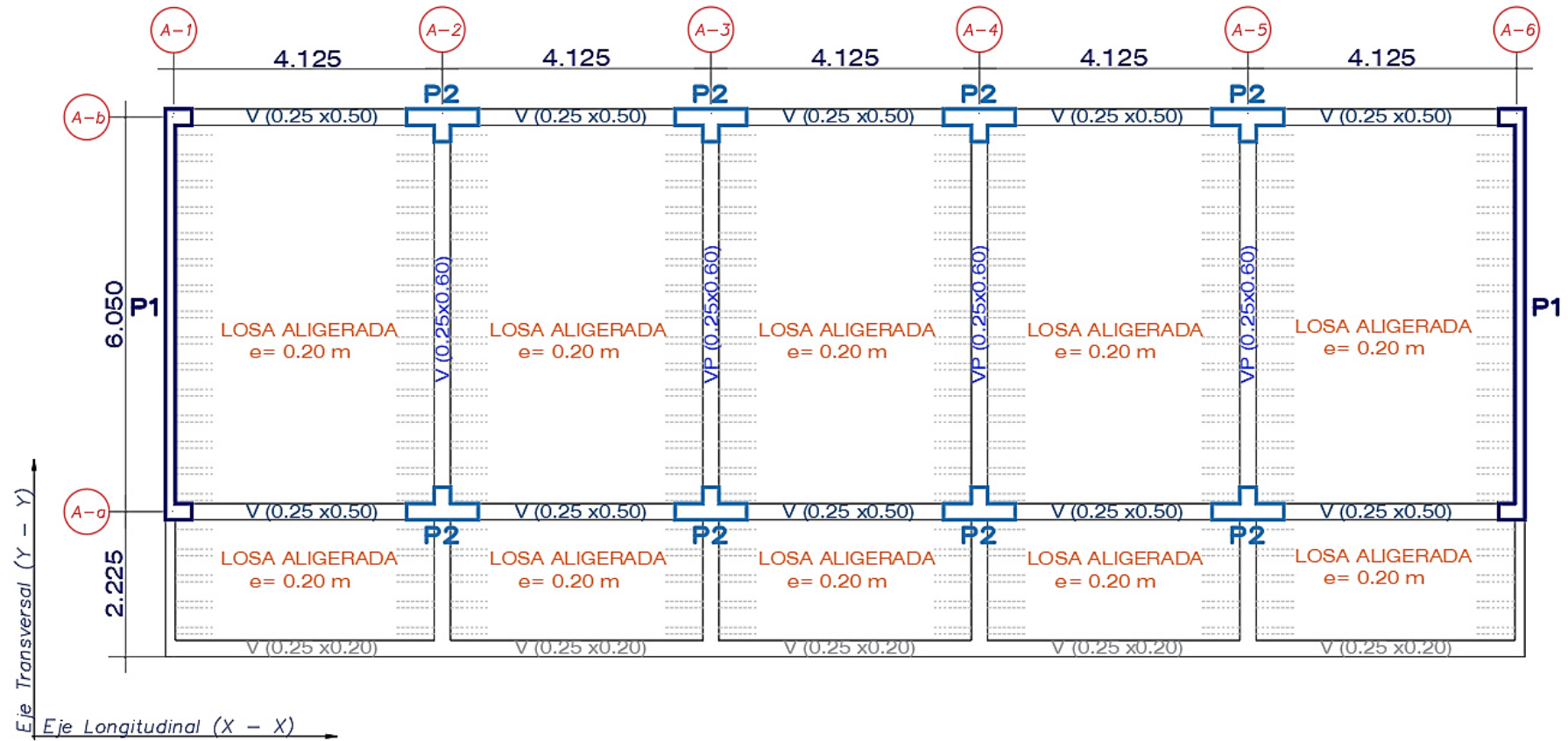
El planteamiento para esta alternativa consiste en el sistema sismorresistente de muros estructurales de concreto armado para la dirección longitudinal X-X y para la dirección transversal Y-Y.

En la dirección longitudinal X-X se brinda rigidez mediante muros de concreto armado en forma T de 1.10 m x 0.50 m. En el plano de estructuras se considera como P2.

En la dirección transversal Y-Y se brinda rigidez mediante muros de concreto armado de 0.15 m de espesor en los ejes A-1 y A-6. En el plano de estructuras se considera como P1.

Los cambios a nivel de arquitectura serán mínimos, ya que habrá variaciones en las luces de las ventanas de todas las aulas. En la figura N° 47 se muestra la planta estructural para esta propuesta de estructuración.

Figura N° 47: Planta de estructuras – segunda alternativa.



6.1.2.1. Análisis sísmico de la segunda alternativa

Para la evaluación de la edificación se realizó el análisis estático y análisis dinámico considerando los factores de la tabla N° 67.

Tabla N° 67: Parámetros sísmicos – segunda alternativa.

PARÁMETROS SÍSMICOS	
<i>Factor de Zona</i>	Z=0.35 (Zona 3)
<i>Factor de Uso</i>	U=1.5 (Categoría A2)
<i>Factor de Suelo</i>	S=1.15 (S2- Suelo Intermedio)
<i>Periodo que define la plataforma de Espectro</i>	$T_p = 0.6$ $T_L = 2$
<i>Factor Básico de Reducción Sísmica</i>	Rox=6 (Muros Estructurales)
	Roy=6 (Muros Estructurales)

6.1.2.2. Verificación de irregularidades primera alternativa

Se verificó que la estructuración no presenta irregularidades, para ello en las tablas N° 68, N° 69, N° 70 y N° 71 se muestra los resultados de irregularidad de masa, rigidez, resistencia y torsión respectivamente.

Tabla N° 68: Irregularidad de masa – segunda alternativa.

MASA X e Y				IRREGULARIDAD DE MASA			
<i>Piso</i>	<i>Caso de Carga</i>	<i>P</i>	<i>Peso por Nivel</i>	$1.5*(P_i-1)$	<i>Ia</i>	$1.5*(P_i+1)$	<i>Ia</i>
		<i>tonf</i>	<i>ton</i>				
TECHO 3	PESO GRAVITACIONAL	189.84	189.84	275.13	<i>Regular</i>		
TECHO 2	PESO GRAVITACIONAL	373.26	183.42	283.53	<i>Regular</i>	284.76	<i>Regular</i>
TECHO 1	PESO GRAVITACIONAL	562.28	189.02			275.13	<i>Regular</i>

No presenta irregularidad de masa ya que los pesos no son mayores en 1.5 a los pesos adyacentes.

Tabla N° 69: Irregularidad de rigidez – segunda alternativa.

RIGIDEZ X-X						IRREGULARIDAD DE RÍGIDEZ			
Piso	Desp sup	Desp inf	Desp X	h	Dist.	$1.4^*(\beta_{i+1})$	Ia	$\frac{1.25^*(\beta_{i+1} + \beta_{i+2} + \beta_{i+3})}{3}$	Ia
	m	m	m	m	Entrep.				
TECHO 3	0.00693	0.00440	0.00253	5.30	0.0005				
TECHO 2	0.00440	0.00226	0.00214	3.30	0.0006	0.0007	Regular		
TECHO 1	0.00226	0.00000	0.00226	3.90	0.0006	0.0009	Regular		

RIGIDEZ X-X						IRREGULARIDAD DE RÍGIDEZ			
Piso	Desp sup	Desp inf	Desp X	h	Dist.	$1.4^*(\beta_{i+1})$	Ia	$\frac{1.25^*(\beta_{i+1} + \beta_{i+2} + \beta_{i+3})}{3}$	Ia
	m	m	m	m	Entrep.				
TECHO 3	0.00693	0.00440	0.00253	5.30	0.0005				
TECHO 2	0.00440	0.00226	0.00214	3.30	0.0006	0.0007	Regular		
TECHO 1	0.00226	0.00000	0.00226	3.90	0.0006	0.0009	Regular		

No presenta irregularidad de rigidez ya que las distorsiones de entrepiso en ambas direcciones no son mayores a 1.4 las distorsiones del piso superior.

Tabla N° 70: Irregularidad de resistencia – segunda alternativa.

RESISTENCIA EN X				IRREGULARIDAD DE RESISTENCIA	
Piso	Caso de Carga	VX	VY	$0.80^*(V_{i+1})$	Ia
		tonf	tonf		
TECHO 3	SDX Max	25.02	0.26		
TECHO 2	SDX Max	97.71	0.20	20.02	Regular
TECHO 1	SDX Max	119.36	0.25	78.17	Regular

RESISTENCIA EN Y				IRREGULARIDAD DE RESISTENCIA	
Piso	Caso de Carga	VX	VY	$0.80^*(V_{i+1})$	Ia
		tonf	tonf		
TECHO 3	SDY Max	0.25	29.17		
TECHO 2	SDY Max	0.15	92.74	23.34	Regular
TECHO 1	SDY Max	0.25	112.56	74.19	Regular

No presenta irregularidad de resistencia ya que las cortantes en ambas direcciones son mayores al 80% de la fuerza cortante del piso inmediato superior.

Tabla N° 71: Irregularidad torsional – segunda alternativa.

TORSION X - X					IRREGULARIDAD TORSIONAL	
Piso	Caso de Carga	Diafragma	Max Deriva	Deriva CM	$\Delta_{m\acute{a}x}/\Delta_{CM}>1.2$	Ip
TECHO 2	SDX Max	Diaph D2 X	0.00074	0.00074	1.003	Regular
TECHO 1	SDX Max	Diaph D1 X	0.00046	0.00046	1.004	Regular

TORSION Y - Y					IRREGULARIDAD TORSIONAL	
Piso	Caso de Carga	Diafragma	Max Deriva	Deriva CM	$\Delta_{m\acute{a}x}/\Delta_{CM}>1.2$	Ip
TECHO 2	SDY Max	Diaph D2 Y	0.00021	0.00020	1.060	Regular
TECHO 1	SDY Max	Diaph D1 Y	0.00013	0.00012	1.075	Regular

No presenta irregularidad de torsión ya que la relación entre la deriva máxima y la deriva promedios no excede de 1.2.

Con esta propuesta de estructuración el edificio no presenta irregularidades de masa, rigidez, resistencia y torsión.

6.1.2.3. Verificación de derivas

Del análisis realizado, las derivas de entrepiso obtenidas se muestran en las tablas N° 72 y N° 73 para la dirección longitudinal X-X y dirección transversal Y-Y respectivamente.

Al presentar el sistema de muros estructurales de concreto armado en ambas direcciones se considera la deriva inelástica para concreto armado por lo tanto las derivas obtenidas deben ser menor a 0.007.

Tabla N° 72: Derivas inelásticas dirección longitudinal X-X – segunda alternativa.

Piso	DERIVA XX								
	Desp. Sup. m	Desp. Inf. m	Diferencia m	Z m	Deriva Elástica	Regular 0.75R	Deriva Inelástica	Deriva Máx Perm	Cumple $\Delta < \Delta_{perm}$
TECHO 3	0.00614	0.00446	0.00169	5.30	0.00032	4.50	0.00143	0.007	Cumple
TECHO 2	0.00446	0.00202	0.00244	3.30	0.00074	4.50	0.00332	0.007	Cumple
TECHO 1	0.00202	0.00000	0.00202	4.40	0.00046	4.50	0.00206	0.007	Cumple

Tabla N° 73: Derivas inelásticas dirección transversal Y-Y – segunda alternativa.

DERIVA YY									
Piso	Desp. Sup.	Desp. Inf.	Diferencia	Z	Deriva	Regular	Deriva	Deriva	Cumple
	m	m	m	m	Elástica	0.75R	Inelástica	Máx Perm	$\Delta < \Delta_{perm}$
TECHO 3	0.00230	0.00127	0.00103	5.30	0.00019	4.50	0.00087	0.007	Cumple
TECHO 2	0.00127	0.00057	0.00070	3.30	0.00021	4.50	0.00096	0.007	Cumple
TECHO 1	0.00057	0.00000	0.00057	4.40	0.00013	4.50	0.00058	0.007	Cumple

Como se puede observar en las tablas N° 72 y N° 73, las derivas no sobrepasan el límite permisible. Presentándose que para la dirección longitudinal X-X la deriva máxima se encuentra en el segundo nivel con un valor de 0.00332 menor que la deriva máxima permitida 0.007 y para la dirección transversal Y-Y la deriva máxima se encuentra en el segundo nivel con un valor de 0.00096 menor que la deriva máxima permitida 0.007.

Se verifica el sistema estructural utilizado para esta alternativa, el cual para la dirección longitudinal X-X es de muros estructurales de C° A° y para la dirección transversal Y-Y es de muros estructurales de C° A°. (revisar el anexo N° 5).

Para el diseño se determina la carga sísmica de diseño la cual se determina del producto de la cortante dinámica con un factor de escala. En la tabla N° 74 se muestra el resumen de carga de diseño sísmico.

Tabla N° 74: Factor de escala de diseño – segunda alternativa.

FACTOR DE ESCALA DISEÑO:		
Dirección	X	Y
Periodo	0.263	0.145
%Masa Part.	88.18%	82.28%
C	2.50	2.50
V estática=	134.65	134.65
V Dinámica=	119.36	112.56
V din. /V est. =	0.89	0.84
Configuración=	Regular	Regular
Cociente min. =	0.80	0.80
Factor (fx) =	1.00	1.00

6.1.3. TERCERA ALTERNATIVA DE ESTRUCTURACIÓN

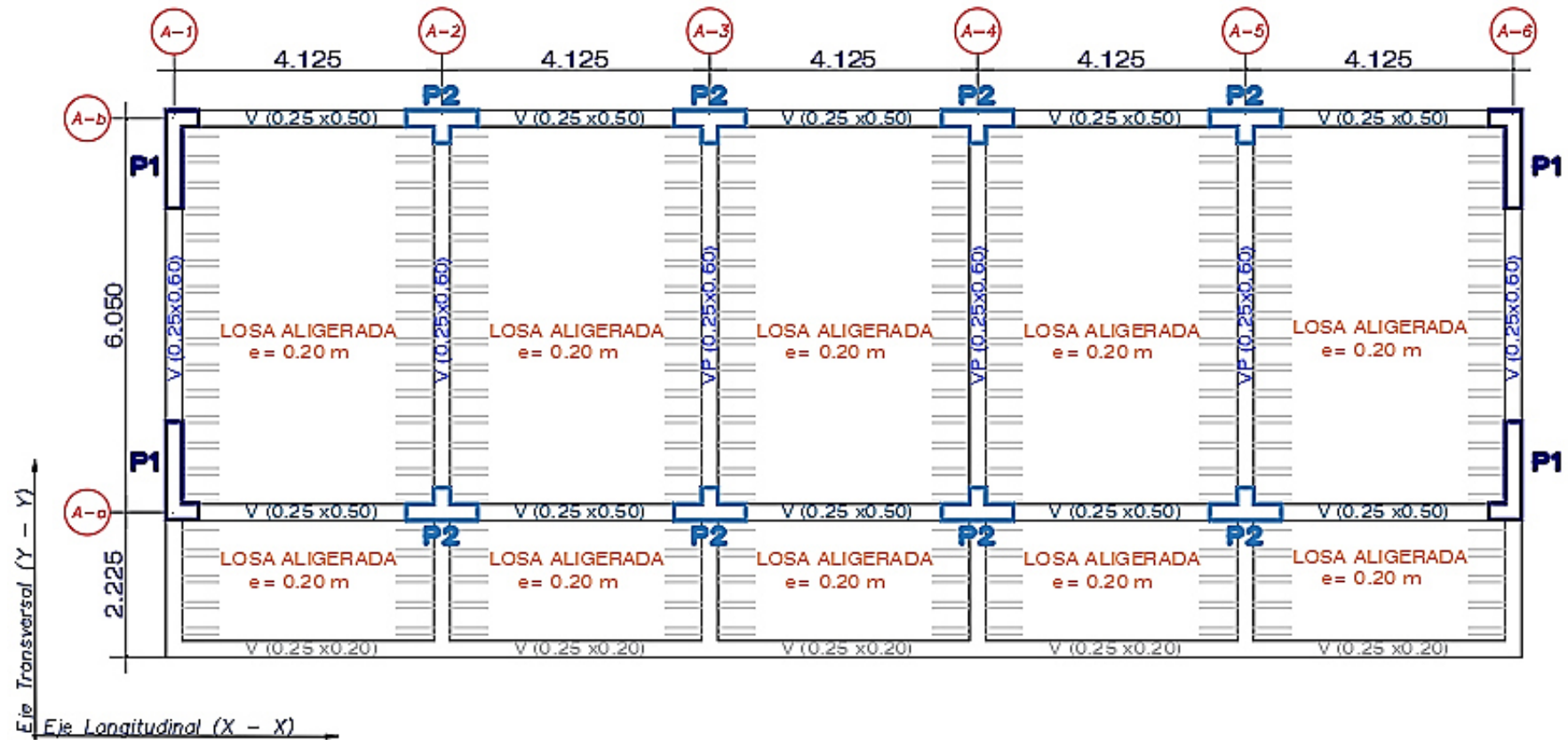
El planteamiento para esta alternativa consiste en el sistema sismorresistente de muros estructurales de concreto armado para la dirección longitudinal X-X y para la dirección transversal Y-Y.

En la dirección longitudinal X-X se brinda rigidez mediante muros de concreto armado en forma T de 1.10 m x 0.50 m. En el plano de estructuras se considera como P2.

En la dirección transversal Y-Y se brinda rigidez mediante muros de concreto armado de 1.50 x 0.25 m en los ejes A-1 y A-6. En el plano de estructuras se considera como P1.

Los cambios a nivel de arquitectura serán mínimos, ya que habrá variaciones en las luces de las ventanas de todas las aulas. En la figura N° 48 se muestra la planta estructural para esta propuesta de estructuración.

Figura N° 48: Planta estructural – tercera alternativa.



6.1.3.1. Análisis sísmico de la tercera alternativa

Para la evaluación de la edificación se realizó el análisis estático y análisis dinámico considerando los factores de la tabla N° 75.

Tabla N° 75: Parámetros sísmicos – tercera alternativa.

PARÁMETROS SÍSMICOS	
<i>Factor de Zona</i>	Z=0.35 (Zona 3)
<i>Factor de Uso</i>	U=1.5 (Categoría A2)
<i>Factor de Suelo</i>	S=1.15 (S2- Suelo Intermedio)
<i>Periodo que define la plataforma de Espectro</i>	Tp = 0.6 TL = 2
<i>Factor Básico de Reducción Sísmica</i>	Rox=6 (Muros Estructurales) Roy=6 (Muros Estructurales)

6.1.3.2. Verificación de irregularidades tercera alternativa

Se verificó que la estructuración no presente irregularidades, para ello en las tablas N° 76, N° 77, N° 78 y N° 79 se muestran los resultados de irregularidad de masa, rigidez, resistencia y torsión respectivamente.

Tabla N° 76: Irregularidad de masa – tercera alternativa.

MASA X e Y				IRREGULARIDAD DE MASA			
<i>Piso</i>	<i>Caso de Carga</i>	<i>P</i>	<i>Peso por Nivel</i>	$1.5*(P_{i-1})$	<i>Ia</i>	$1.5*(P_{i+1})$	<i>Ia</i>
		<i>tonf</i>	<i>ton</i>				
TECHO 3	PESO GRAVITACIONAL	186.91	186.91	290.00	<i>Regular</i>		
TECHO 2	PESO GRAVITACIONAL	380.24	193.33	292.01	<i>Regular</i>	280.37	<i>Regular</i>
TECHO 1	PESO GRAVITACIONAL	574.91	194.67			290.00	<i>Regular</i>

No presenta irregularidad de masa ya que los pesos no son mayores en 1.5 a los pesos adyacentes.

Tabla N° 77: Irregularidad de rigidez – tercera alternativa.

RIGIDEZ X-X						IRREGULARIDAD DE RÍGIDEZ			
Piso	Desp sup	Desp inf	Desp X	h	Dist. Entrep.	$1.4^{*}(\beta_{i+1})$	Ia	$\frac{1.25^{*}(\beta_{i+1} + \beta_{i+2} + \beta_{i+3})}{3}$	Ia
	m	m	m	m					
TECHO 3	0.00682	0.00440	0.00242	5.30	0.0005				
TECHO 2	0.00440	0.00238	0.00202	3.30	0.0006	0.0006	Regular		
TECHO 1	0.00238	0.00000	0.00238	3.90	0.0006	0.0009	Regular		

RIGIDEZ Y-Y						IRREGULARIDAD DE RÍGIDEZ			
Piso	Desp sup	Desp inf	Desp Y	h	Dist. Entrep.	$1.4^{*}(\beta_{i+1})$	Ia	$\frac{1.25^{*}(\beta_{i+1} + \beta_{i+2} + \beta_{i+3})}{3}$	Ia
	m	m	m	m					
TECHO 3	0.01094	0.00657	0.00437	5.30	0.0008				
TECHO 2	0.00657	0.00281	0.00376	3.30	0.0011	0.0012	Regular		
TECHO 1	0.00281	0	0.00281	3.90	0.0007	0.0016	Regular		

No presenta irregularidad de rigidez ya que las distorsiones de entrepiso en ambas direcciones no son mayores a 1.4 las distorsiones del piso superior.

Tabla N° 78: Irregularidad de resistencia – tercera alternativa.

RESISTENCIA EN X				IRREGULARIDAD DE RESISTENCIA	
Piso	Caso de Carga	VX	VY	$0.80^{*}(V_{i+1})$	Ia
		tonf	tonf		
TECHO 3	SDX Max	23.08	0.48		
TECHO 2	SDX Max	100.09	1.15	18.46	Regular
TECHO 1	SDX Max	122.70	1.32	80.07	Regular

RESISTENCIA EN Y				IRREGULARIDAD DE RESISTENCIA	
Piso	Caso de Carga	VX	VY	$0.80^{*}(V_{i+1})$	Ia
		tonf	tonf		
TECHO 3	SDY Max	0.41	25.99		
TECHO 2	SDY Max	1.08	97.16	20.79	Regular
TECHO 1	SDY Max	1.32	117.27	77.73	Regular

No presenta irregularidad de resistencia ya que las cortantes en ambas direcciones son mayores al 80% de la fuerza cortante del piso inmediato superior.

Tabla N° 79: Irregularidad torsional – tercera alternativa.

TORSION X - X					IRREGULARIDAD TORSIONAL	
Piso	Caso de Carga	Diafragma	Max Deriva	Deriva CM	$\Delta_{m\acute{a}x}/\Delta_{CM}>1.2$	Ip
TECHO 2	SDX Max	Diaph D2 X	0.00075	0.00073	1.025	Regular
TECHO 1	SDX Max	Diaph D1 X	0.00046	0.00045	1.020	Regular

TORSION Y - Y					IRREGULARIDAD TORSIONAL	
Piso	Caso de Carga	Diafragma	Max Deriva	Deriva CM	$\Delta_{m\acute{a}x}/\Delta_{CM}>1.2$	Ip
TECHO 2	SDY Max	Diaph D2 Y	0.00097	0.00089	1.091	Regular
TECHO 1	SDY Max	Diaph D1 Y	0.00053	0.00049	1.101	Regular

No presenta irregularidad de torsión ya que la relación entre la deriva máxima y la deriva promedios no excede de 1.2.

Con esta propuesta de estructuración el edificio no presenta irregularidades de masa, rigidez, resistencia y torsión.

6.1.3.3. Verificación de derivas

Del análisis realizado, las derivas de entrepiso obtenidas se muestran en las tablas N° 80 y N° 81 para la dirección longitudinal X-X y dirección transversal Y-Y respectivamente.

Al presentar el sistema de muros estructurales de concreto armado en ambas direcciones se considera la deriva inelástica para concreto armado por lo tanto las derivas obtenidas deben ser menor a 0.007.

Tabla N° 80: Derivas inelásticas dirección longitudinal X-X – tercera alternativa.

DERIVA XX									
Piso	Desp. Sup.	Desp. Inf.	Diferencia	Z	Deriva Elástica	Regular 0.75R	Deriva Inelástica	Deriva Máx Perm	Cumple $\Delta < \Delta_{perm}$
	m	m	m	m					
TECHO 3	0.00614	0.00449	0.00165	5.30	0.00031	4.50	0.00140	0.007	Cumple
TECHO 2	0.00449	0.00203	0.00247	3.30	0.00075	4.50	0.00336	0.007	Cumple
TECHO 1	0.00203	0.00000	0.00203	4.40	0.00046	4.50	0.00207	0.007	Cumple

Tabla N° 81: Derivas inelásticas dirección transversal Y-Y – tercera alternativa.

DERIVA YY									
Piso	Desp. Sup.	Desp. Inf.	Diferencia	Z	Deriva	Regular	Deriva	Deriva	Cumple $\Delta < \Delta_{perm}$
	m	m	m	m	Elástica	0.75R	Inelástica	Máx Perm	
TECHO 3	0.00924	0.00555	0.00369	5.30	0.00070	4.50	0.00314	0.007	Cumple
TECHO 2	0.00555	0.00235	0.00320	3.30	0.00097	4.50	0.00436	0.007	Cumple
TECHO 1	0.00235	0.00000	0.00235	4.40	0.00053	4.50	0.00241	0.007	Cumple

Como se puede observar en las tablas N° 80 y N° 81 las derivas no sobrepasan el límite permisible. Presentándose que para la dirección longitudinal X-X la deriva máxima se encuentra en el segundo nivel con un valor de 0.00336 menor que la deriva máxima permitida 0.007 y para la dirección transversal Y-Y la deriva máxima se encuentra en el segundo nivel con un valor de 0.00436 menor que la deriva máxima permitida 0.007.

Se verifica el sistema estructural utilizado para esta alternativa, el cual para la dirección longitudinal X-X es de muros estructurales de C° A° y para la dirección transversal Y-Y es de muros estructurales de C° A°. (revisar el anexo N° 5).

Para el diseño se determina la carga sísmica de diseño la cual se determina del producto de la cortante dinámica con un factor de escala. En la tabla N° 82 se muestra el resumen de carga de diseño sísmico.

Tabla N° 82: Factor de escala de diseño.

FACTOR DE ESCALA DISEÑO:		
Dirección	X	Y
Periodo	0.260	0.291
%Masa Part.	88.31%	83.94%
C	2.50	2.50
V estática=	138.21	138.21
V Dinámica=	122.70	117.27
V din. /V est. =	0.89	0.85
Configuración=	Regular	Regular
Cociente min. =	0.80	0.80
Factor (fx) =	1.00	1.00

6.2. ELECCIÓN DE MEJOR ALTERNATIVA DE ESTRUCTURACIÓN

Para la elección de la mejor alternativa se considera tres aspectos fundamentales, tal como se indicó en el inciso 2.2.2 los cuales son: funcionalidad, resistencia y economía.

En la tabla N° 83 se muestra un cuadro comparativo de las 3 alternativas, donde la primera alternativa no se podrá considerar debido a que el sistema de albañilería confinada ubicada en la dirección transversal no satisface los requisitos mínimos de resistencia indicadas en la norma E.070 de albañilería. En cuanto a la segunda alternativa es funcional y segura, pero comparado con la tercera alternativa es antieconómica debido a la gran longitud que presentan las placas ubicadas en los extremos de las aulas (revisar el anexo N° 9).

Tabla N° 83: Cuadro comparativo de las alternativas.

	SISTEMA ESTRUCTURAL		REQUERIMIENTOS DE DISEÑO ESTRUCTURAL			OBSERVACIONES
	LONG. X-X	TRANS. Y-Y	FUNCIONAL	SEGURO	ECONOMICO	
Primera alternativa	Muros Estructurales (0.00578)	Albañilería Confinada (0.00155)	✓	✗	✓	No se podrá considerar el sistema de albañilería confinada debido a que no satisface los requisitos mínimos de resistencia indicadas en la norma E.070 de albañilería. NO CUMPLE CON LA RESISTENCIA AL AGRIETAMIENTO DIAGONAL Y CONTROL DE FISURACIÓN NO CUMPLE CON LA VERIFICACIÓN DE LA RESISTENCIA AL CORTE DEL EDIFICIO
Segunda alternativa	Muros Estructurales (0.00332)	Muros Estructurales (0.00096)	✓	✓	✗	Si bien es funcional y resistente esta alternativa es antieconómica debido al uso de placas de gran longitud ubicado en los extremos de las aulas.
Tercera alternativa	Muros Estructurales (0.00336)	Muros Estructurales (0.00436)	✓	✓	✓	Se optó por esta alternativa ya que cumple con los requerimientos del diseño estructural.

Finalmente, se opta por la tercera alternativa de estructuración ya que cumple con los requerimientos de diseño estructural siendo estas: funcionalidad, seguridad y economía, por lo tanto, se procederá a realizar el diseño de los elementos correspondiente a la alternativa optada.

CAPÍTULO VII

ANÁLISIS Y DISEÑO DE NUEVA PROPUESTA ESTRUCTURAL

7.1. GENERALIDADES

El capítulo tiene como objetivo evaluar la alternativa seleccionada respetando las normativas indicadas en el inciso 3.5.

7.2. ESTRUCTURACIÓN

La estructuración se basa en sistema sismorresistente de muros estructurales de concreto armado para la dirección longitudinal X-X y para la dirección transversal Y-Y.

- En la dirección longitudinal X-X se brinda rigidez mediante muros de concreto armado en forma T de 1.10 m x 0.50 m. En el plano de estructuras se considera como P2.
- En la dirección transversal Y-Y se brinda rigidez mediante muros de concreto armado de 1.50 x 0.25 m en los ejes A-1 y A-6. En el plano de estructuras se considera como P1.
- Las losas son del tipo aligerado unidireccional de un espesor de 0.20 m.
- Las vigas en la dirección longitudinal X-X presentan una sección de 0.25x0.50 m y para la dirección transversal Y-Y presentan una sección de 0.25X0.60 m.
- Se emplea concreto de $f'c$ de 210 Kg/cm² en los elementos estructurales.

La figura N° 48 se muestra la estructuración en planta. En el inciso 5.7.2 se muestra el análisis sísmico de la alternativa y la verificación de derivas.

7.3. DISEÑO EN CONCRETO ARMADO

Se procede a realizar el diseño de los elementos estructurales, para poder finalmente obtener los planos estructurales con la nueva propuesta estructural.

7.3.1. DISEÑO DE LOSA ALIGERADA

El diseño para la losa aligera será con los diagramas indicados en el inciso 5.4.1 ya que las cargas utilizadas son las mismas. En la tabla N° 84 se muestra el resumen de acero a utilizar en la losa aligerada.

Tabla N° 84: Acero en losa aligerada- nueva propuesta estructural.

DISEÑO POR FLEXIÓN									
	<i>Mu</i>	ω	ρ	<i>As req</i>	<i>As mín</i>	<i>As col</i>	ϕMn	<i>Verif.</i>	
	<i>ton.m</i>			<i>cm2</i>	<i>cm2</i>	<i>cm2</i>	<i>ton.m</i>		
M-	0.76	0.1530	0.0076	1.30	0.82	2 Ø 3/8" = 1.42 cm2	0.82	Cumple	
M+	0.66	0.0308	0.0015	5.20	0.41	1 Ø 1/2" = 1.29 cm2	0.81	Cumple	

7.3.2. DISEÑO DE VIGAS DE CONCRETO

Se presentará el diseño de la viga transversal Y-Y de 0.25 m x 0.60 m y de la viga longitudinal 0.25 m x 0.50 m, el procedimiento de diseño se muestra en la figura N° 10. Las vigas longitudinales y transversales reciben cargas sísmicas por ello se realiza el diseño considerando las disposiciones del capítulo N° 21 - inciso 21.4 de la norma E.060.

En la figura N° 49 se muestra el diagrama de momento flector y en la figura N° 50 se muestra el diagrama de fuerza cortante para la viga transversal Y-Y ubicada en el eje A4 ya que es la más cargada por ser una viga que carga losa y el tabique que divide las aulas.

Figura N° 49: Diagrama de momento flector – viga transversal Y-Y – eje A4. (ton.m)

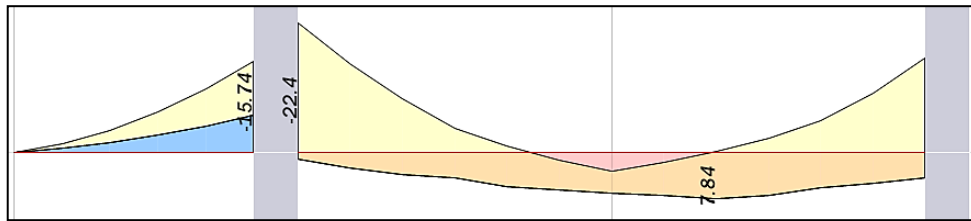


Tabla N° 85: Diseño por flexión – viga transversal Y-Y – eje A4.

DISEÑO POR FLEXIÓN							
<i>Mu</i>	ω	ρ	<i>As req</i>	<i>As mín</i>	<i>As col</i>	<i>Mu- calc</i>	$Mu \leq Mu_{cal}$
ton.m			cm ²	cm ²	cm ²	ton.m	
22.4	0.2078	0.0104	13.25	3.26	4 Ø 5/8" + 2 Ø 3/4" = 13.70 cm ²	23.07	Cumple
7.84	0.0664	0.0033	4.48	3.26	2 Ø 3/4" = 5.70 cm ²	11.06	Cumple
17.63	0.1583	0.0079	10.68	3.26	2 Ø 5/8" + 2 Ø 3/4" = 9.70 cm ²	18.13	Cumple

Para el refuerzo superior se colocaron dos varillas continuas de $\Phi 3/4"$ y bastones de $\Phi 5/8"$ según lo requerido como se muestra en la tabla N° 85, generando momentos mayores a los requeridos.

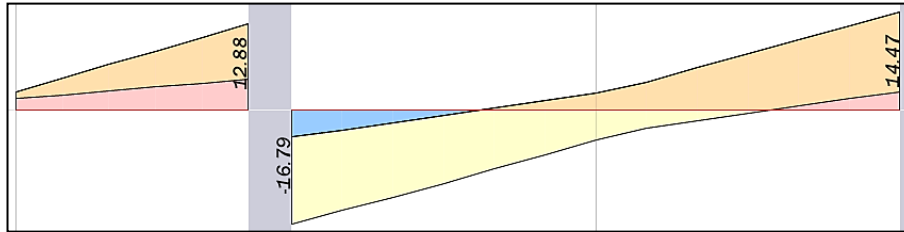
El cálculo de las longitudes de los bastones se muestra en la tabla N° 86.

Para el refuerzo inferior se colocaron dos varillas continuas de $\Phi 3/4"$ que generan un momento resistente de 11.06 ton.m mayor al requerido de 7.84 ton.m.

Tabla N° 86: Bastones de diseño por flexión – viga transversal Y-Y – eje A4.

Mu=15.74 ton.m	Mu=22.40 ton.m	Mu=17.63 ton.m
2 Ø 3/4" = 5.70 cm ²	2 Ø 3/4" = 5.70 cm ²	2 Ø 3/4" = 5.70 cm ²
4 Ø 5/8" = 8.00 cm ²	4 Ø 5/8" = 8.00 cm ²	3 Ø 5/8" = 6.00 cm ²
As proveido = 13.70 cm ²	As proveido = 13.70 cm ²	As proveido = 11.70 cm ²
As queda	As queda	As queda
2 Ø 3/4" = 5.70 cm ²	2 Ø 3/4" = 5.70 cm ²	2 Ø 3/4" = 5.70 cm ²
a= 5.36 cm	a= 5.36 cm	a= 5.36 cm
Mn= 12.29 ton.m	Mn= 12.29 ton.m	Mn= 12.29 ton.m
Mu= 11.06 ton.m	Mu= 11.06 ton.m	Mu= 11.06 ton.m
Pto teorico= 39.50 cm	Pto teorico= 75.50 cm	Pto teorico= 39.00 cm
d= 54.00 cm	d= 54.00 cm	d= 54.00 cm
12db= 19.05 cm	12db= 19.05 cm	12db= 19.05 cm
Lcorte= 93.50 cm	Lcorte= 129.50 cm	Lcorte= 93.00 cm
Lfinal= 100.00 cm	Lfinal= 130.00 cm	Lfinal= 130.00 cm

Figura N° 50: Diagrama de fuerza cortante – viga transversal Y-Y – eje A4. (ton)



Debido a que la viga recibe cargas sísmicas se considera las disposiciones del capítulo N° 21 - inciso 21.4 de la norma E.060, donde menciona que la fuerza a cortante de diseño no será menor que el mínimo valor calculado con los incisos 21.4.3.a o 21.4.3.b, en la tabla N° 87 se muestra los valores obtenidos.

Tabla N° 87: Fuerza cortante de diseño – viga transversal Y-Y – eje A4.

CORTANTE DE DISEÑO	
21.4.3.A	22.74 ton
21.4.3.B	19.14 ton
Vu=	19.14 ton

La cortante de diseño tendrá un valor de 19.14 ton, resultando ser mayor a la resistente del concreto 8.81 ton, por lo que requiere reforzar transversalmente.


Se determina la resistencia V_s que tiene un valor de 12.15 ton y para asegurar una falla dúctil la resistencia V_s debe ser menor a la cortante máxima cuyo valor es 41.08 ton, se procede a determinar la separación máxima de estribos siendo este 0.27 m.

Tabla N° 88: Diseño por corte – viga transversal Y-Y – eje A4.

DISEÑO POR CORTE				
Vc	ϕVc	Vud	$Vud \leq \phi Vc$	$Vs = \left(\frac{Vud}{\phi}\right) - \left(\frac{\phi Vc}{\phi}\right)$
ton	ton	ton		
10.37	8.81	19.14	Necesita refuerzo por corte	12.15 ton

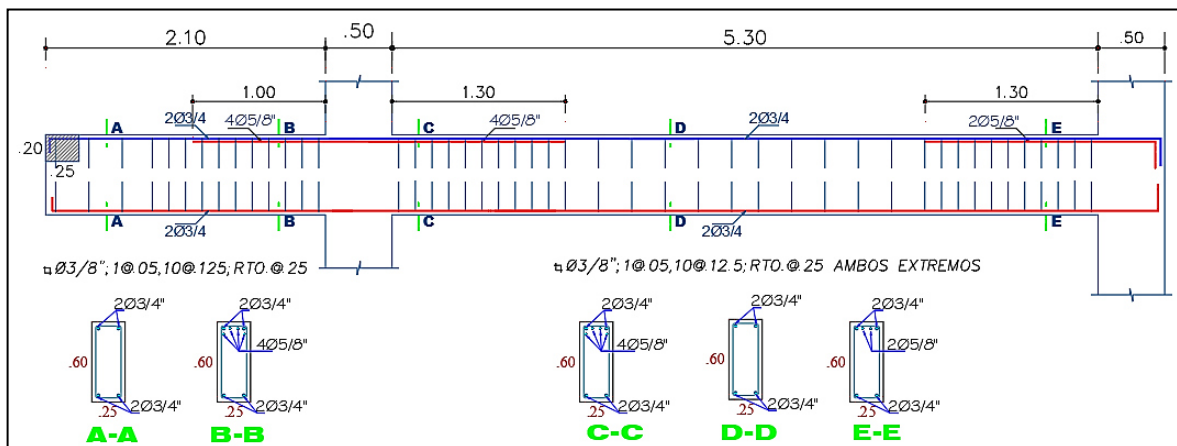
Se considera los requerimientos de estribos en vigas según las exigencias del capítulo 21 de la norma de concreto armado para un sistema de muros estructurales, en la tabla N° 89 se muestra la distribución de estribos para la viga transversal.

Tabla N° 89: Distribución de estribos – viga transversal Y-Y – eje A4.

DISTRIBUCIÓN DE ESTRIBOS CAPÍTULO 21						
SISTEMA: MUROS ESTRUCTURALES						
PRIMER	ZONA DE CONFINAMIENTO			ZONA CENTRAL		
5.00 cm	d/4	8db	24dbe	30	d/2	s
$\phi 3/8$  1 @ 0.1m; 10 @ 0.125m; R @ 0.25m						

En la figura N° 51 se detalla la viga transversal Y-Y ubicada en el eje A4.

Figura N° 51: Detallado de viga transversal Y-Y – eje A4.



En la figura N° 52 se muestra el diagrama de momento flector y en la figura N° 53 se muestra el diagrama de fuerza cortante para la viga longitudinal X-X ubicada en el eje Aa.

Figura N° 52: Diagrama de momento flector – viga longitudinal X-X – eje Aa.(ton.m)

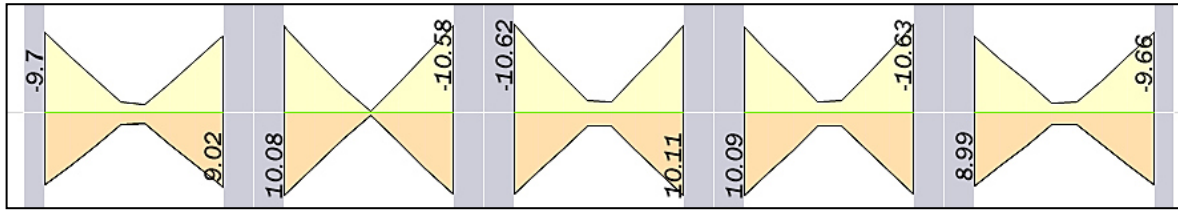


Tabla N° 90: Diseño por flexión – viga longitudinal X-X – eje Aa.

DISEÑO POR FLEXIÓN							
<i>Mu</i>	ω	ρ	<i>As req</i>	<i>As mín</i>	<i>As col</i>	<i>Mu- calc.</i>	<i>Mu</i> ≤ <i>Mucal</i>
<i>ton.m</i>			<i>cm2</i>	<i>cm2</i>	<i>cm2</i>	<i>ton.m</i>	
10.63	0.1255	0.0063	6.90	2.66	4 Ø 5/8" = 8.00 cm2	12.17	Cumple

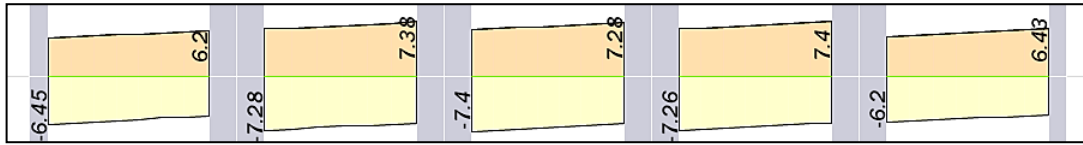
Debido a que las magnitudes de los momentos flectores máximos entre positivos y negativos no difieren demasiado se considera el valor más crítico para el diseño, siendo este valor 10.63 ton.m. En la tabla N° 90 se muestra el diseño por flexión de la viga longitudinal X-X – eje Aa.

Para el refuerzo superior se colocaron dos varillas continuas de $\Phi 5/8''$ y dos bastones de $\Phi 5/8''$. Para el refuerzo inferior se colocaron dos varillas continuas de $\Phi 5/8''$ y dos bastones de $\Phi 5/8''$. El cálculo de las longitudes de los bastones se muestra en la tabla N° 91.

Tabla N° 91: Cortes de diseño por flexión – viga longitudinal X-X – eje Aa.

Mu=10.63 ton.m	
4 Ø 5/8" = 8.00 cm2	
As proveido = 8.00 cm2	
As queda	
2 Ø 5/8" = 4.00 cm2	
a= 3.76 cm	
Mn= 7.08 ton.m	
Mu= 6.37 ton.m	
Pto teorico= 56.00 cm	
d= 44.00 cm	
12db= 19.05 cm	
Lcorte= 100.00 cm	
Lfinal= 100.00 cm	

Figura N° 53: Diagrama de fuerza cortante – viga longitudinal X-X – eje Aa.



La viga recibe cargas sísmicas por lo que para su diseño se considera las disposiciones del capítulo N° 21 - inciso 21.4 de la norma E.060, donde menciona que la fuerza a cortante de diseño no será menor que el mínimo valor calculado con el inciso 21.4.3.a o 21.4.3.b, en la tabla N° 92 se muestra los valores obtenidos.

Tabla N° 92: Fuerza cortante de diseño – viga longitudinal X-X – eje Aa.

CORTANTE DE DISEÑO	
21.4.3.A	11.23 ton
21.4.3.B	17.11 ton
Vu=	11.23 ton

La cortante de diseño tendrá un valor de 11.23 ton, resultando ser mayor a la resistente del concreto, por lo que requiere reforzar transversalmente.

Se determina la resistencia V_s que tiene un valor de 4.77 ton y para asegurar una falla dúctil la resistencia V_s debe ser menor a la cortante máxima cuyo valor es 33.48 ton, se procede a determinar la separación máxima de estribos siendo este 0.22 m.

Tabla N° 93: Diseño por corte – viga longitudinal X-X – eje Aa.

DISEÑO POR CORTE				
Vc	ϕV_c	Vud	$Vud \leq \phi V_c$	$V_s = \left(\frac{Vud}{\phi} \right) - \left(\frac{\phi V_c}{\phi} \right)$
ton	ton	ton		
8.45	7.18	11.23	Necesita refuerzo por corte	4.77 ton

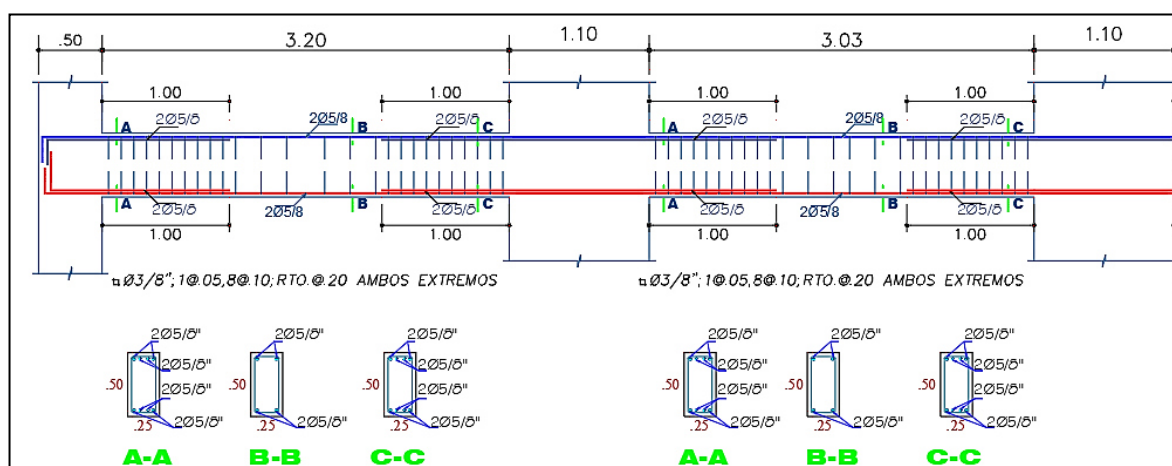
Al ser una viga con alta demanda sísmica se tendrá que confinar considerando las exigencias del capítulo 21 de la norma de concreto armado para un sistema de muros estructurales, en la tabla N° 94 se muestra la distribución de estribos para la viga longitudinal.

Tabla N° 94: Distribución de estribos – viga longitudinal X-X – eje Aa.

DISTRIBUCIÓN DE ESTRIBOS CAPÍTULO 21						
SISTEMA: MUROS ESTRUCTURALES						
PRIMER	ZONA DE CONFINAMIENTO			ZONA CENTRAL		
PRIMER	d/4	8db	24dbe	30	d/2	s
ϕ 3/8 \square 1 @ 0.1m ; 10 @ 0.1m ; R @ 0.2m						

En la figura N° 54 se detalla la viga longitudinal X-X ubicada en el eje Aa.

Figura N° 54: Detallado de viga longitudinal.



7.3.3. DISEÑO DE PLACAS

El procedimiento para el diseño de la placa se muestra en la figura N° 17. El diseño se realizará para la placa PL-1, la dirección más crítica es en la dirección Y-Y. En la tabla N° 95 se presentan las combinaciones de carga con los valores máximos para considerar en el diseño a flexo-compresión.

Tabla N° 95: Combinaciones de carga – placa PL-1.

COMBINACIONES DE DISEÑO	P	V	M
	ton	ton	ton.m
1.4CM+1.7CV	74.5	-3.06	-18.5
1.25(CM+CV)+SISY	83.39	13.98	54.71
1.25(CM+CV)-SISY	45.07	-19.28	-86.06
0.9CM+SISY	57.82	14.99	61.85
0.9CM-SISY	19.50	-18.27	-78.91

Para realizar la distribución de acero horizontal y vertical se determina el valor de V_u cuyo valor es de 54.10 ton y el valor de la capacidad resistente del concreto ϕV_c cuyo valor es de 19.59 ton.

Se prosigue con lo indicado en la norma de diseño de concreto armado en los incisos 11.10.7 y 11.10.10.1, por lo tanto, se determinó que la cuantía horizontal es $\rho_h=0.0026$ y la cuantía vertical es $\rho_v=0.0025$, con estas cuantías se determina la distribución de acero.

Se utilizará dos mallas de 3/8" espaciados cada 0.20 m tanto en dirección horizontal y vertical. La distribución se muestra en la Figura N° 55.

Figura N° 55: Distribución de acero de la placa PL-1.

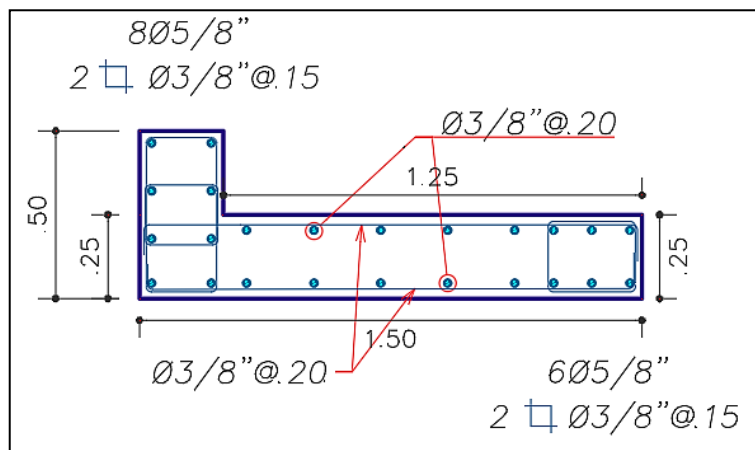
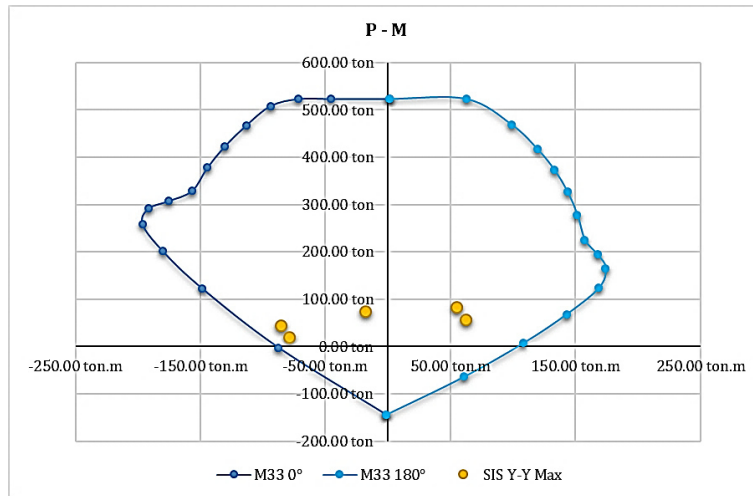


Figura N° 56: Diagrama de interacción de la placa PL-1.



En la figura N° 56 se muestra el diagrama de interacción del elemento reforzado, y se puede verificar que las combinaciones de diseño de la tabla N° 95 se encuentran dentro del diagrama con lo que se puede verificar que satisface las solicitudes requeridas.

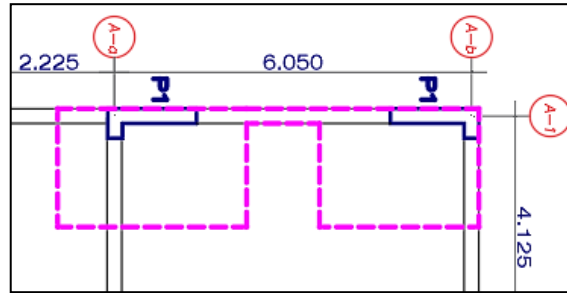
Para garantizar la ductilidad del elemento se determina la cortante de diseño con lo indicado en el inciso 21.9.5 de la norma E.060, el mismo mostrado en la figura N° 17. La cortante de diseño es 54.10 ton menor a ϕV_n del muro que es 57.74 ton, garantizando una falla dúctil.

7.3.4. DISEÑO DE CIMENTACIÓN

El procedimiento para el diseño de la cimentación para zapata conectada se muestra en la figura N° 19.

El diseño se realizará para la cimentación ubicada en el eje A1, la cimentación será del tipo conectada debido a que se tiene placas en el límite perimetral.

Figura N° 57: Ubicación de cimentación de eje A1.



En la tabla N° 96 se muestra el resumen de cargas generadas en la base de las placas.

Tabla N° 96: Cargas en la base de las placas del eje 1.

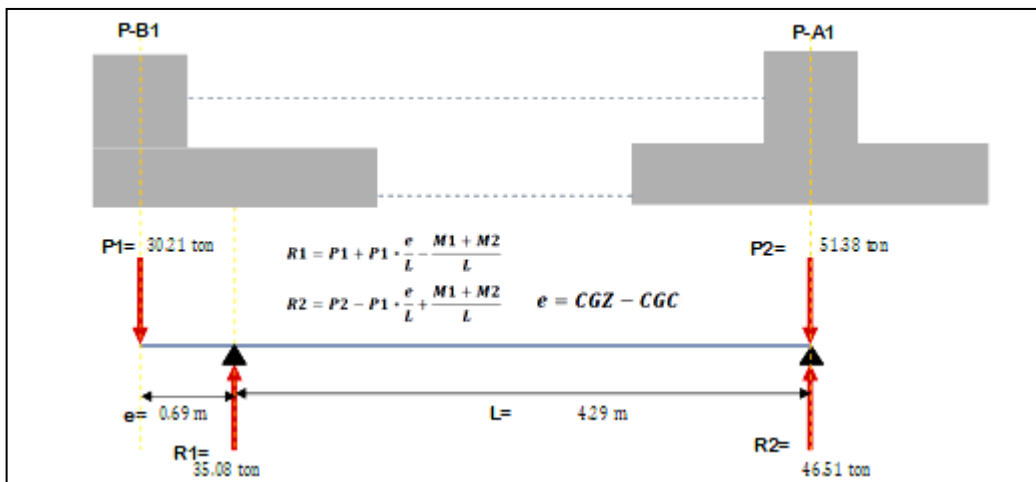
CARGAS EN LA BASE DE LAS PLACAS					
PLACA B1	P	Vx	Vy	Mx	My
	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m
MUERTA	27.88	0.16	0.48	0.89	-5.09
VIVA	2.33	0.07	-0.12	0.37	-2.71
SIS X-X Max	12.33	3.70	0.70	9.92	2.69
SIS Y-Y Max	19.12	1.30	17.14	5.80	71.32
PLACA A1	P	Vx	Vy	Mx	My
	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m
MUERTA	42.96	-0.26	-1.82	-1.05	-9.48
VIVA	8.42	-0.02	-0.30	-0.27	-3.06
SIS X-X Max	10.20	3.89	2.94	10.81	11.70
SIS Y-Y Max	19.16	1.24	16.63	5.65	70.38

Para el dimensionamiento de las zapatas se toma en cuenta la reducción indicada en el artículo 15.2.5 de la norma de diseño en concreto armado con lo cual los momentos por sismo se reducen al 80% y se usa cargas de gravedad en servicio, En la tabla N° 97 se muestra el dimensionamiento de las zapatas y en la figura N° 58 se muestra la determinación de las reacciones de la viga de cimentación.

Tabla N° 97: Dimensionamiento de zapatas del eje 1.

DIMENSIONAMIENTO DE CIMENTACIÓN		$At = \frac{P1 * 1.2}{\sigma adm - 3}$
PLACA B1		
PESO	DIMENSIONES	
Pm= 27.88 ton	At= 1.73 m ²	
Pv= 2.33 ton	B= 2.00 m	
P1= 30.21 ton	L= 2.70 m	
PLACA A1		$At = \frac{R2 * \%Pz}{\sigma adm - 3}$
PESO	DIMENSIONES	
Pm= 42.96 ton	At= 2.39 m ²	
Pv= 8.42 ton	B= 2.00 m	
R2= 46.51 ton	L= 3.20 m	

Figura N° 58: Determinación de las reacciones.



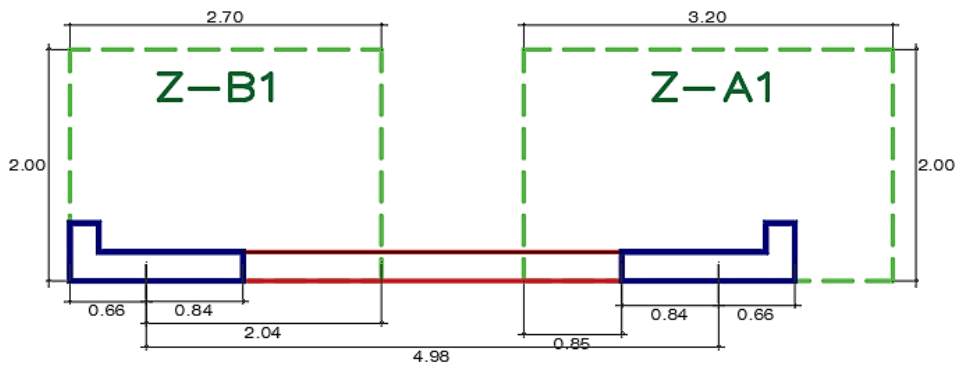
Conociendo las dimensiones de las zapatas se procede a verificar las presiones ejercidas sobre las zapatas, el resumen de esfuerzos se muestra en tabla N° 98.

Tabla N° 98: Resumen de esfuerzos de las zapatas del eje A1.

RESUMEN DE ESFUERZOS		ZAPATA B1		ZAPATA A1		
GRAVEDAD	VERIFICACIÓN POR GRAVEDAD LONGITUDINAL	$\sigma_{1,2} = \frac{R * \%Pz}{A} \pm \frac{6 * ML}{B * L^2}$	$\sigma 1 = 7.51 < 24.00 \text{ ton/m}^2$ $\sigma 2 = 6.48 < 24.00 \text{ ton/m}^2$	Cumple Cumple	$\sigma 1 = 7.44 < 24.00 \text{ ton/m}^2$ $\sigma 2 = 8.21 < 24.00 \text{ ton/m}^2$	Cumple Cumple
	VERIFICACIÓN POR GRAVEDAD TRANSVERSAL	$\sigma_{1,2} = \frac{R * \%Pz}{A} \pm \frac{6 * MT}{L * B^2}$	$\sigma 1 = 2.66 < 24.00 \text{ ton/m}^2$ $\sigma 2 = 11.33 < 24.00 \text{ ton/m}^2$	Cumple Cumple	$\sigma 1 = 1.95 < 24.00 \text{ ton/m}^2$ $\sigma 2 = 13.70 < 24.00 \text{ ton/m}^2$	Cumple Cumple
	VERIFICACIÓN POR GRAVEDAD BIAJIAL	$\sigma_{1,2,3,4} = \frac{R * \%Pz}{A} \pm \frac{6 * ML}{B * L^2} \pm \frac{6 * MT}{L * B^2}$	$\sigma 1 = 3.18 < 24.00 \text{ ton/m}^2$ $\sigma 2 = 2.14 < 24.00 \text{ ton/m}^2$ $\sigma 3 = 11.85 < 24.00 \text{ ton/m}^2$ $\sigma 4 = 10.81 < 24.00 \text{ ton/m}^2$	Cumple Cumple Cumple Cumple	$\sigma 1 = 1.56 < 24.00 \text{ ton/m}^2$ $\sigma 2 = 2.33 < 24.00 \text{ ton/m}^2$ $\sigma 3 = 13.32 < 24.00 \text{ ton/m}^2$ $\sigma 4 = 14.09 < 24.00 \text{ ton/m}^2$	Cumple Cumple Cumple Cumple
SISMO	SISMO LONGITUDINAL HORARIO	$\sigma_{1,2} = \frac{R * \%Pz}{A} \pm \frac{6 * ML}{B * L^2}$	$\sigma 1 = 30.15 < 31.20 \text{ ton/m}^2$ $\sigma 2 = -17.85 < 31.20 \text{ ton/m}^2$	Cumple Cumple	$\sigma 1 = 31.08 < 31.20 \text{ ton/m}^2$ $\sigma 2 = -1.13 < 31.20 \text{ ton/m}^2$	Cumple Cumple
	SISMO LONGITUDINAL ANTIHORARIO	$\sigma_{1,2} = \frac{R * \%Pz}{A} \pm \frac{6 * ML}{B * L^2}$	$\sigma 1 = -15.12 < 31.20 \text{ ton/m}^2$ $\sigma 2 = 30.80 < 31.20 \text{ ton/m}^2$	Cumple Cumple	$\sigma 1 = -16.21 < 31.20 \text{ ton/m}^2$ $\sigma 2 = 17.55 < 31.20 \text{ ton/m}^2$	Cumple Cumple
	SISMO TRANSVERSAL HORARIO	$\sigma_{1,2} = \frac{R * \%Pz}{A} \pm \frac{6 * MT}{L * B^2}$	$\sigma 1 = 6.71 < 31.20 \text{ ton/m}^2$ $\sigma 2 = 12.99 < 31.20 \text{ ton/m}^2$	Cumple Cumple	$\sigma 1 = 7.72 < 31.20 \text{ ton/m}^2$ $\sigma 2 = 10.70 < 31.20 \text{ ton/m}^2$	Cumple Cumple
	SISMO TRANSVERSAL ANTIHORARIO	$\sigma_{1,2} = \frac{R * \%Pz}{A} \pm \frac{6 * MT}{L * B^2}$	$\sigma 1 = -1.39 < 31.20 \text{ ton/m}^2$ $\sigma 2 = 9.67 < 31.20 \text{ ton/m}^2$	Cumple Cumple	$\sigma 1 = -3.82 < 31.20 \text{ ton/m}^2$ $\sigma 2 = 16.71 < 31.20 \text{ ton/m}^2$	Cumple Cumple

Como se puede observar en la tabla N° 98 el esfuerzo más crítico para la zapata B1 tiene un valor de 30.80 ton/m² y para la zapata A1 es 31.08 ton/m² ambos valores son menores al esfuerzo admisible amplificada por el 30% (31.20 ton/m²), por lo que las dimensiones propuestas son aceptables. En la figura N° 59 se muestra las dimensiones de las zapatas.

Figura N° 59: Dimensionamiento de zapatas del eje 1.



Se realizó la verificación por punzonamiento asumiendo un peralte efectivo de 0.65 m para la zapata B1 y de 0.50 m para la zapata A1, para el cálculo de la resistente del concreto se determinó con el mínimo indicado en el inciso N° 11.12.2.1. En la tabla N° 99 se muestra el resumen de la verificación por punzonamiento.

Figura N° 60: Áreas críticas de punzonamiento de las zapatas del eje A1.

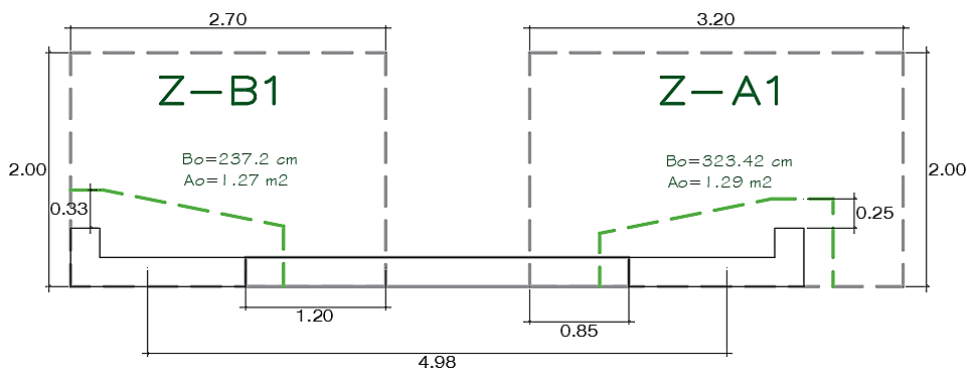


Tabla N° 99: Verificación por punzonamiento de las zapatas del eje A1.

VERIFICACIÓN POR PUNZONAMIENTO					
	Z-B1	Z-A1		Z-B1	Z-A1
σ (ton/m ²)=	30.80	31.08	11.12.2.1.a	V_c (ton) =	188.87 257.52
σ_u (ton/m ²)=	38.50	38.85	11.12.2.1.b	V_c (ton) =	451.27 660.44
A_t (m ²)=	5.40	6.40	11.12.2.1.c	V_c (ton) =	236.83 322.92
β =	3.36	3.36	11.12.2.1	V_c mín(ton) =	188.87 257.52
B_o (cm)=	237.20	323.42	ϕV_c (ton)=	160.54	218.89
A_o (m ²)=	1.27	1.29	V_{up} (ton)=	159.00	198.55
d (cm)=	65.00	50.00	$V_{up} < \phi V_c$	Cumple	Cumple
α_1 =	20.00	30.00			

Se realizará la verificación por corte, ubicada a una distancia d de la cara de las placas. En la tabla N° 100 se muestra el resumen de la verificación por corte.

Figura N° 61: Áreas críticas de punzonamiento de las zapatas.

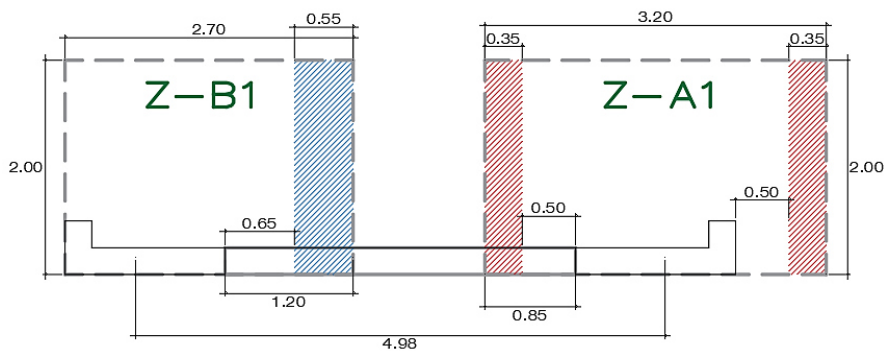


Tabla N° 100: Verificación por corte de las zapatas del eje A1.

VERIFICACIÓN POR CORTE		
σ (ton/m ²)=	30.80	31.08
σ_u (ton/m ²)=	38.50	38.85
B (m)=	2.00	2.00
L (m) =	2.70	3.20
d (m)=	0.65	0.50
X (m)=	0.55	0.35
ϕV_c (ton)=	114.57	104.45
V _{uc} (ton) =	57.17	43.52
V _{uc} < ϕV_c	Cumple	Cumple

Después de realizar las verificaciones por punzonamiento y cortante se realiza el diseño por flexión.

Tabla N° 101: Diseño por flexión para las zapatas del eje A1.

DISEÑO POR FLEXIÓN				
	ZAPATA B1		ZAPATA A1	
σ (ton/m ²)=	30.80	30.80	31.08	31.08
σ_u (ton/m ²)=	38.50	38.50	38.85	38.85
B (m)=	2.00	2.00	2.00	2.00
L (m) =	2.70	2.70	3.20	3.20
X _x (m)=	1.20	1.50	0.85	1.50
d (m)=	0.65	0.65	0.50	0.50
M _u (ton.m)=	55.44	116.94	28.07	139.88
w=	0.0355	0.0561	0.0303	0.0982
P _{calc} =	0.0018	0.0028	0.0015	0.0049
p=	0.0024	0.0028	0.0024	0.0049
A _s (cm ²)=	31.20	49.26	24.00	78.59
Transversal	ϕ 5/8" @ 0.10 m		ϕ 3/4" @ 0.20 m	
Longitudinal	ϕ 5/8" @ 0.10 m		ϕ 3/4" @ 0.10 m	

En la tabla N° 101 se observa los momentos actuantes calculados en las secciones críticas de las zapatas para obtener la distribución de aceros, siendo la distribución de aceros para la zapata B1 de ϕ 5/8" @ 0.10 m en ambas direcciones y para la zapata B1 de ϕ 3/4" @ 0.10 m en la dirección longitudinal X-X y ϕ 3/4" @ 0.20 m en la dirección transversal Y-Y.

Para el diseño de la viga de conexión se determina la envolvente de momento flector y fuerza cortante como se indica en la figura N° 62 y N° 63 respectivamente.

Se plantea la viga de conexión con una sección de 0.25 x 0.65 m, con lo que se procede a realizar el diseño por flexión, en la tabla N° 102 se observa el diseño por flexión para la viga de conexión y en la tabla N° 103 el diseño por corte.

Figura N° 62: Diagrama de fuerza cortante de la viga de cimentación.

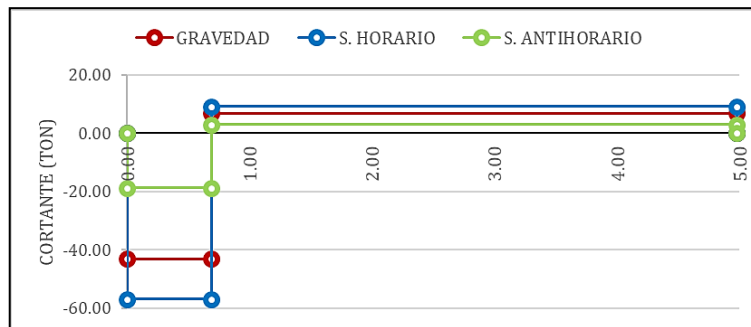


Figura N° 63: Diagrama de momento flector de la viga de cimentación.

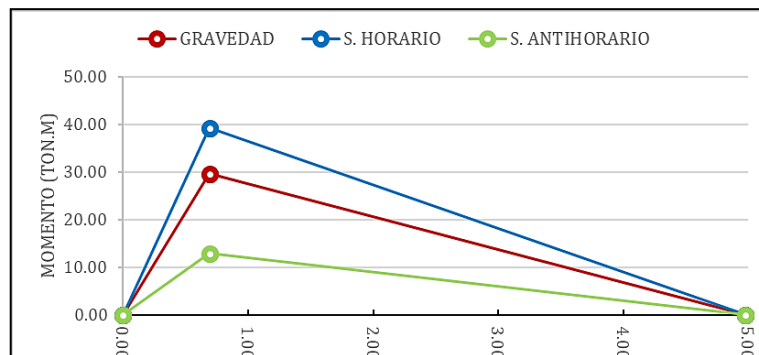


Tabla N° 102: Diseño por flexión de la viga de cimentación.

DISEÑO POR FLEXIÓN			
<i>VIGA DE CONEXIÓN</i>			
Mu (ton.m)=	38.96	As(cm2)=	18.87
b (m) =	0.35	As-col (cm2)=	7 φ 3/4"
h (m) =	0.70	As-col (cm2)=	19.95
d (m) =	0.61	a (cm)=	13.41
w=	0.177	Mn (ton.m)=	45.49
Pcalc=	0.0088	Mu (ton.m)=	40.94
p=	0.0088	Cumple	

Tabla N° 103: Diseño por corte de la viga de cimentación.

DISEÑO POR CORTE	
VIGA DE CONEXIÓN	
Vu (ton)=	9.08
ϕVc (ton)=	13.94
Refuerzo Mínimo	
s min (cm)=	30.00

En la figura N° 64 se presenta el detalle en planta y en la figura N° 65 se presenta la elevación de la zapata conectada.

Figura N° 64: Detalle en planta de la zapata conectada.

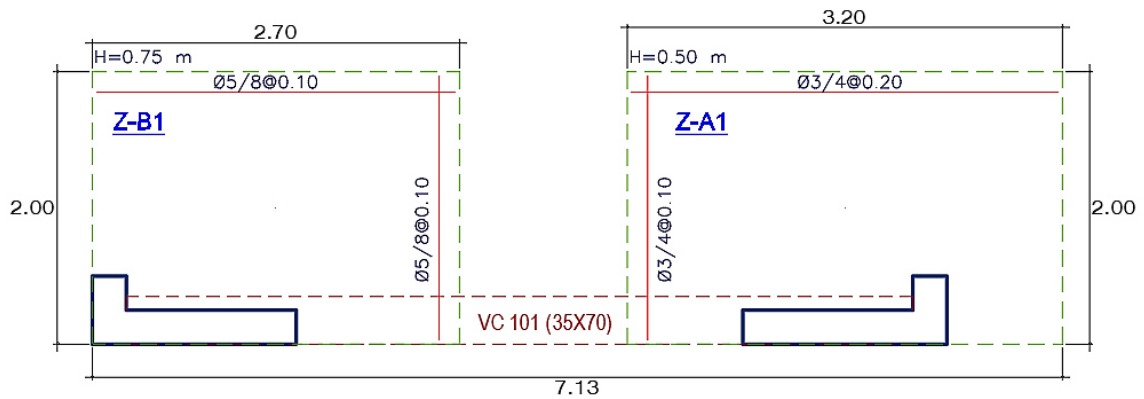
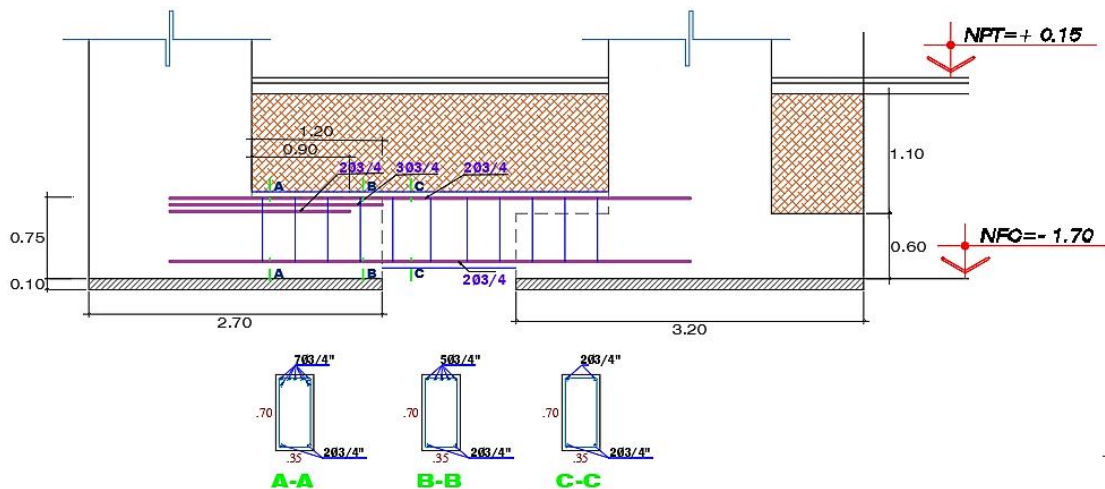


Figura N° 65: Detalle en elevación de la zapata conectada.



CAPÍTULO VIII

ANÁLISIS TIEMPO HISTORIA LINEAL DEL MÓDULO CONSTRUIDO EN SU PRIMERA ETAPA

8.1. GENERALIDADES

El capítulo tiene como objetivo realizar el análisis tiempo – historia lineal del módulo construido en su primera etapa, para el análisis se usarán tres conjuntos de registros de aceleraciones representativos.

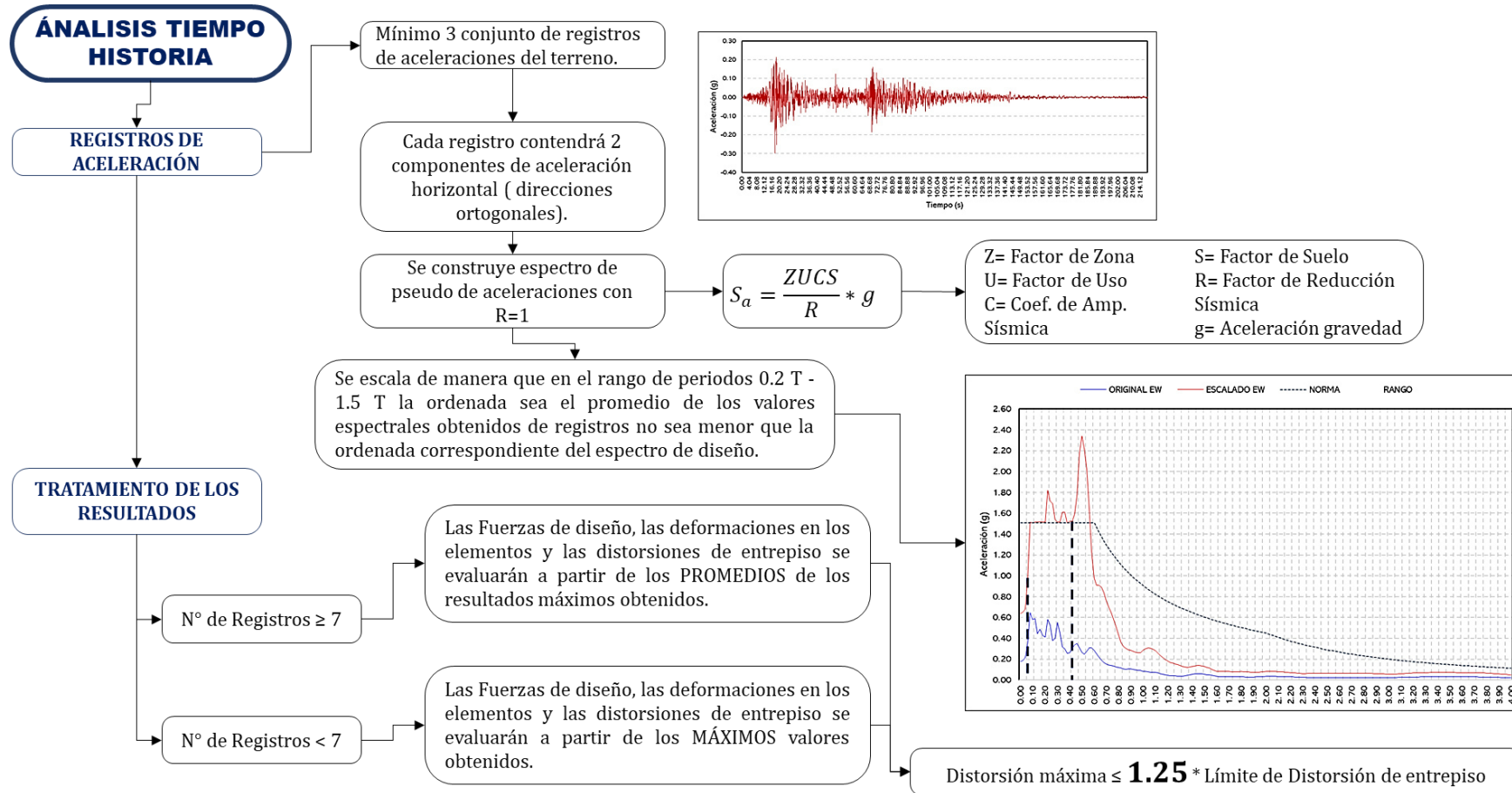
8.2. ANÁLISIS TIEMPO HISTORIA

El análisis tiempo historia se utiliza con fines de verificación, partiendo de ello se realizó el análisis al módulo construido en su primera etapa (el módulo en su primera etapa consta de dos pisos).

El análisis sísmico estático y análisis dinámico modal espectral del módulo de dos pisos se muestra en el anexo N° 10.

El procedimiento para realizar el análisis tiempo se muestra en la figura N° 66.

Figura N° 66: Análisis sísmico tiempo historia.



Fuente: Adaptado - reglamento nacional de edificaciones. Norma E.030 de diseño sismorresistente.

8.3. SISMOS REPRESENTATIVOS SELECCIONADOS

La información de los registros de aceleraciones se obtiene del Centro Peruano Japonés de investigaciones sísmicas y mitigación de desastres – CISMID.

8.3.1. SISMO DE LIMA 1966

Tabla N° 104: Datos del sismo de Lima 1966.

LIMA 1966		
DATOS DE LA ESTACIÓN	DATOS DEL ACCELERÓGRAFO	DATOS DEL SISMO
Nombre: Parque de la Reserva	Modelo: Acelerógrafo Analógico	Fecha: 17 de Octubre de 1966
Localización: Parque de la Reserva, Cercado de Lima	Frecuencia: 50 Hz	Hora epicentro: 16:41:00
	N° de canales: 3	Latitud del epicentro: -10.70
Latitud: -12.07	Canal 1: EW	Longitud del epicentro: -78.70
Longitud: -77.04	Canal 2: NS	Profundida focal: 24 Km
Altitud: 130 m	Canal 3: UD	Magnitud: 8.1 Mw

Fuente: CISMID

Figura N° 67: Acelerograma Lima 1966 – canal EW

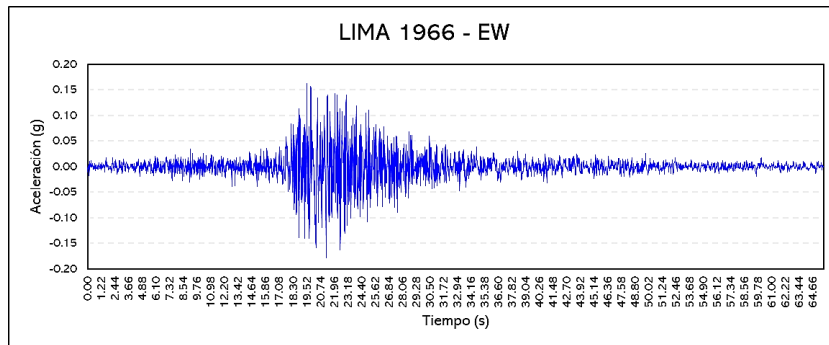
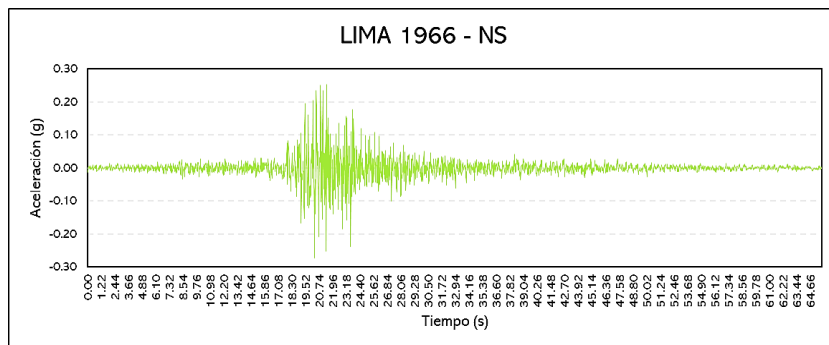


Figura N° 68: Acelerograma Lima 1966 – canal NS



8.3.2. SISMO DE MOQUEGUA 2001

Tabla N° 105: Datos del sismo de Moquegua 2001

MOQUEGUA 2001		
DATOS DE LA ESTACIÓN	DATOS DEL ACCELERÓGRAFO	DATOS DEL SISMO
Nombre: César Vizcarra Vargas	Modelo: RION SM-10B	Fecha: 23 de Junio de 2001
Localización: Complejo Deportivo Rolando Catacora	Frecuencia: 100 Hz	Hora epicentro: 15:33:00
	N° de canales: 3	Latitud del epicentro: -16.08
Latitud: -17.186	Canal 1: EW	Longitud del epicentro: -73.77
Longitud: -70.928	Canal 2: NS	Profundida focal: 33 Km
Altitud: 1461 m	Canal 3: UD	Magnitud: 6.9 mb

Fuente: CISMID

Figura N° 69: Acelerograma Moquegua 2001 – canal EW

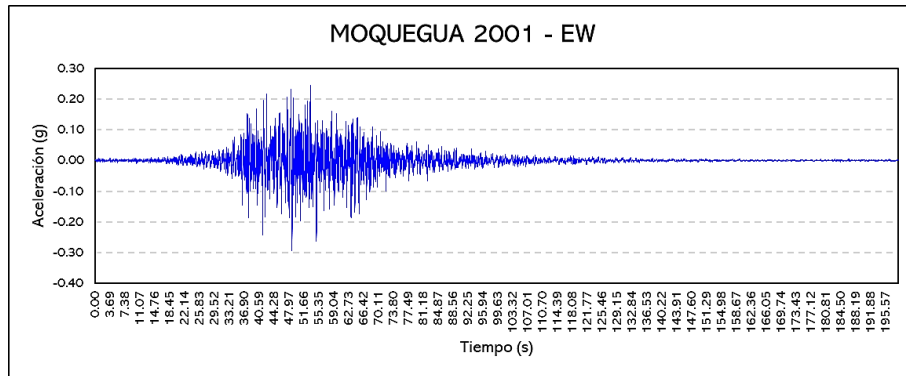
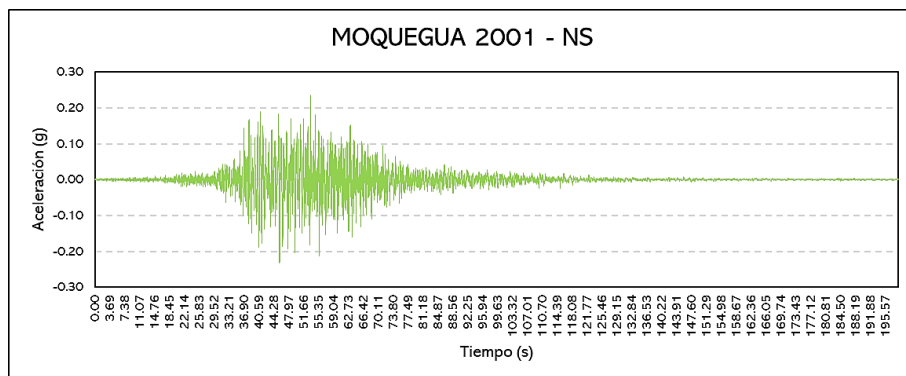


Figura N° 70: Acelerograma Moquegua 2001 – canal NS



8.3.3. SISMO DE PISCO 2007

Tabla N° 106: Datos del sismo de Pisco 2007

PISCO 2007		
DATOS DE LA ESTACIÓN	DATOS DEL ACCELERÓGRAFO	DATOS DEL SISMO
Nombre: Unica	Modelo: RION SM-10B	Fecha: 15 de Agosto de 2007
Localización: Universidad Nacional San Luis Gonzaga	Frecuencia: 100 Hz	Hora epicentro: 18:40:58
	N° de canales: 3	Latitud del epicentro: -13.67
Latitud: -14.09	Canal 1: EW	Longitud del epicentro: -76.76
Longitud: -75.73	Canal 2: NS	Profundida focal: 40 Km
Altitud: 409 m	Canal 3: UD	Magnitud: 7.0 ML

Fuente: CISMID

Figura N° 71: Acelerograma Pisco 2007 – canal EW

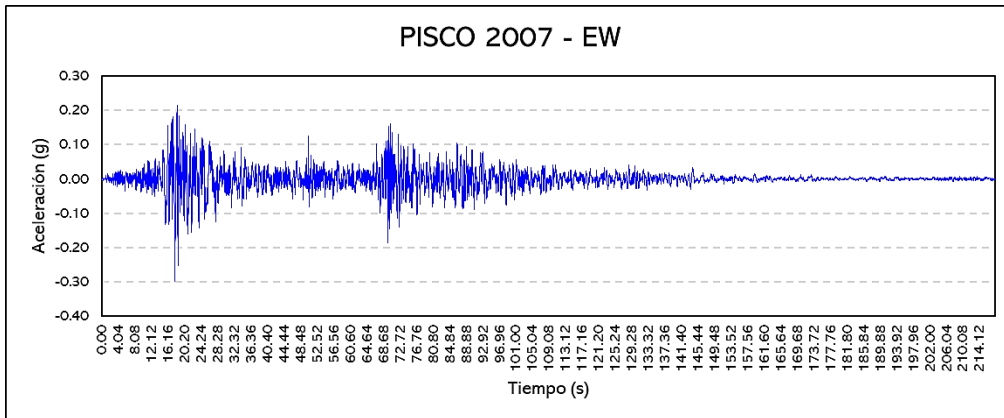
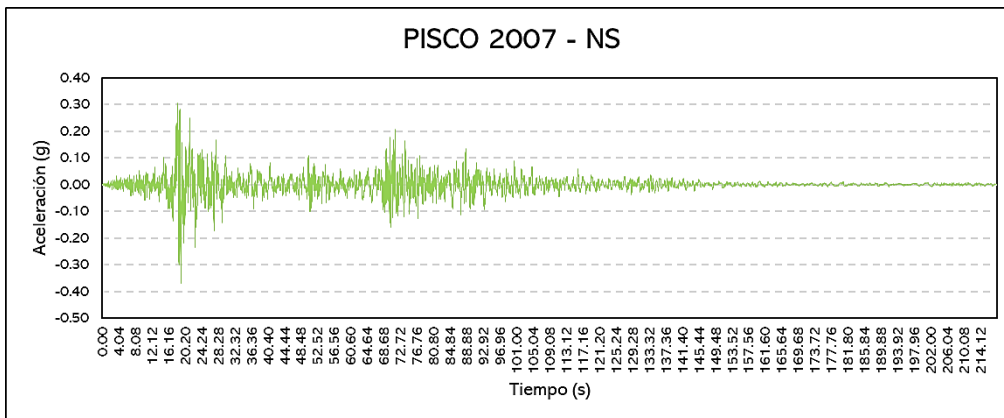


Figura N° 72: Acelerograma Pisco 2007 – canal NS



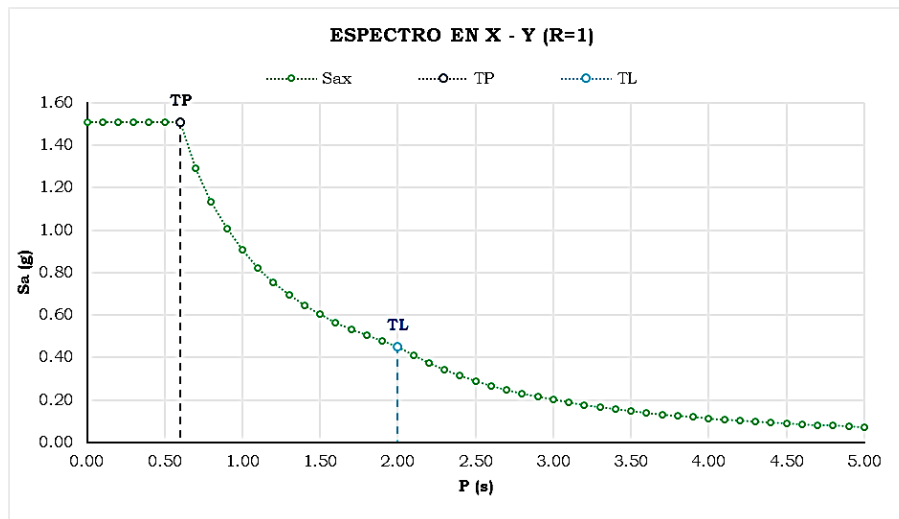
8.4. ESPECTRO DE PSEUDOACELERACIONES

Para generar el espectro de pseudo-aceleraciones se utilizarán los parámetros sísmicos de la tabla N° 107, se generará el espectro en función de la gravedad.

Tabla N° 107: Parámetros sísmicos para el análisis tiempo – historia

PARÁMETROS SÍSMICOS	
Factor de Zona	Z=0.35 (Zona 3)
Factor de Uso	U=1.5 (Categoría A2)
Factor de Suelo	S=1.15 (S2- Suelo Intermedio)
Periodo que define la plataforma de Espectro	Tp = 0.6 TL = 2
Factor Básico de Reducción Sísmica	Rx=1 Ry=1

Figura N° 73: Espectro de pseudo-aceleraciones con R=1



8.5. ESCALADO DE LOS REGISTROS SÍSMICO

Para escalar los acelerogramas se emplea el espectro generado por los mismos y el espectro de pseudo-aceleraciones con R=1; para escalar los acelerogramas de usó el programa SeismoMatch V2018.

A continuación, se muestra el espectro de tiempo-historia correspondiente a los sismos de Lima 1966, Moquegua 2001 y Pisco 2007.

Figura N° 74: Espectro tiempo-historia escalado – Lima 1966 EW

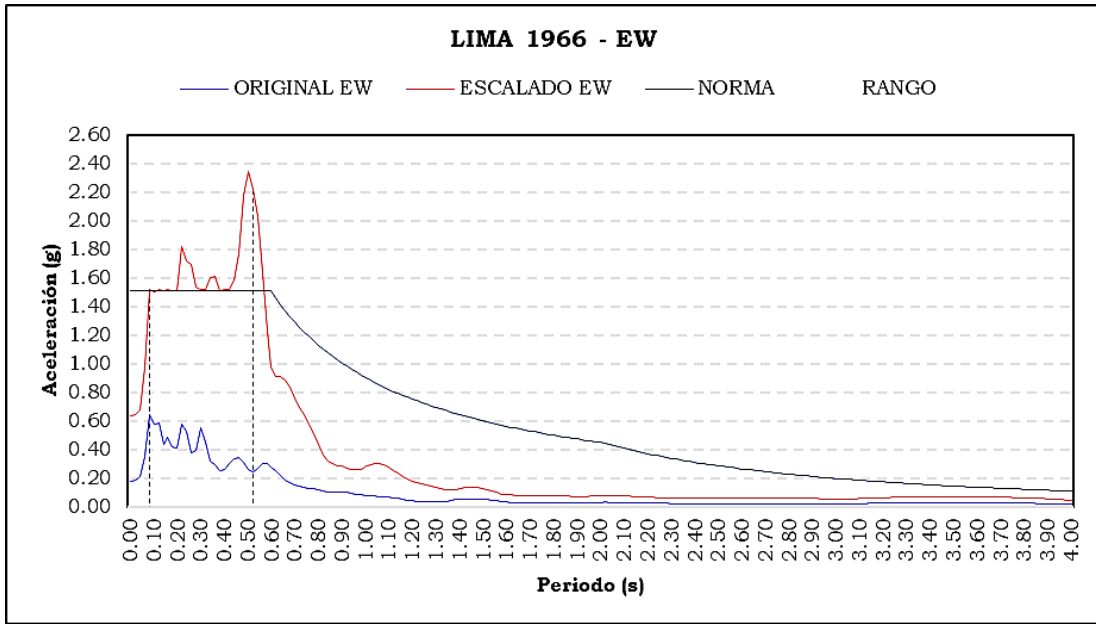


Figura N° 75: Espectro tiempo-historia escalado – Lima 1966 NS

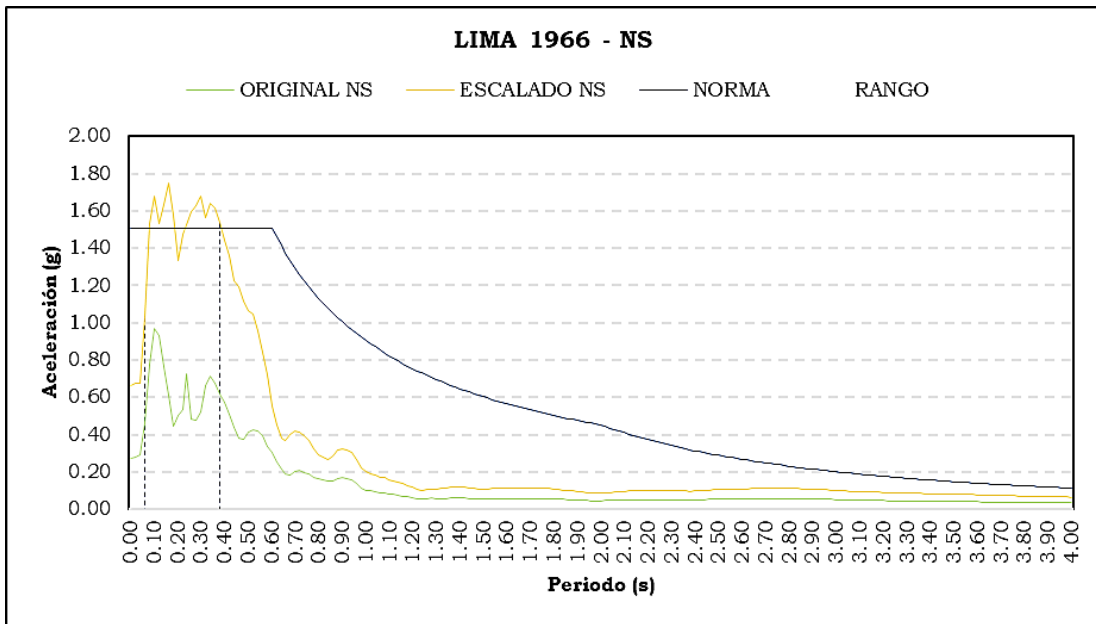


Figura N° 76: Espectro tiempo-historia escalado – Moquegua 2001 EW

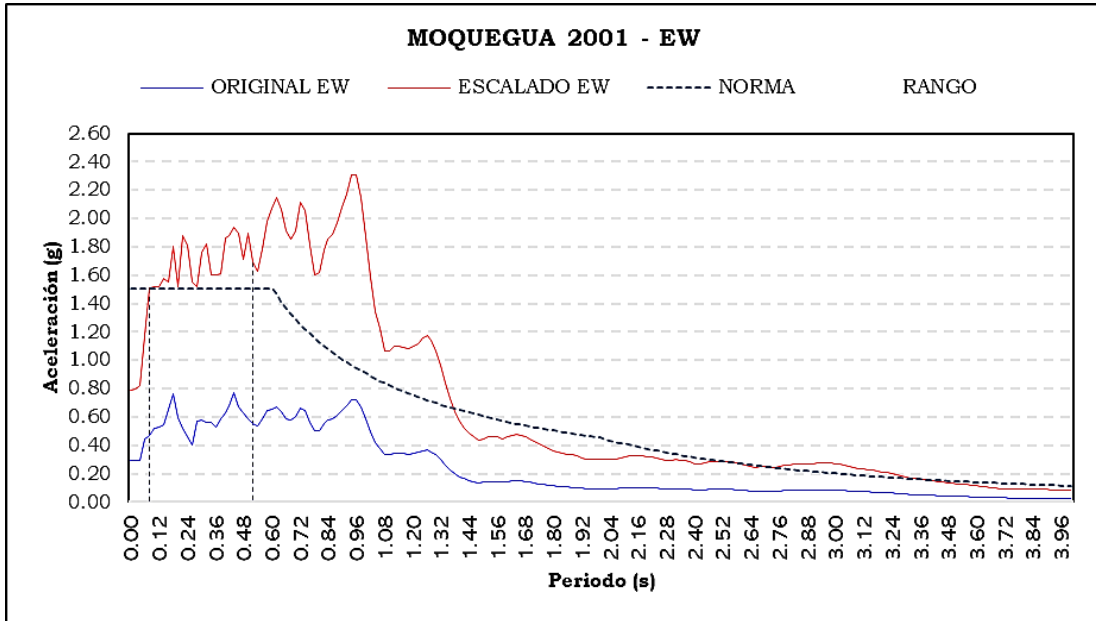


Figura N° 77: Espectro tiempo-historia escalado – Moquegua 2001 NS

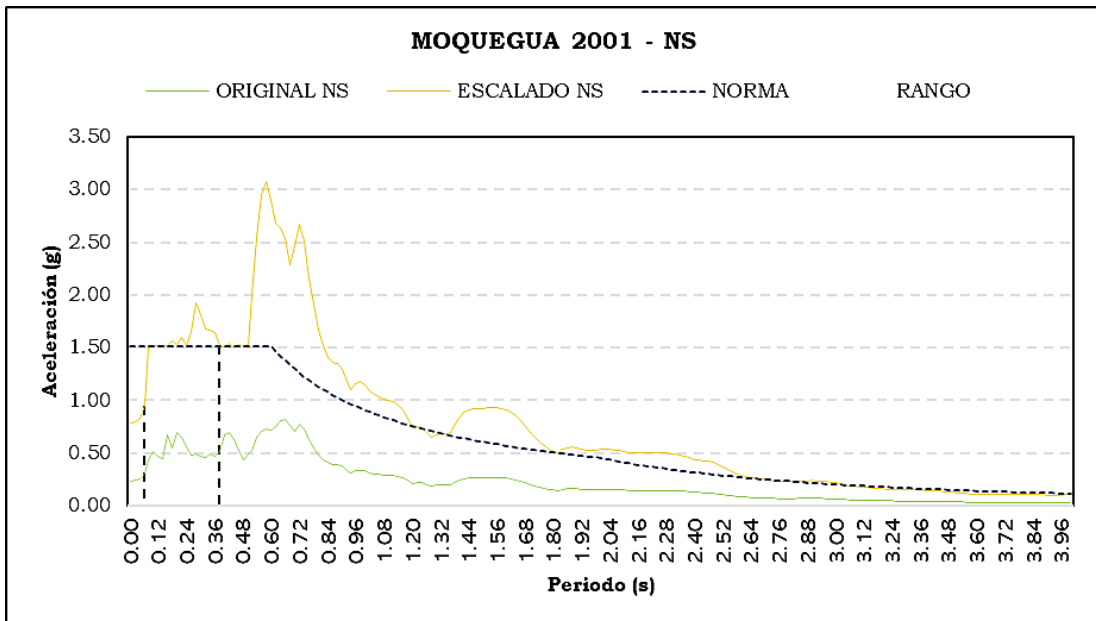


Figura N° 78: Espectro tiempo-historia escalado – Pisco 2007 EW

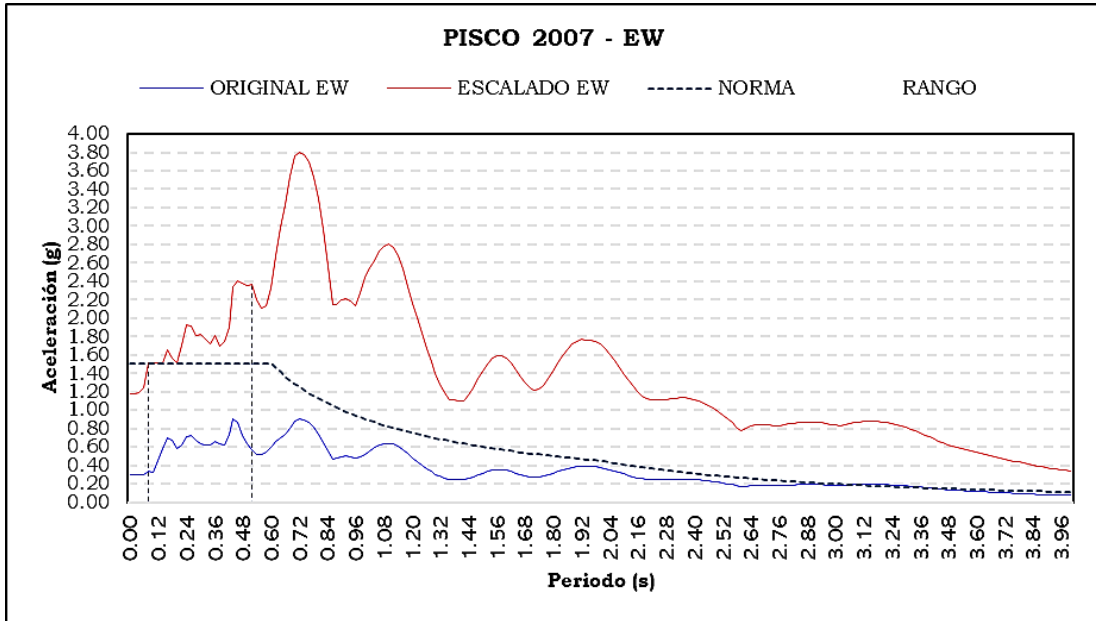
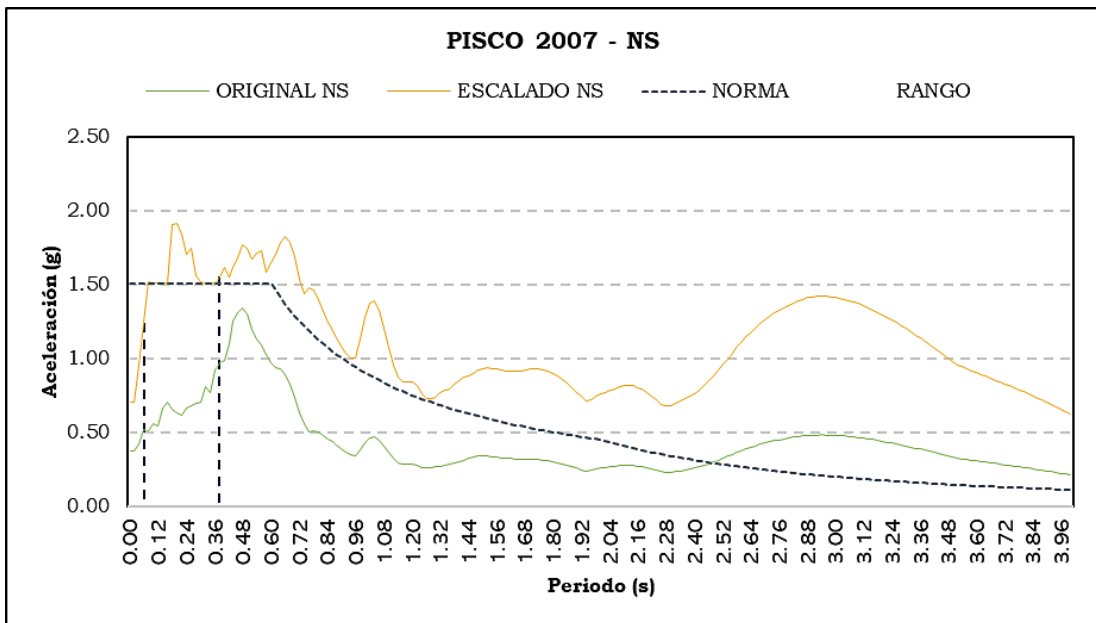


Figura N° 79: Espectro tiempo-historia escalado – Pisco 2007 EW



En las siguientes figuras se mostrará los acelerogramas escalados de los sismos de Lima 1966, Moquegua 2001 y Pisco 2007.

Figura N° 80: Acelerograma escalado – Lima 1966 EW

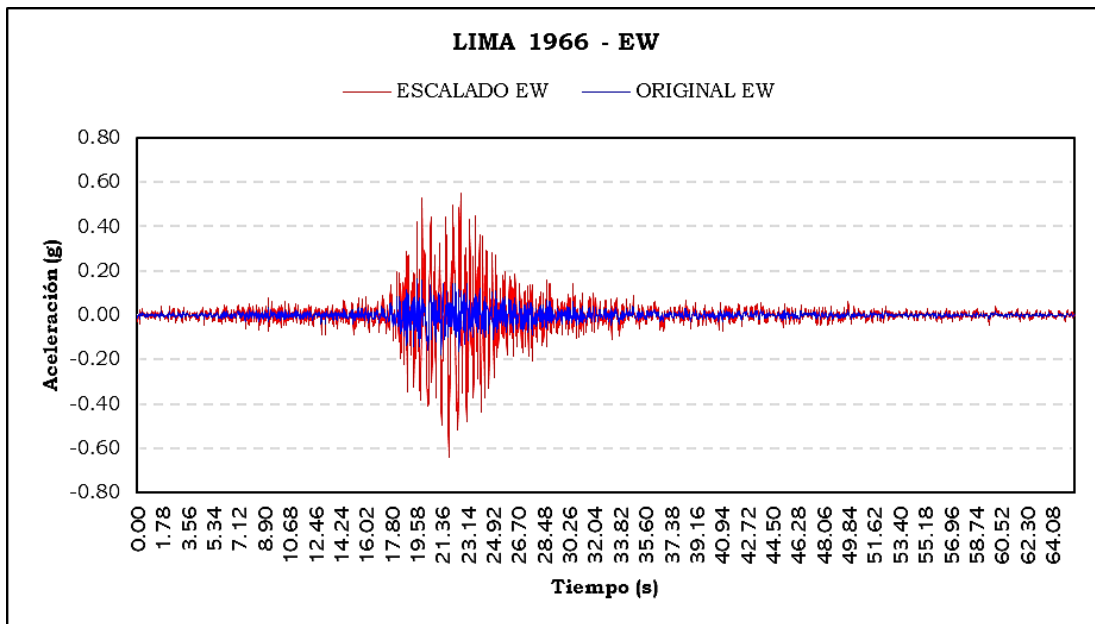


Figura N° 81: Acelerograma escalado – Lima 1966 NS

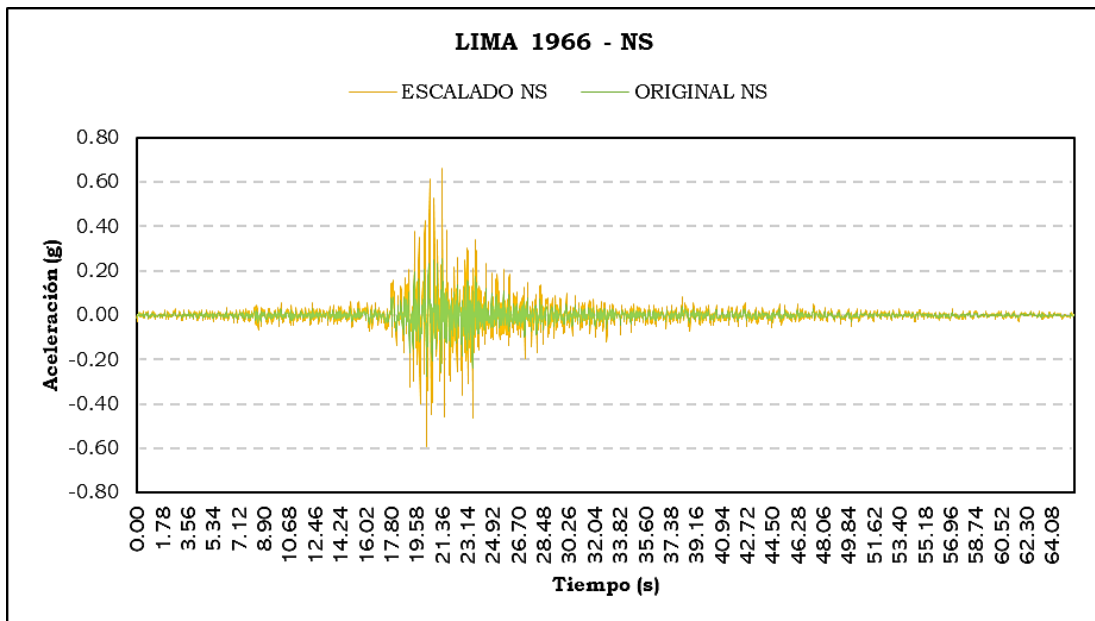


Figura N° 82: Acelerograma escalado – Moquegua 2001 EW

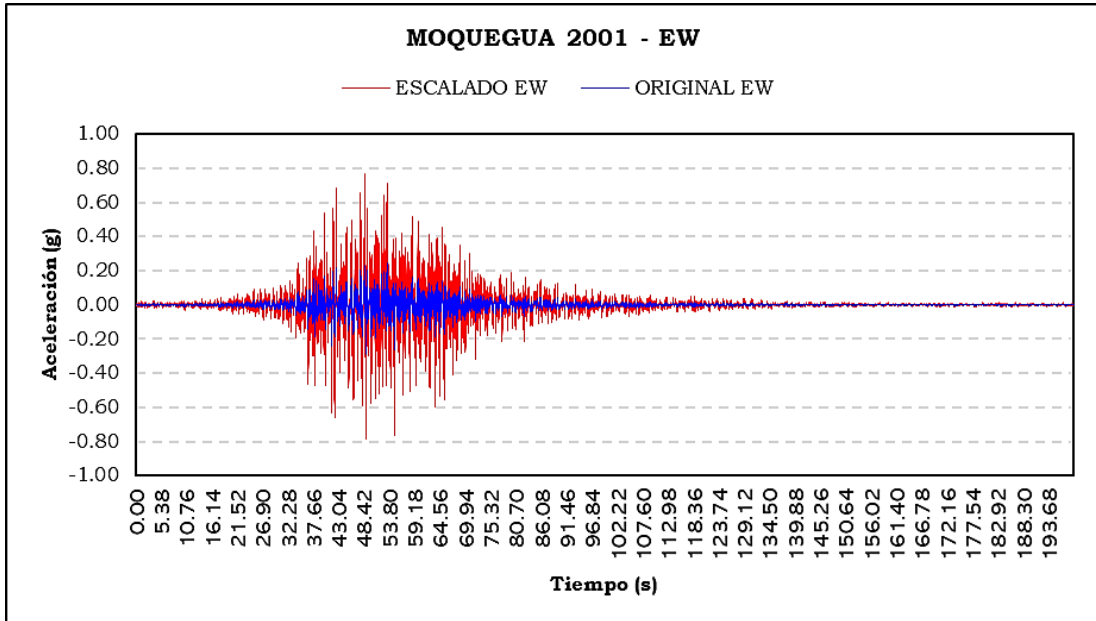


Figura N° 83: Acelerograma escalado – Moquegua 2001 NS

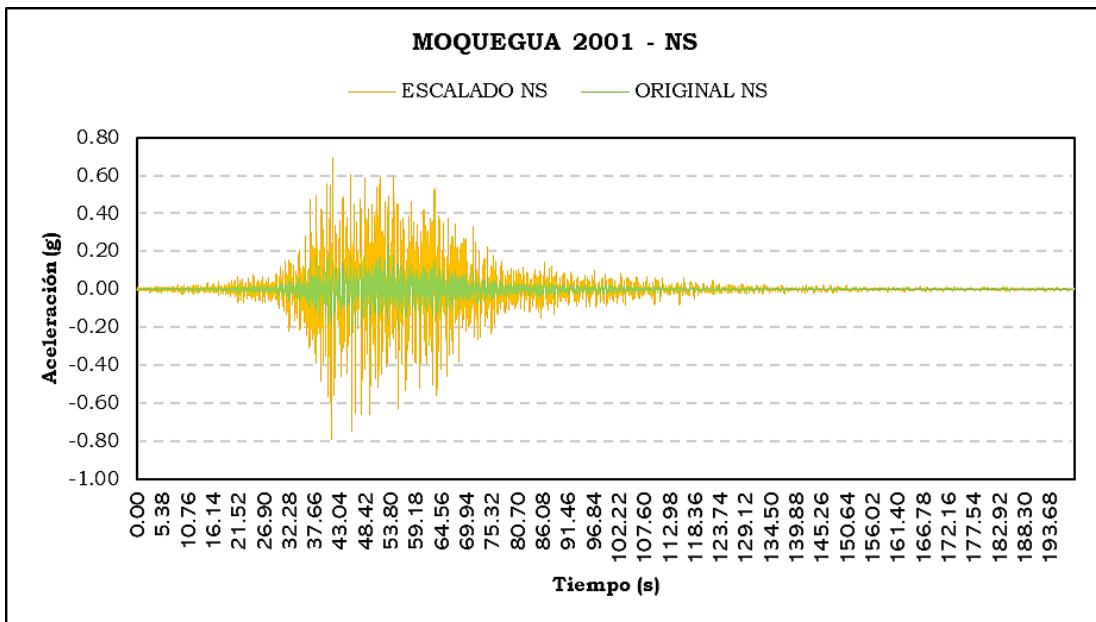


Figura N° 84: Acelerograma escalado – Pisco 2007 EW

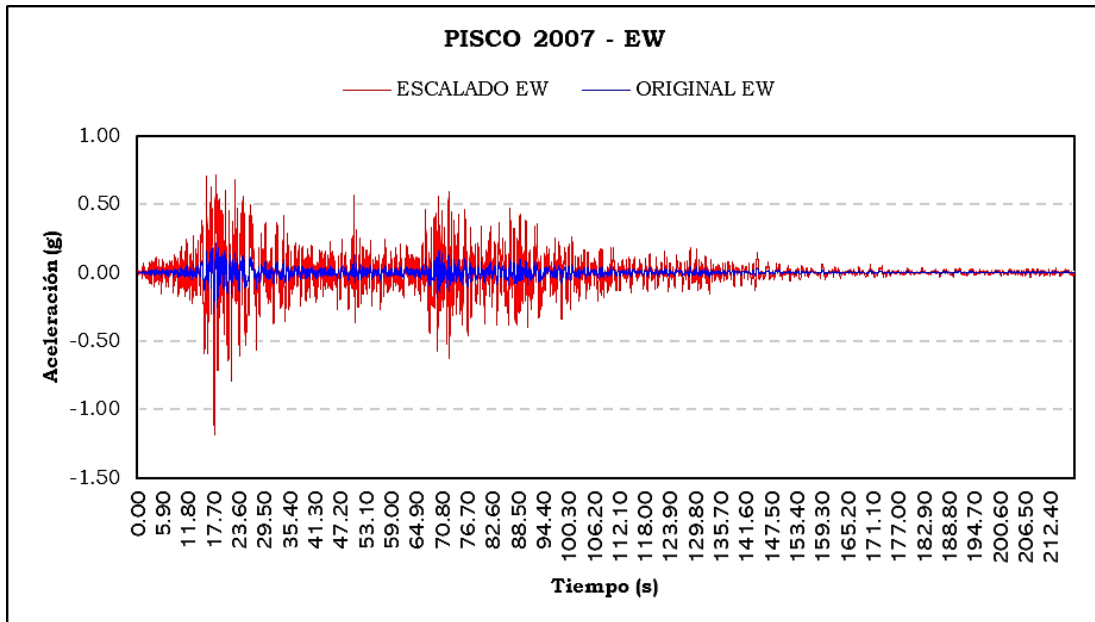
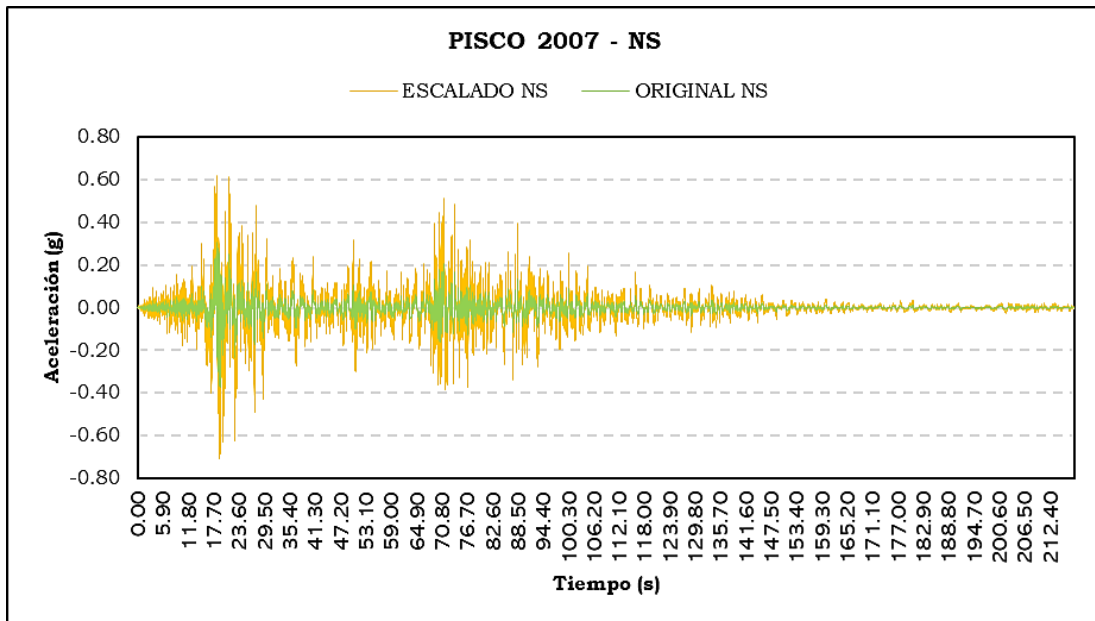


Figura N° 85: Acelerograma escalado – Pisco 2007 NS



8.6. RESULTADOS DEL ANÁLISIS TIEMPO - HISTORIA

El análisis se realizó con el software Etabs, considerando para cada sismo dos direcciones (EW – NS) y cada sismo actúa en las direcciones X e Y.

Tabla N° 108: Resultados de cortante basal – tiempo historia

TIEMPO HISTORIA			
Piso	Caso de Carga	VX	VY
		tonf	tonf
BASE	LIMA 1966 EW	405.62	424.86
BASE	LIMA 1966 NS	430.24	427.75
BASE	MOQUEGUA 2001 EW	394.34	468.17
BASE	MOQUEGUA 2001 NS	408.18	502.13
BASE	PISCO 2007 EW	501.32	498.31
BASE	PISCO 2007 NS	438.18	426.81
BASE	SDx-R=1	387.74	70.02
BASE	SDy-R=1	70.02	405.79

Figura N° 86: Comparación de los resultados de cortantes basales tiempo historia – espectro R=1 (dirección X)

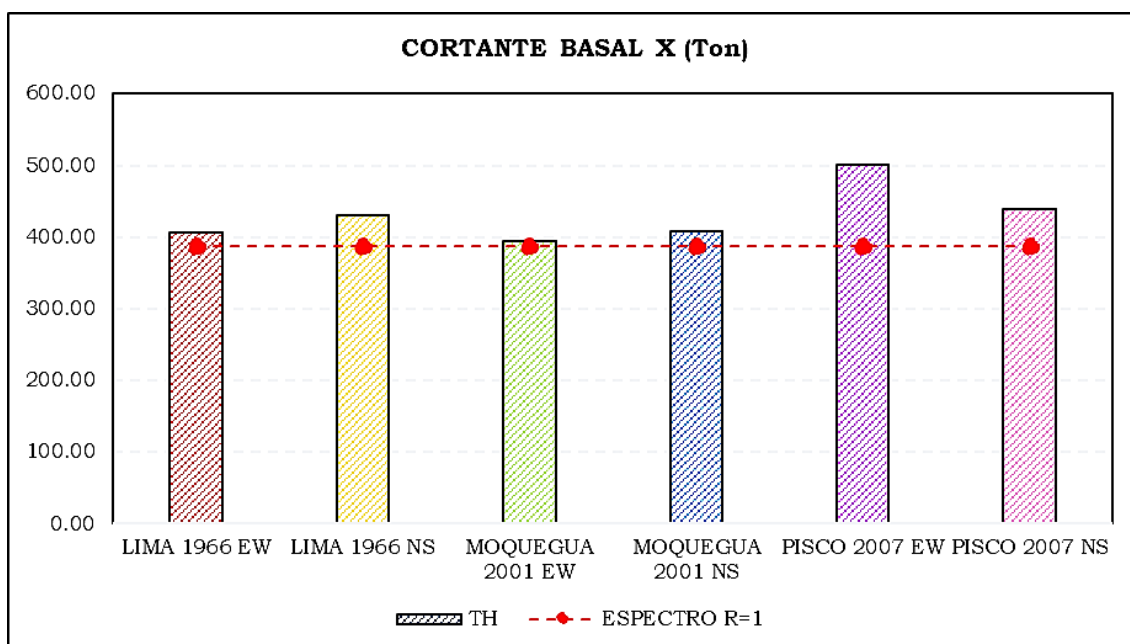
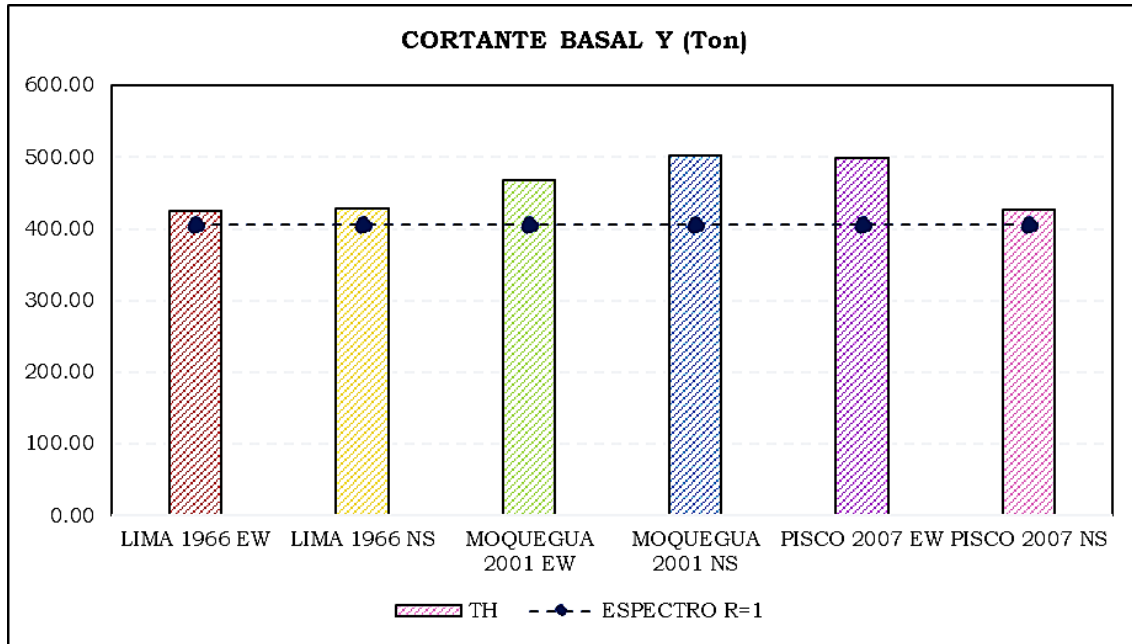


Figura N° 87: Comparación de los resultados de cortantes basales tiempo historia – espectro R=1 (dirección Y)



- Los cortantes basales obtenidos con el análisis dinámico espectral con R=1 son usados como patrón de comparación, tomando el valor de 387.74 ton para la dirección X y de 405.79 ton para la dirección Y.
- La cortante basal con el TH Pisco 2007 EW es la máxima en la dirección X, cuyo valor es de 501.32 ton (29.29% superior a la cortante obtenida con el análisis dinámico espectral con R=1 en X) y la cortante basal con el TH Moquegua 2001 NS es la máxima en la dirección Y, cuyo valor es de 502.13 ton (23.74% superior a la cortante obtenida con el análisis dinámico espectral con R=1 en Y)
- La cortante basal con el TH Moquegua 2001 EW es la mínima en la dirección X, cuyo valor es de 394.34 ton (1.70% superior a la cortante obtenida con el análisis dinámico espectral con R=1 en X) y la cortante basal con el TH Lima 1966 EW es la mínima en la dirección Y, cuyo valor es de 424.86 ton (4.70% superior a la cortante obtenida con el análisis dinámico espectral con R=1 en Y)

Tabla N° 109: Resultados de desplazamientos y distorsiones de entrepiso– tiempo historia – dirección X

DESPLAZAMIENTOS - DERIVAS X								
Caso	Piso	Desp. Sup.	Desp. Inf.	Diferencia	h	Deriva Elástica	1.25 * Deriva Máx Perm	Cumple $\Delta < \Delta_{perm}$
		m	m	m	m			
TH LIMA 1966 EW	2	0.03907	0.01932	0.01975	3.30	0.00598	0.00875	Cumple
	1	0.01932	0.00000	0.01932	3.90	0.00495	0.00875	Cumple
TH LIMA 1966 NS	2	0.03569	0.01781	0.01789	3.30	0.00542	0.00875	Cumple
	1	0.01781	0.00000	0.01781	3.90	0.00457	0.00875	Cumple
TH MOQUEGUA 2001 EW	2	0.03466	0.01709	0.01757	3.30	0.00532	0.00875	Cumple
	1	0.01709	0.00000	0.01709	3.90	0.00438	0.00875	Cumple
TH MOQUEGUA 2001 NS	2	0.03689	0.01830	0.01859	3.30	0.00563	0.00875	Cumple
	1	0.01830	0.00000	0.01830	3.90	0.00469	0.00875	Cumple
TH PISCO 2007 EW	2	0.04310	0.02110	0.02200	3.30	0.00667	0.00875	Cumple
	1	0.02110	0.00000	0.02110	3.90	0.00541	0.00875	Cumple
TH PISCO 2007 NS	2	0.03950	0.01940	0.02010	3.30	0.00609	0.00875	Cumple
	1	0.01940	0.00000	0.01940	3.90	0.00497	0.00875	Cumple
SDx-R=1	2	0.03164	0.01537	0.01627	3.30	0.00493	0.00875	Cumple
	1	0.01537	0.00000	0.01537	3.90	0.00394	0.00875	Cumple

Tabla N° 110: Resultados de desplazamientos y distorsiones de entrepiso– tiempo historia – dirección Y

DESPLAZAMIENTOS - DERIVAS Y								
Caso	Piso	Desp. Sup.	Desp. Inf.	Diferencia	h	Deriva Elástica	1.25 * Deriva Máx Perm	Cumple $\Delta < \Delta_{perm}$
		m	m	m	m			
TH LIMA 1966 EW	2	0.07309	0.03965	0.03344	3.30	0.01013	0.00875	No Cumple
	1	0.03965	0.00000	0.03965	3.90	0.01017	0.00875	No Cumple
TH LIMA 1966 NS	2	0.07432	0.03992	0.03441	3.30	0.01043	0.00875	No Cumple
	1	0.03992	0.00000	0.03992	3.90	0.01023	0.00875	No Cumple
TH MOQUEGUA 2001 EW	2	0.07793	0.04250	0.03543	3.30	0.01074	0.00875	No Cumple
	1	0.04250	0.00000	0.04250	3.90	0.01090	0.00875	No Cumple
TH MOQUEGUA 2001 NS	2	0.07657	0.04170	0.03487	3.30	0.01057	0.00875	No Cumple
	1	0.04170	0.00000	0.04170	3.90	0.01069	0.00875	No Cumple
TH PISCO 2007 EW	2	0.08468	0.04485	0.03983	3.30	0.01207	0.00875	No Cumple
	1	0.04485	0.00000	0.04485	3.90	0.01150	0.00875	No Cumple
TH PISCO 2007 NS	2	0.06997	0.03809	0.03188	3.30	0.00966	0.00875	No Cumple
	1	0.03809	0.00000	0.03809	3.90	0.00977	0.00875	No Cumple
SDy-R=1	2	0.06300	0.03413	0.02888	3.30	0.00875	0.00875	No Cumple
	1	0.03413	0.00000	0.03413	3.90	0.00875	0.00875	No Cumple

Figura N° 88: Comparación de desplazamientos - tiempo historia (dirección X)

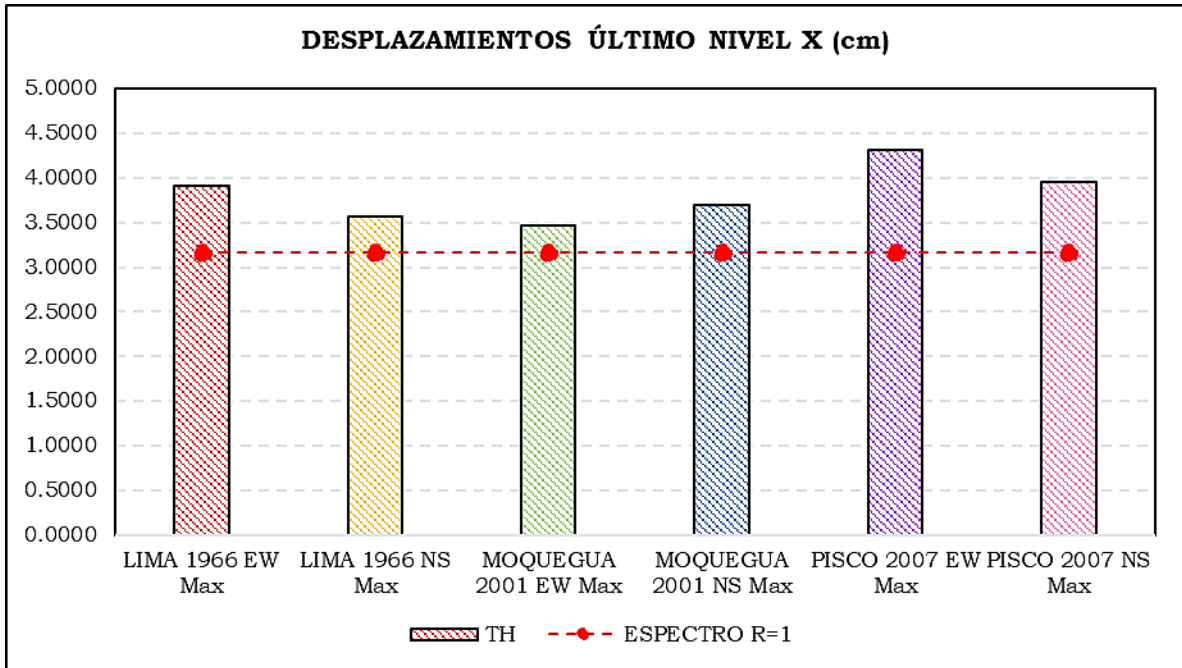
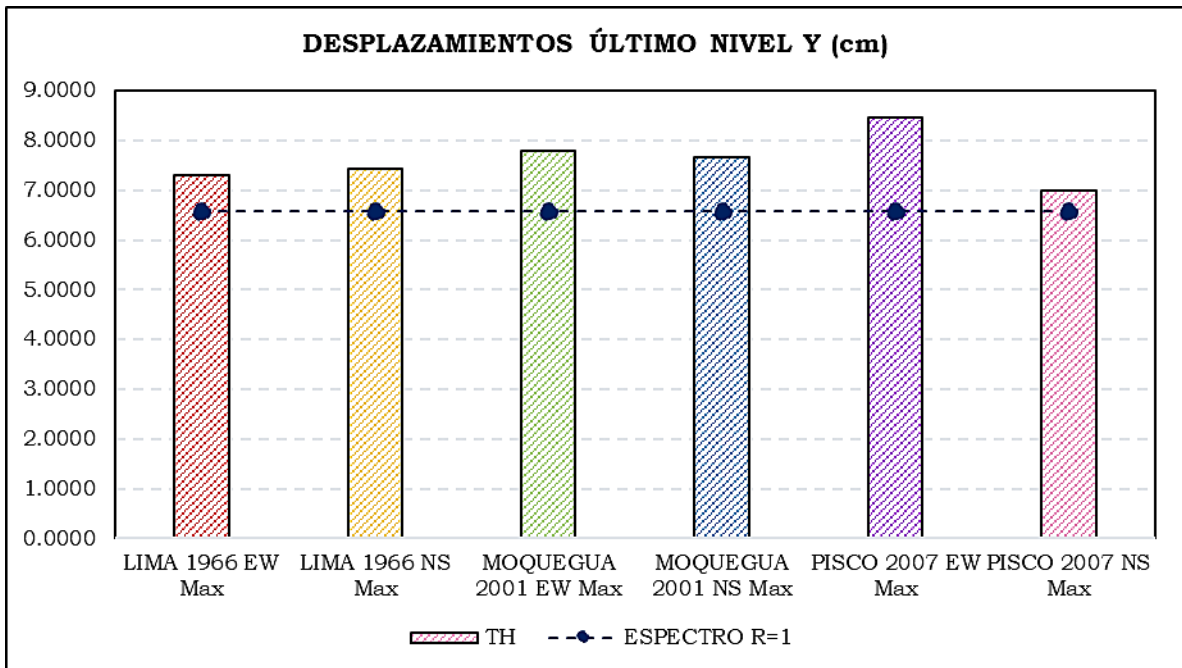


Figura N° 89: Comparación de desplazamientos - tiempo historia (dirección Y)



- Los desplazamientos para el último nivel obtenidos con el análisis dinámico espectral con $R=1$ son usados como patrón de comparación, tomando el valor de 3.16 cm para la dirección X y de 6.85 cm para la dirección Y.
- El desplazamiento del ultimo nivel con el TH Pisco 2007 EW es el máximo en la dirección X y en la dirección Y, cuyo valor es de 4.31 cm para la dirección X (36.21% superior al desplazamiento obtenido con el análisis dinámico espectral con $R=1$ en X) y 8.47 cm (28.59% superior al desplazamiento obtenido con análisis dinámico espectral con $R=1$ en Y).
- El desplazamiento del ultimo nivel con el TH Moquegua 2001 EW es el mínima en la dirección X, cuyo valor es de 3.47 cm ton (9.53% superior al desplazamiento obtenido con el análisis dinámico espectral con $R=1$ en X) y el desplazamiento con el TH Pisco 2007 NS es el mínima en la dirección Y, cuyo valor es de 3.95 cm (6.25% superior al desplazamiento obtenido con el análisis dinámico espectral con $R=1$ en Y)

Figura N° 90: Comparación de distorsiones de entrepiso - tiempo historia (dirección X)

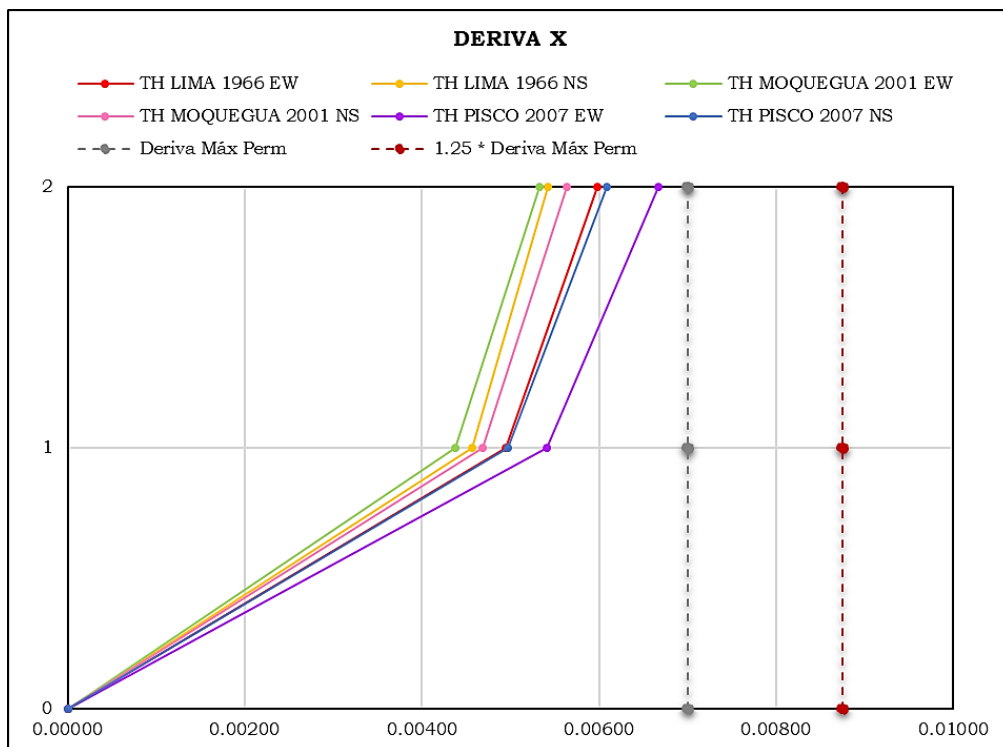
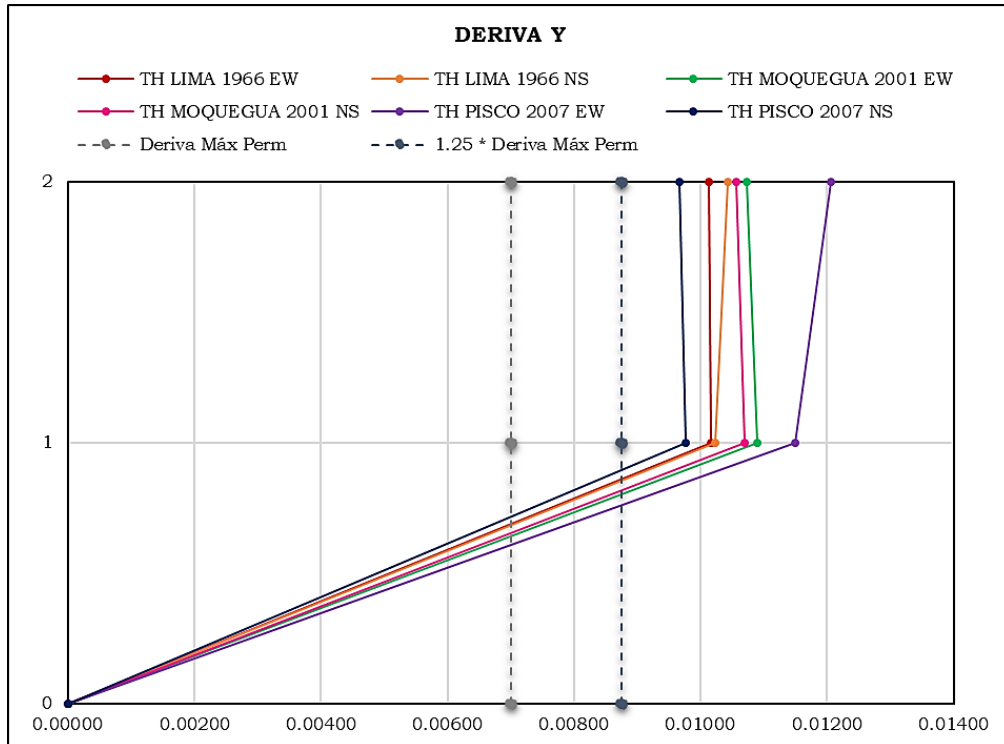


Figura N° 91: Comparación de distorsiones de entrespiso - tiempo historia (dirección Y)



- Las derivas máximas se obtienen con el TH Pisco 2007 EW tomando los valores para la dirección X de 0.00609 (menor a 0.00875) y para la dirección Y 0.01207 (mayor a 0.00875).
- Los resultados de los análisis sísmicos tiempo-historia muestran que para la dirección X no sobrepasa el límite de 1.25* distorsión máxima permisible (0.00875).
- Los resultados de los análisis sísmicos tiempo-historia muestran que para la dirección Y sobrepasa el límite de 1.25* distorsión máxima permisible (0.00875), por lo que en esa dirección se debería proporcionar mayor rigidez.

CONCLUSIONES

La presente tesis es un trabajo sobre las inconsistencias que presenta el análisis y diseño estructural de un módulo de una institución educativa en el distrito de El Tambo, a través de lo estipulado en las normativas peruanas.

1. El Módulo 1 del bloque A de la Institución Educativa “17 de Setiembre” en su planteamiento inicial presenta inconsistencias en la estructuración tales como la falta de continuidad, hiperestaticidad y resistencia lo que conlleva a presentar deficiencias de rigidez. Así mismo la norma de diseño sismorresistente recomienda que para edificaciones de categoría A-2 ubicadas en zona 3 se utilice los sistemas estructurales como el tipo dual, de muros estructurales, albañilería armada o confinada, sin embargo, el planteamiento no va acorde con esto ya que se utiliza un sistema de pórticos en ambas direcciones por lo que se requiere hacer un nuevo planteamiento.
2. Se plantea tres alternativas de estructuración con el fin de mejorar la rigidez en ambas direcciones.
 - **Alternativa N° 1:** Consiste en un sistema de muros estructurales en la dirección longitudinal y albañilería en la dirección transversal, sin embargo, los muros de albañilería ubicados en la dirección transversal no satisfacen los requisitos mínimos de resistencia indicadas en la norma E.070 de albañilería.
 - **Alternativa N° 2:** Consiste en un sistema de muros estructurales, donde se ubican placas en forma T que aportan rigidez en la dirección longitudinal y dos placas ubicadas en los extremos de las aulas que aportan rigidez en la dirección transversal. Esta alternativa es funcional y resistente pero debido al uso de placas de gran longitud es antieconómico, por lo que no satisface a los requerimientos de diseño estructural los cuales son la funcionalidad, la seguridad y la economía.
 - **Alternativa N° 3:** Consiste en un sistema de muros estructurales, donde se ubican placas en forma T que aportan rigidez en la dirección longitudinal y placas en forma de L ubicadas en los extremos de las aulas que aportan rigidez en la dirección transversal. Esta alternativa es funcional, segura y económica satisfaciendo los requerimientos del diseño estructural.

3. Se realizó el análisis y diseño de los elementos de la alternativa optada los cuales son plasmados en los planos estructurales con sus respectivos detalles constructivos.
4. Se realizó el análisis tiempo-historia lineal del módulo 1, en su primera etapa construida, para lo cual se utilizó tres sismos representativos; Lima 1974, Moquegua 2001 y Pisco 2007; los parámetros comparados son la cortante basal, desplazamiento en el último nivel y las derivas elásticas, resultando que para la dirección transversal Y-Y se debería proporcionar mayor rigidez, sin embargo en la presente investigación no se ha realizado una evaluación de capacidad por lo que no se puede asegurar si la estructura debería o no ser reforzada.

RECOMENDACIONES

1. Evaluar otra alternativa de estructuración para la edificación y realizar un comparativo de costos.
2. Evaluar la alternativa seleccionada por desempeño sísmico.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AURIS ROMERO, MARY LIZ. 2016.** *Análisis del desempeño sísmico en estructuras de instituciones educativas del sector de Azapampa, distrito de Chilca, Huancayo - 2016.* Huancayo : Universidad Peruana Los Andes, 2016.
- Bazan, Enrique y Meli, Roberto. 2002.** *Diseño sísmico de edificios.* México : Limusa, 2002.
- Bernal, Isabel y Tavera, Hernando. 2002.** *Geodinámica, Sismicidad y Energía Sísmica.* Lima : Centro Nacional de Datos Geofísico / Instituto Geofísico del Perú, 2002.
- Blanco Blasco, Antonio. 1994.** *Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado.* Lima : s.n., 1994.
- Diez, Arq. Glorie. 2005.** *Diseño estructural en arquitectura: introducción.* Argentina : Nobuko, 2005.
- Estrada Porras, Franz Emmanuel. 2018.** *Estudio comparativo de dos alternativas para la ampliación de un nivel de un módulo de aulas existente.* Lima : PUCP, 2018.
- Fang, Hsai-Ynag. 2002.** *Foundation Engineering handbook .* United States of America : Kluwer Academic Publisher, 2002.
- Glasser, Robert. 2017.** *No son los terremotos los que matan gente, son los edificios, y esto se puede evitar.* experto de la ONU - Carlos Álvarez. Zeta. Nacional, 2017.
- Harmsem, Teodoro. 2002.** *Diseño de estructuras de concreto armado.* Lima : PUCP, 2002.
- Hernández Sampieri, Roberto. 2014.** *Metodología de la investigación - Sexta Edición.* México : Mc Graw Hill, 2014. 978-1-4562-2396-0.
- INDECI.** *Terremoto de Nazca 1996.* s.l. : INDECI.
- MDT. 2015.** *Expediente Técnico "Mejoramiento de la oferta de los servicios educativos en la institución educativa 17 de setiembre del AA.HH. Juan Parra del Riego, distrito de El Tambo, provincia de Huancayo - Junin".* El Tambo - Huancayo : Municipalidad distrital de El Tambo, 2015.
- Ministerio de educación. 2016.** *Por una educación con dignidad.* s.l. : Plan nacional de infraestructura educativa al 2011-2016., 2016.
- Ministerio de Vivienda, construcción y saneamiento. 2006.** *Reglamento nacional de edificaciones.* 2006.
- Montero, Pavel. 2009.** Historia sísmica de la provincia de Huancayo según Silgado. [En línea] 25 de Octubre de 2009. <http://pavelmontero.blogspot.com/2009/10/historia-sismica-de-la-provincia-de.html>.

Muñoz, Alejandro, Tinman, Marcos y Quiun, Daniel. 2007. *El Sismo de Arequipa del 2001 y la vulnerabilidad de las edificaciones peruanas.* Lima : s.n., 2007.

Ottazzi Pasino, Gianfranco. 2011. *Apuntes del curso de concreto armado I.* Lima : PUCP, 2011.

Park, R. y Paulay, T. 1980. *Estructuras de concreto reforzado.* México : Limusa, 1980.

Pique Del Pozo, Javier. 1995. *Reglas de buena práctica. Norma: Norma peruana.* Cuzco : s.n., 1995.

Rupay Vargas, Marcos Josue, Godiño Poma, Francisco y Lopez Yarango, Jorge Santiago. 2018. *Estructuración y diseño sísmico de edificaciones.* s.l. : Rupay Vargas, Marcos Josué, 2018. 978-612-00-3287-9.

San Bartolomé, Ángel. 1998. *Análisis de edificios.* Lima : PUCP, 1998.

SEAOC. 1995. *Vision 2000 Report on performance based seismic engineering of buildings.* California : Structural Engineers Association of California, 1995.

Seminario de promoción de la Normatividad para el Diseño y Construcción de Edificaciones Seguras - Norma E.030 Diseño Sismorresistente. **Córdova Rojas, Carlos. 2011.** Junín : Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento, 2011.

USGS. 2018. M 7.1 - 38km SSW of Acari, Peru. [En línea] 2018.
<https://earthquake.usgs.gov/earthquakes/eventpage/us2000cjfy/origin/detail>.

—. **2012.** M 8.4 - near the coast of southern Peru. [En línea] 2012.
https://earthquake.usgs.gov/earthquakes/eventpage/official20010623203314130_33/executive#shakemap.

—. **2012.** M 9.1 - off the west coast of northern Sumatra / 20 Largest Earthquakes in the World. [En línea] 2012.
https://earthquake.usgs.gov/earthquakes/eventpage/official20041226005853450_30/executive.

—. **2016.** M 9.2 - Southern Alaska / 20 Largest Earthquakes in the World. [En línea] 11 de Julio de 2016. https://earthquake.usgs.gov/earthquakes/eventpage/official19640328033616_30/executive.

—. **2016.** M 9.5 - Bio-Bio, Chile / 20 Largest Earthquakes in the World. [En línea] 11 de Julio de 2016. https://earthquake.usgs.gov/earthquakes/eventpage/official19600522191120_30/executive.

ANEXOS

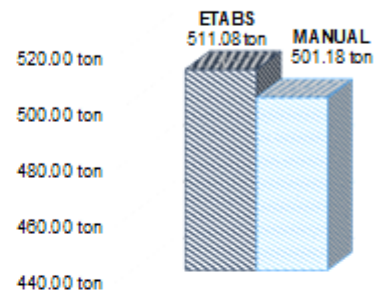
Anexo 1: Metrado de cargas – Peso de edificación

METRADO DE CARGAS - SEGÚN EL EXPEDIENTE TÉCNICO

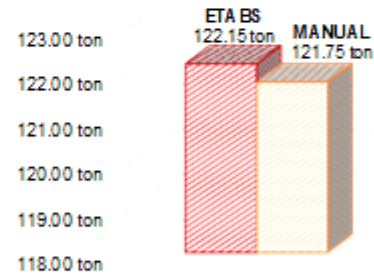
METRADO CARGA MUERTA						
	CANT.	L	B	H	PESO	TOTAL
COLUMNAL 0.60*0.60*0.25	4.00	10.50	AREA=	0.24	2.40	23.94
COLUMNAL 0.90*0.50*0.25	8.00	10.50	AREA=	0.29	2.40	57.96
VP 25*60	12.00	5.30	0.25	0.60	2.40	22.90
	6.00	5.10	0.25	0.60	2.40	11.02
	6.00	2.10	0.25	0.60	2.40	4.54
	12.00	2.10	0.25	0.60	2.40	9.07
	6.00	1.00	0.25	0.60	2.40	2.16
VS 25*40	18.00	3.23	0.25	0.40	2.40	13.93
	12.00	3.20	0.25	0.40	2.40	9.22
V 25*55	6.00	4.05	0.25	0.55	2.40	8.02
	6.00	5.05	0.25	0.55	2.40	10.00
VC 25*35	6.00	1.40	0.25	0.35	2.40	1.76
VS 25*20	12.00	3.88	0.25	0.20	2.40	5.58
Viga mandil 20*60	10.00	3.88	0.20	0.60	2.40	11.16
	2.00	0.60	0.20	0.60	2.40	0.35
Viga mandil 15*35	1.00	4.05	0.15	0.35	2.40	0.51
	1.00	5.05	0.15	0.35	2.40	0.64
Viga cumbrera	1.00	0.60	AREA=	0.47	2.40	0.67
	5.00	3.88	AREA=	0.47	2.40	21.65
Tabiquería 2.70 m*0.25 m	4.00	5.10	0.25	2.70	1.35	18.59
	3.00	5.30	0.25	2.70	1.35	14.49
Tabiquería concreto 1.20 m	2.00	22.00	0.10	1.20	2.40	12.67
Tabiquería 1.25 m	4.00	3.20	0.15	1.25	1.35	3.24
	6.00	3.23	0.15	1.25	1.35	4.90
Tabiquería 1.65 m	4.00	3.23	0.15	1.65	1.35	4.31
	3.00	2.00	0.15	1.65	1.35	2.00
	1.00	2.20	0.15	1.65	1.35	0.74
	2.00	2.03	0.15	1.65	1.35	1.35
Tabiquería cumbrera	4.00	0.25	AREA=	2.25	1.35	3.04
	4.00	0.25	AREA=	1.80	1.35	2.43
	4.00	0.25	AREA=	0.09	1.35	0.12
Losa aligerada	10.00	AREA=	8.67		0.30	26.01
	10.00	AREA=	24.96		0.30	74.88
	5.00	AREA=	22.35		0.30	33.53
	5.00	AREA=	18.23		0.30	27.35
	1.00	AREA=	2.87		0.30	0.86
	1.00	AREA=	3.52		0.30	1.06
PISO TERMINADO	1.00	AREA=	545.61		0.10	54.56
					CM=	501.18 ton

METRADO CARGA VIVA					
	CANT.	AREA=	PESO	TOTAL	
S/C	10.00	AREA=	8.67	0.40	34.68
	3.00	AREA=	24.96	0.30	22.46
	7.00	AREA=	24.96	0.25	43.68
	5.00	AREA=	22.35	0.10	11.18
	5.00	AREA=	18.23	0.10	9.12
	1.00	AREA=	2.87	0.10	0.29
	1.00	AREA=	3.52	0.10	0.35
			CV=		121.75 ton.

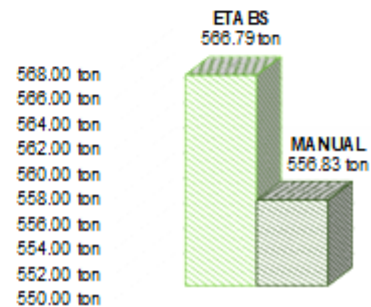
CARGA MUERTA



CARGA VIVA



PESO GRAVITACIONAL



	ETABS	MANUAL	VARIACION
CM=	511.08 ton	501.18 ton	1.97%
CV=	122.15 ton	121.75 ton	0.33%
PG=	566.79 ton	556.83 ton	1.79%

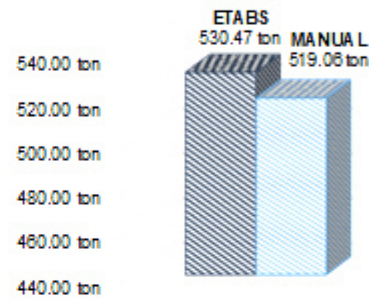
METRADO DE CARGAS - ALTERNATIVA 1

METRADO CARGA MUERTA						
	CANT.	L	B	H	PESO	TOTAL
PLACAT 1.10*50*0.25	3.00	11.80	AREA=	0.34	2.40	28.68
PLACAT 1.10*50*0.25	3.00	11.51	AREA=	0.34	2.40	27.96
VP 25*60	6.00	5.30	0.25	0.60	2.40	11.45
	12.00	2.03	0.25	0.60	2.40	8.75
	3.00	3.25	0.25	0.60	2.40	3.51
	3.00	3.37	0.25	0.60	2.40	3.64
	6.00	2.17	0.25	0.60	2.40	4.69
	6.00	1.14	0.25	0.60	2.40	2.46
VS 25*50	24.00	3.45	0.25	0.50	2.40	24.84
	6.00	3.03	0.25	0.50	2.40	5.45
	2.00	0.53	0.25	0.50	2.40	0.32
VS 25*20	10.00	4.13	0.25	0.20	2.40	4.95
V 20*60	10.00	4.13	0.20	0.60	2.40	11.88
	2.00	0.53	0.20	0.60	2.40	0.30
Viga mandil 15*35	1.00	3.25	0.15	0.35	2.40	0.41
	1.00	3.37	0.15	0.35	2.40	0.42
	1.00	1.14	0.15	0.35	2.40	0.14
	1.00	2.18	0.15	0.35	2.40	0.27
Viga cumbreira	1.00	0.53	AREA=	0.21	2.40	0.26
	4.00	3.45	AREA=	0.21	2.40	6.96
	1.00	3.03	AREA=	0.21	2.40	1.52
Tabiqueria 1.25 m	8.00	3.45	0.15	1.25	1.35	6.99
	2.00	3.03	0.15	1.25	1.35	1.53
Tabiqueria 1.65 m	5.00	2.25	0.15	1.65	1.35	3.76
	2.00	3.03	0.15	1.65	1.35	2.02
	2.00	3.45	0.15	1.65	1.35	2.31
	1.00	2.45	0.15	1.65	1.35	0.82
Tabiqueria concreto 1.20 m	2.00	22.00	0.10	1.20	2.40	12.67
Tabique eje 2	1.00	0.25	AREA=	21.48	1.35	7.25
Murcos	3.00	0.25	AREA=	68.75	1.80	92.82
Columna 0.40*0.25	3.00	0.40	0.25	11.80	2.40	8.50
	3.00	0.40	0.25	11.50	2.40	8.28
Columna 0.25*0.25	3.00	0.25	0.25	13.00	2.40	5.85
Loza aligerada	10.00	AREA=	8.35		0.30	25.05
	10.00	AREA=	24.96		0.30	74.88
	5.00	AREA=	8.98		0.30	13.47
	5.00	AREA=	13.42		0.30	20.13
	5.00	AREA=	13.92		0.30	20.88
	5.00	AREA=	4.72		0.30	7.08
	1.00	AREA=	0.60		0.30	0.18
	1.00	AREA=	1.77		0.30	0.53
	1.00	AREA=	1.71		0.30	0.51
	1.00	AREA=	1.14		0.30	0.34
PISO TERMINADO	1.00	AREA=	543.52		0.10	54.35
					CM=	519.06 ton

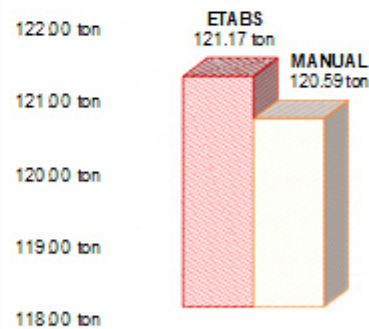
	ETABS	MANUAL	VARIACION
CM=	530.47 ton	519.06 ton	2.20%
CV=	121.17 ton	120.59 ton	0.48%
PG=	585.79 ton	574.09 ton	2.04%

METRADO CARGA VIVA					
	CANT.			PESO	TOTAL
S/C	10.00	AREA=	8.35	0.40	33.40
	3.00	AREA=	24.96	0.30	22.46
	7.00	AREA=	24.96	0.25	43.68
	5.00	AREA=	8.98	0.10	4.49
	5.00	AREA=	13.42	0.10	6.71
	5.00	AREA=	13.92	0.10	6.96
	5.00	AREA=	4.72	0.10	2.36
	1.00	AREA=	0.60	0.10	0.06
	1.00	AREA=	1.77	0.10	0.18
	1.00	AREA=	1.71	0.10	0.17
	1.00	AREA=	1.14	0.10	0.11
				CV=	120.59 ton

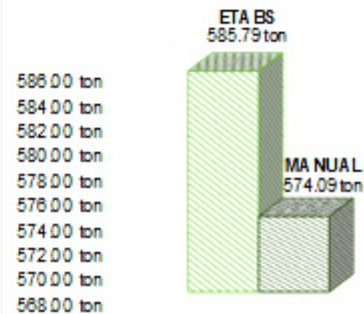
CARGA MUERTA



CARGA VIVA



PE SO GRAVITACIONAL



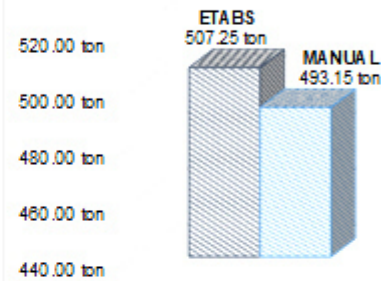
METRADO DE CARGAS - ALTERNATIVA 2

METRADO CARGA MUERTA						
	CANT.	L	B	H	PESO	TOTAL
PLACAL 1.10*50*0.25	400	1180	AREA=	0.34	2.40	38.24
PLACAL 1.10*50*0.25	400	1151	AREA=	0.34	2.40	37.28
VP 25*60	800	5.30	0.25	0.60	2.40	15.26
	800	2.03	0.25	0.60	2.40	5.83
	400	3.25	0.25	0.60	2.40	4.68
	400	3.37	0.25	0.60	2.40	4.85
	400	2.17	0.25	0.60	2.40	1.44
	400	1.14	0.25	0.60	2.40	1.64
VS 25*50	1200	3.30	0.25	0.50	2.40	11.88
	1800	3.03	0.25	0.50	2.40	16.34
	200	0.53	0.25	0.50	2.40	0.32
VS 25*20	1000	4.13	0.25	0.20	2.40	4.95
V 20*60	1000	4.13	0.20	0.60	2.40	11.88
	200	0.53	0.20	0.60	2.40	0.30
Viga mandil 15*35	100	3.25	0.15	0.35	2.40	0.41
	100	3.37	0.15	0.35	2.40	0.42
	100	1.14	0.15	0.35	2.40	0.14
	100	2.18	0.15	0.35	2.40	0.27
Viga cumbrera	100	0.53	AREA=	0.21	2.40	0.26
	200	3.30	AREA=	0.21	2.40	3.33
	300	3.03	AREA=	0.21	2.40	4.57
Tabiqueria 1.25 m	400	3.30	0.15	1.25	1.35	3.34
	600	3.03	0.15	1.25	1.35	4.59
Tabiqueria 1.65 m	300	2.10	0.15	1.65	1.35	2.10
	400	3.03	0.15	1.65	1.35	4.04
	200	1.83	0.15	1.65	1.35	1.22
	100	2.30	0.15	1.65	1.35	0.77
Tabiqueria concreto 1.20 m	200	22.00	0.10	1.20	2.40	12.67
Tabique eje 2-4	200	0.25	AREA=	21.48	1.35	14.50
VP 15*60	400	2.03	0.15	0.60	2.40	1.75
	200	2.17	0.15	0.60	2.40	0.43
	200	1.14	0.15	0.60	2.40	0.49
Tabiqueria 2.70 m*0.25 m	100	5.30	0.25	2.70	1.35	4.83
Muros	200	0.15	AREA=	74.58	2.40	53.70
	200	11.80	0.25	0.25	2.40	3.54
	200	11.51	0.25	0.25	2.40	3.45
Losa aligerada	1000	AREA=	8.35		0.30	25.05
	1000	AREA=	24.96		0.30	74.88
	500	AREA=	8.98		0.30	13.47
	500	AREA=	13.42		0.30	20.13
	500	AREA=	13.92		0.30	20.88
	500	AREA=	4.72		0.30	7.08
	100	AREA=	0.60		0.30	0.18
	100	AREA=	1.77		0.30	0.53
	100	AREA=	1.71		0.30	0.51
	100	AREA=	1.14		0.30	0.34
PISO TERMINADO	100	AREA=	543.52		0.10	54.35
					CM=	493.15 ton

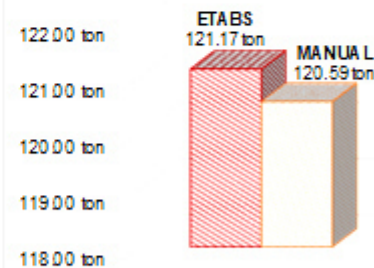
	ETABS	MANUAL	VARIACION
CM=	507.25 ton	493.15 ton	2.86%
CV=	121.17 ton	120.59 ton	0.48%
PG=	562.28 ton	548.18 ton	2.57%

METRADO CARGA VIVA					
	CANT.			PESO	TOTAL
S/C	10.00	AREA=	8.35	0.40	33.40
	3.00	AREA=	24.96	0.30	22.46
	7.00	AREA=	24.96	0.25	43.68
	5.00	AREA=	8.98	0.10	4.49
	5.00	AREA=	13.42	0.10	6.71
	5.00	AREA=	13.92	0.10	6.96
	5.00	AREA=	4.72	0.10	2.36
	100	AREA=	0.60	0.10	0.06
	100	AREA=	1.77	0.10	0.18
	100	AREA=	1.71	0.10	0.17
	100	AREA=	1.14	0.10	0.11
				CV=	120.59 ton

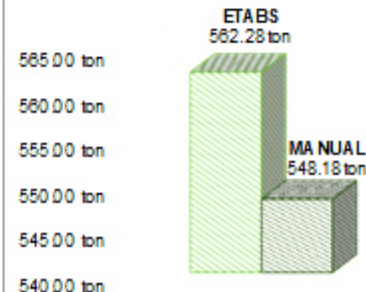
CARGA MUERTA



CARGA VIVA



PESO GRAVITACIONAL

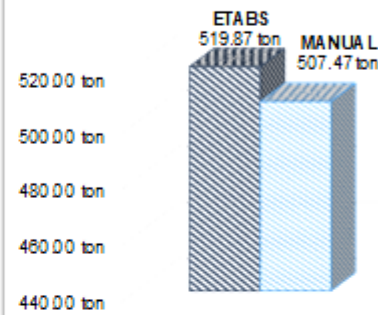


METRADO DE CARGAS - ALTERNATIVA 3

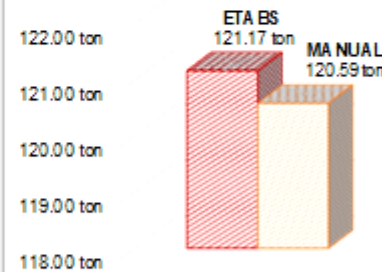
METRADO CARGA MUERTA						
	CANT.	L	B	H	PESO	TOTAL
PLACAL 1.10*50*0.25	4.00	11.80	AREA=	0.34	2.40	38.24
PLACAL 1.10*50*0.25	4.00	11.51	AREA=	0.34	2.40	37.28
VP 25*60	8.00	5.30	0.25	0.60	2.40	15.26
	8.00	2.03	0.25	0.60	2.40	5.83
	6.00	3.25	0.25	0.60	2.40	7.02
	6.00	3.37	0.25	0.60	2.40	7.28
	6.00	2.17	0.25	0.60	2.40	2.16
	6.00	1.14	0.25	0.60	2.40	2.46
VS 25*50	12.00	3.20	0.25	0.50	2.40	11.52
	18.00	3.03	0.25	0.50	2.40	16.34
	2.00	0.53	0.25	0.50	2.40	0.32
VS 25*20	10.00	4.13	0.25	0.20	2.40	4.95
V 20*60	10.00	4.13	0.20	0.60	2.40	11.88
	2.00	0.53	0.20	0.60	2.40	0.30
Viga mandil 15*35	1.00	3.25	0.15	0.35	2.40	0.41
	1.00	3.37	0.15	0.35	2.40	0.42
	1.00	1.14	0.15	0.35	2.40	0.14
	1.00	2.18	0.15	0.35	2.40	0.27
Viga cumbre ra	1.00	0.53	AREA=	0.21	2.40	0.26
	2.00	3.30	AREA=	0.21	2.40	3.33
	3.00	3.03	AREA=	0.21	2.40	4.57
Tabiquería 1.25 m	4.00	3.20	0.15	1.25	1.35	3.24
	6.00	3.03	0.15	1.25	1.35	4.59
Tabiquería 1.65 m	3.00	2.00	0.15	1.65	1.35	2.00
	4.00	3.03	0.15	1.65	1.35	4.04
	2.00	1.83	0.15	1.65	1.35	1.22
	1.00	2.20	0.15	1.65	1.35	0.74
Tabiquería concreto 1.20 m	2.00	22.00	0.10	1.20	2.40	12.67
Tabique eje 2-4	2.00	0.25	AREA=	21.48	1.35	14.50
Tabique eje 1-6	2.00	0.25	AREA=	14.11	1.35	9.52
VP 25*60	4.00	3.30	0.25	0.60	2.40	4.75
	4.00	1.90	0.25	0.60	2.40	2.74
Tabiquería 2.70 m*0.25 m	1.00	5.30	0.25	2.70	1.35	4.83
	2.00	3.30	0.25	2.70	1.35	6.01
Muros	2.00	11.80	0.25	1.50	2.40	21.24
	2.00	11.80	0.25	0.25	2.40	3.54
	2.00	11.51	0.25	1.50	2.40	20.71
	2.00	11.51	0.25	0.25	2.40	3.45
Losa aligerada	10.00	AREA=	8.35		0.30	25.05
	10.00	AREA=	24.96		0.30	74.88
	5.00	AREA=	8.98		0.30	13.47
	5.00	AREA=	13.42		0.30	20.13
	5.00	AREA=	13.92		0.30	20.88
	5.00	AREA=	4.72		0.30	7.08
	1.00	AREA=	0.60		0.30	0.18
	1.00	AREA=	1.77		0.30	0.53
	1.00	AREA=	1.71		0.30	0.51
	1.00	AREA=	1.14		0.30	0.34
PISO TERMINADO	1.00	AREA=	543.52		0.10	54.35
					CM=	507.47 ton

METRADO CARGA VIVA					
	CANT.			PESO	TOTAL
S/C	10.00	AREA=	8.35	0.40	33.40
	3.00	AREA=	24.96	0.30	22.46
	7.00	AREA=	24.96	0.25	43.68
	5.00	AREA=	8.98	0.10	4.49
	5.00	AREA=	13.42	0.10	6.71
	5.00	AREA=	13.92	0.10	6.96
	5.00	AREA=	4.72	0.10	2.36
	1.00	AREA=	0.60	0.10	0.06
	1.00	AREA=	1.77	0.10	0.18
	1.00	AREA=	1.71	0.10	0.17
	1.00	AREA=	1.14	0.10	0.11
				CV=	120.59 ton

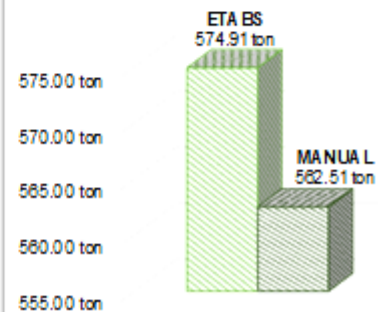
CARGA MUERTA



CARGA VIVA



PESO GRAVITACIONAL



	ETABS	MANUAL	VARACION
CM=	519.87 ton	507.47 ton	2.44%
CV=	121.17 ton	120.59 ton	0.48%
PG=	574.91 ton	562.51 ton	2.20%

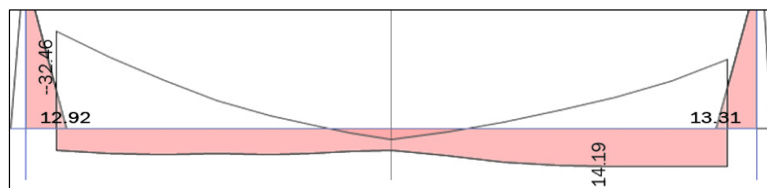
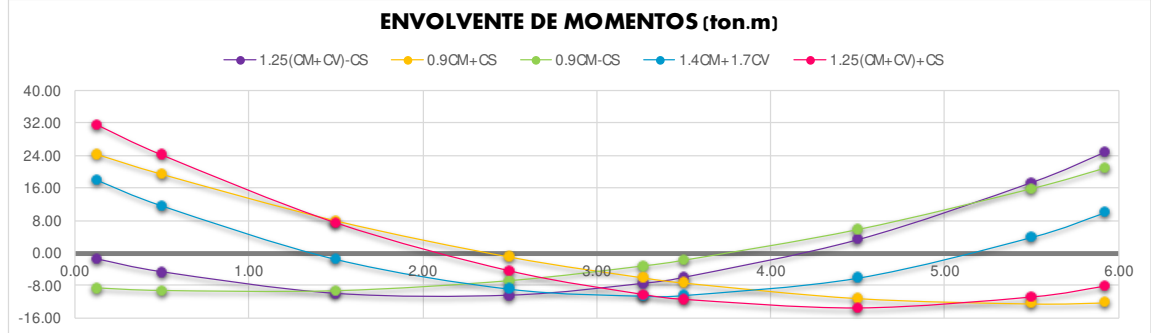
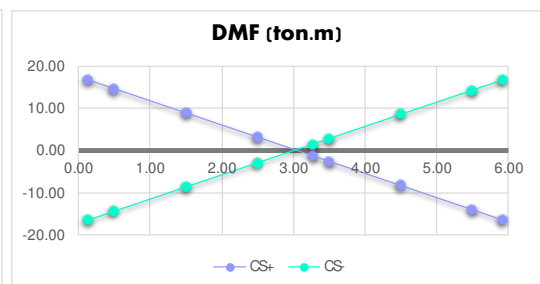
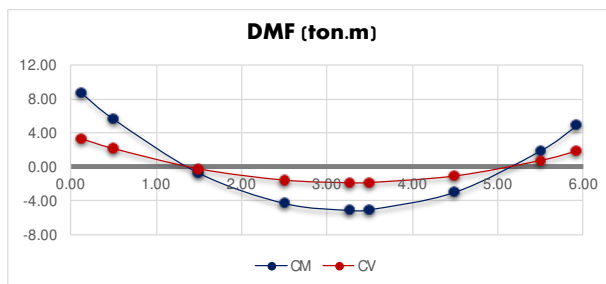
Anexo 2: Metrado de cargas de viga

VIGA 0.25*0.60 (viga indicada en el inciso 5.4.2)

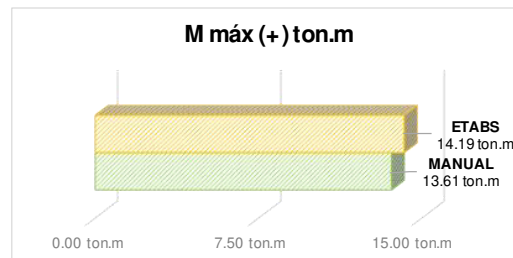
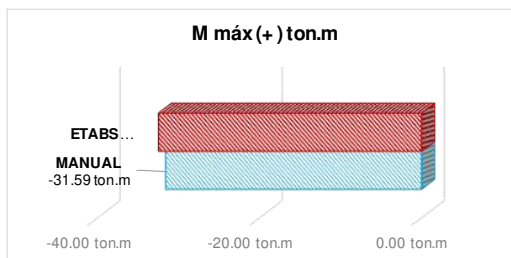
METRADO DE CARGAS VIGA 0.25 * 0.60 M					
CARGA MUERTA					
Peso propio	2.40	0.25	0.60		0.36
Peso del aligerado	0.30	3.88			1.16
Acabados	0.10	3.88			0.39
Parapeto	1.35	0.25	2.70		0.91
				CM=	2.82 ton/m

CARGA VIVA					
S/C 1	0.30	1.94			0.58
S/C 2	0.25	1.94			0.48
				CV=	1.07 ton/m

	CM	CV	CS+	CS-	1.4CM+1.7CV	0.9CM+CS	0.9CM-CS	1.25(CM+CV)+CS	1.25(CM+CV)-CS
0.13	8.72	3.31	16.55	-16.55	17.84	24.40	-8.70	31.59	-1.51
0.50	5.64	2.14	14.41	-14.41	11.53	19.49	-9.33	24.13	-4.68
1.50	-0.76	-0.29	8.70	-8.70	-1.56	8.02	-9.39	7.39	-10.02
2.50	-4.33	-1.64	3.00	-3.00	-8.85	-0.90	-6.89	-4.47	-10.46
3.27	-5.16	-1.96	-1.40	1.40	-10.56	-6.04	-3.25	-10.30	-7.50
3.50	-5.08	-1.93	-2.71	2.71	-10.39	-7.28	-1.86	-11.47	-6.05
4.50	-3.01	-1.14	-8.42	8.42	-6.15	-11.13	5.71	-13.61	3.23
5.50	1.87	0.71	-14.12	14.12	3.83	-12.44	15.81	-10.90	17.35
5.93	4.84	1.84	-16.55	16.55	9.90	-12.19	20.91	-8.20	24.90



	MANUAL	ETABS	%VAR
M máx (+)	-31.59 ton.m	-32.46 ton.m	2.69%
M máx (-)	13.61 ton.m	14.19 ton.m	4.12%

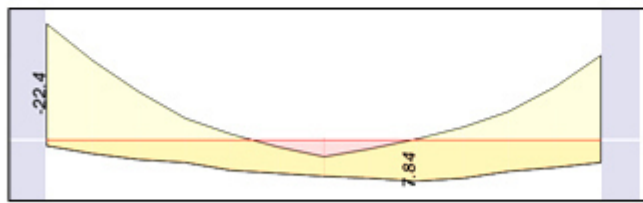
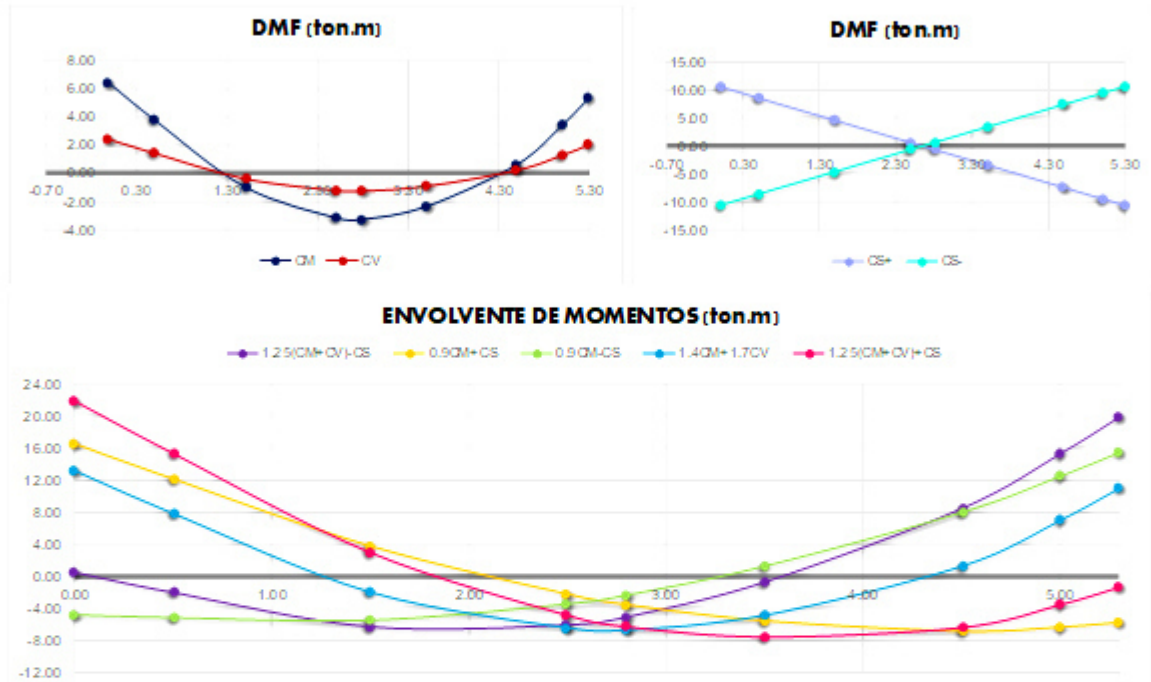


VIGA 0.25*0.60 (viga indicada en el inciso 7.3.2)

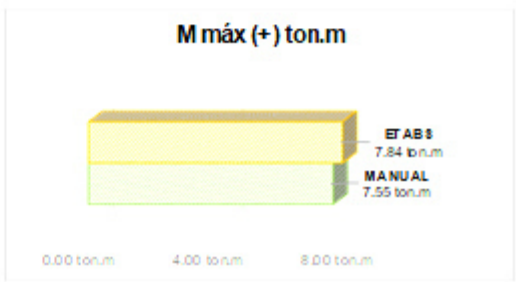
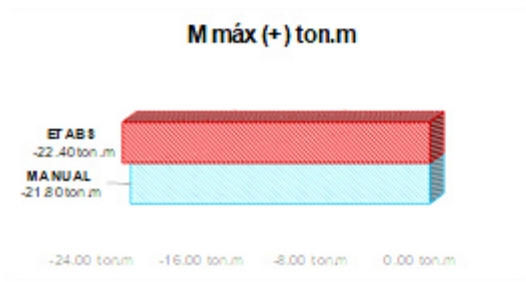
METRADO DE CARGAS VIGA 0.25 * 0.60 M					
CARGA MUERTA					
Peso propio	2.40	0.25	0.60		0.36
Peso del aligerado	0.30	3.88			1.16
Acabados	0.10	3.88			0.39
Parapeto	1.35	0.25	2.70		0.91
					CM= 2.82 ton/m

CARGA VIVA				
S/C 1	0.30	1.94		0.58
S/C 2	0.25	1.94		0.48
CV= 1.07 ton/m				

	CM	CV	CS+	CS-	1.4CM+1.7CV	0.9CM+CS	0.9CM-CS	1.25(CM+CV)+CS	1.25(CM-CV)+CS
0.00	6.47	2.44	10.66	10.66	13.21	16.48	-4.84	21.80	0.48
0.50	3.85	1.45	8.65	-8.65	7.86	12.11	-5.18	15.28	-2.02
1.50	0.98	0.37	4.63	-4.63	2.00	3.74	-5.51	2.94	-6.31
2.50	3.18	-1.20	0.60	-0.60	-6.49	-2.26	3.47	-4.87	-6.08
2.80	-3.30	-1.25	0.60	-0.60	-6.74	-3.57	-2.37	-6.29	-5.08
3.50	-2.40	0.91	-3.42	3.42	-4.90	5.58	1.26	-7.55	-0.71
4.50	0.61	0.23	-7.44	7.44	1.25	-6.89	7.99	-6.39	8.49
5.00	3.43	1.30	-9.45	9.45	7.00	-6.37	12.54	-3.55	15.36
5.30	5.40	2.04	-10.66	10.66	11.03	-5.80	15.52	-1.36	19.96

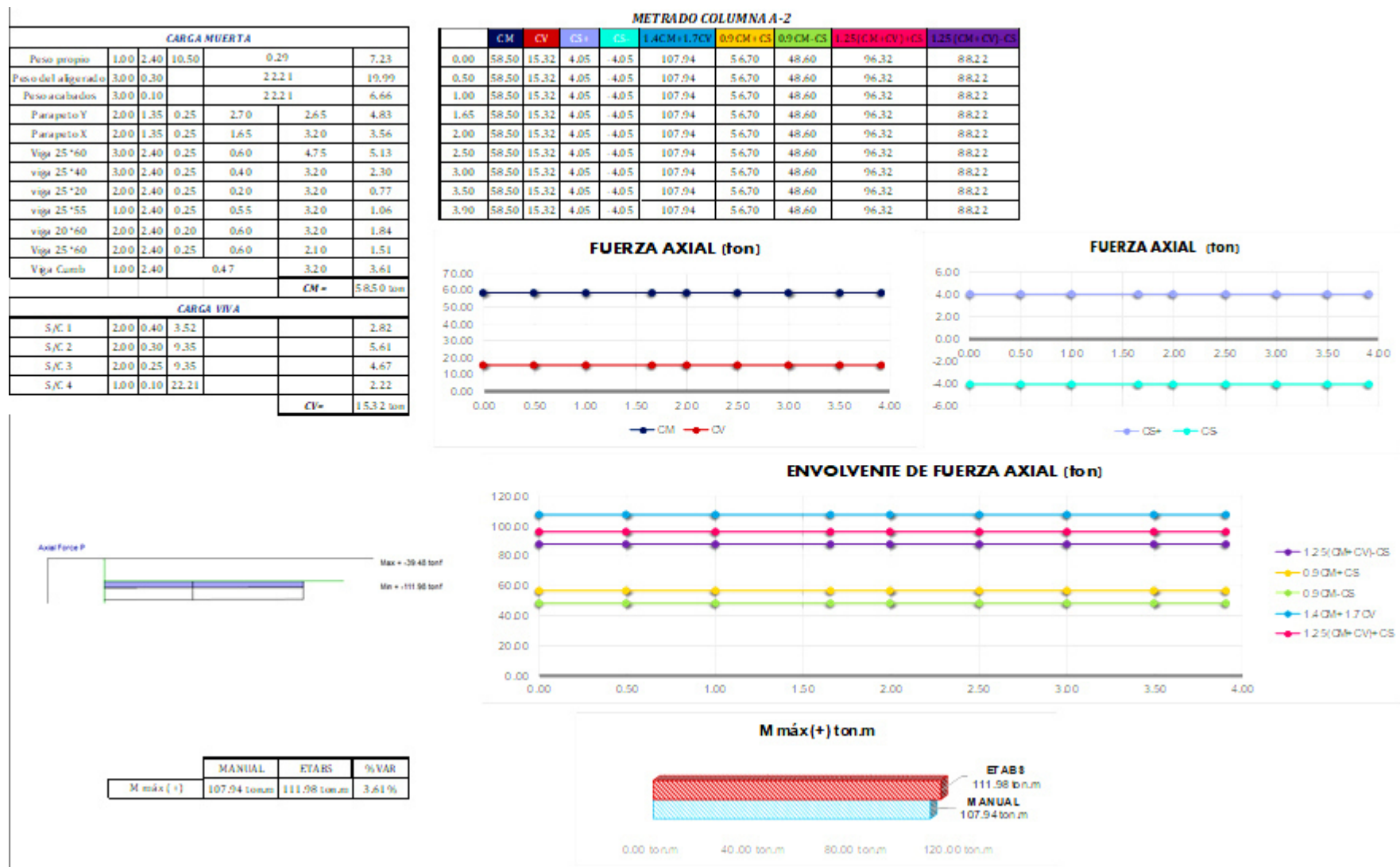


	MANUAL	ETABS	%VAR
M máx (+)	21.80 ton.m	22.40 ton.m	2.67%
M máx (-)	7.55 ton.m	7.84 ton.m	3.67%



Anexo 3: Metrado de cargas de columna

VIGA 0.25*0.60 (viga indicada en el inciso 5.4.2)

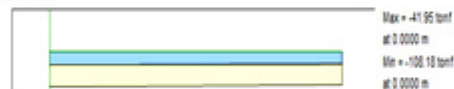


Anexo 4: Metrado de cargas de placa

VIGA 0.25*0.60 (viga indicada en el inciso 5.4.2)

CARGA MUERTA					
Peso propio	1.00	2.40	9.61	0.34	7.78
Peso del aligerado	3.00	0.30		22.21	19.99
Peso acabados	3.00	0.10		22.21	6.66
Parapeto Y	2.00	1.35	0.25	2.70	2.65
Parapeto X	2.00	1.35	0.25	1.65	3.20
Viga 25*60	3.00	2.40	0.25	0.60	4.75
viga 25*40	3.00	2.40	0.25	0.40	3.20
viga 25*20	2.00	2.40	0.25	0.20	3.20
viga 25*55	1.00	2.40	0.25	0.55	3.20
viga 20*60	2.00	2.40	0.20	0.60	3.20
Viga 25*60	2.00	2.40	0.25	0.60	2.10
Viga Comb	1.00	2.40		0.21	3.20
				CM =	57.06 ton
CARGA VIVA					
S/C 1	2.00	0.40	3.52		2.82
S/C 2	2.00	0.30	9.35		5.61
S/C 3	2.00	0.25	9.35		4.67
S/C 4	1.00	0.10	22.21		2.22
				CV =	15.32 ton

Axial Force P

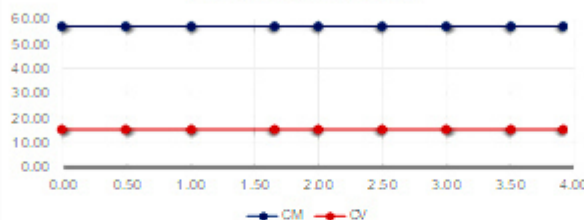


	MANUAL	ETABS	% VAR
M máx (+)	105.92 ton.m	108.18 ton.m	2.09%

METRADO PLACA A-1

	CM	CV	CS+	CS-	1.4CM+1.7CV	0.9CM+CS	0.9CM-CS	1.25(CM+CV)+CS	1.25(CM+CV)-CS
0.00	57.06	15.32	10.10	-10.10	105.92	6.145	41.25	100.57	80.37
0.50	57.06	15.32	10.10	-10.10	105.92	6.145	41.25	100.57	80.37
1.00	57.06	15.32	10.10	-10.10	105.92	6.145	41.25	100.57	80.37
1.65	57.06	15.32	10.10	-10.10	105.92	6.145	41.25	100.57	80.37
2.00	57.06	15.32	10.10	-10.10	105.92	6.145	41.25	100.57	80.37
2.50	57.06	15.32	10.10	-10.10	105.92	6.145	41.25	100.57	80.37
3.00	57.06	15.32	10.10	-10.10	105.92	6.145	41.25	100.57	80.37
3.50	57.06	15.32	10.10	-10.10	105.92	6.145	41.25	100.57	80.37
3.90	57.06	15.32	10.10	-10.10	105.92	6.145	41.25	100.57	80.37

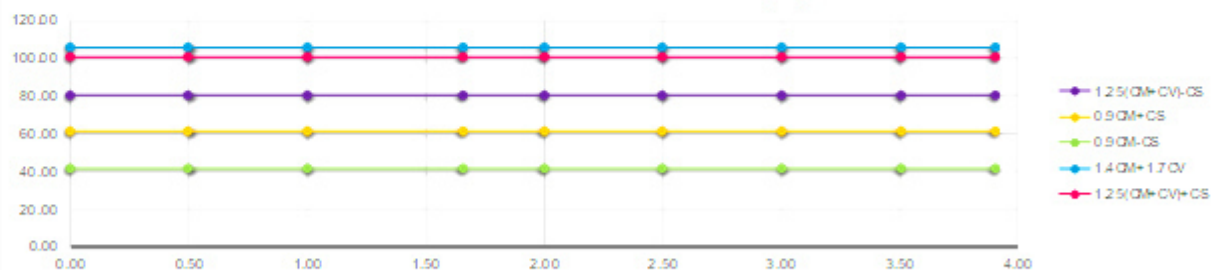
FUERZA AXIAL (ton)



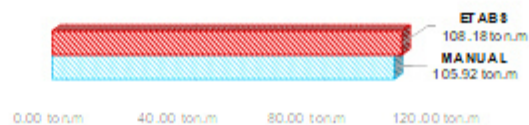
FUERZA AXIAL (ton)



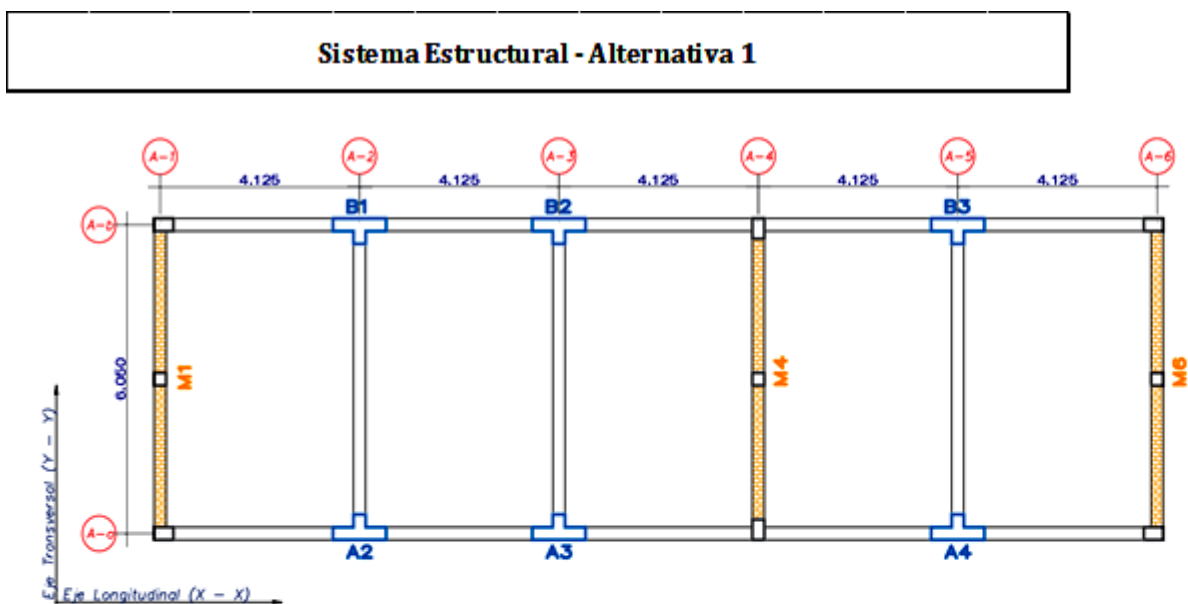
ENVOLVENTE DE FUERZA AXIAL (ton)



M máx(+) ton.m



Anexo 5: Verificación de sistema estructural



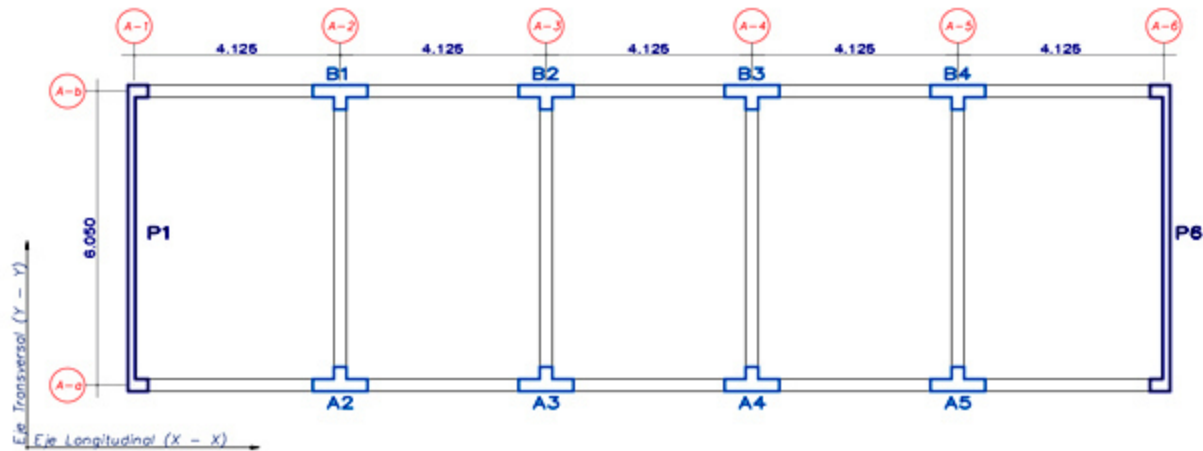
En la dirección X el sistema estructural será de Muros estructurales de C° A° ya que la cortante recibida por los muros de concreto armado asciende al 93.3%, siendo mayor al 70% de la cortante total en esa dirección.

En la dirección Y el sistema estructural será de Albañilería Confinada ya que la cortante recibida por los muros de albañilería asciende al 84.94%.

Aporte en X	Elemento	V	V	Porcentaje
		tonf	tonf	
Muros de C° A°	A2	22.70	129.31	93.30%
	A3	21.96		
	A5	18.65		
	B2	23.63		
	B3	22.88		
	B5	19.48		
Muros de Albañilería	M1	3.39	9.28	6.70%
	M4	2.52		
	M6	3.37		
Total		138.59	138.59	100%
Muros estructurales de C° A°				

Aporte en Y	Elemento	V	V	Porcentaje
		tonf	tonf	
Columnas	A2	6.24	41.74	15.06%
	A3	6.65		
	A5	7.34		
	B2	6.74		
	B3	7.05		
	B5	7.73		
Muros de Albañilería Confinada	M1	66.60	235.44	84.94%
	M4	80.86		
	M6	87.98		
Total		277.18	277.18	100%
Albañilería Confinada				

Sistema Estructural - Alternativa 2



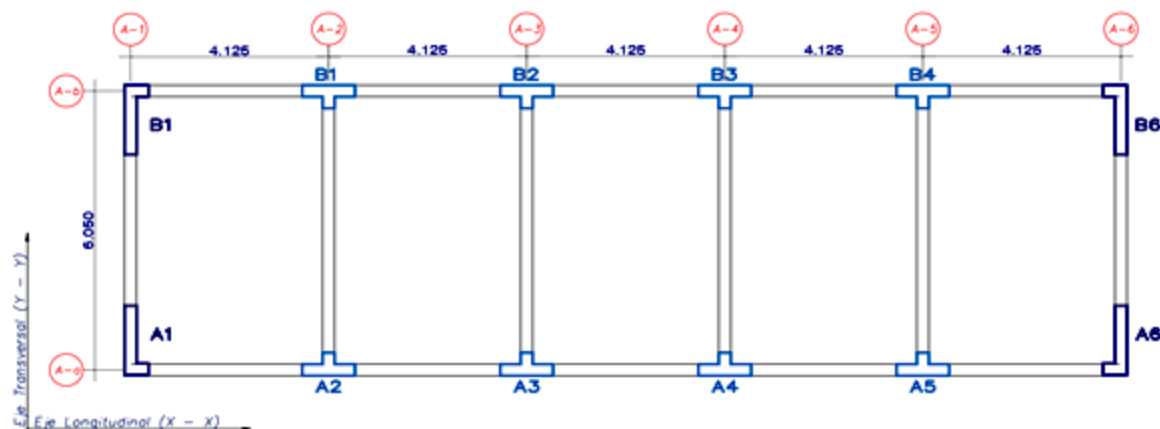
En la dirección X el sistema estructural será de Muros estructurales de C° A° ya que la cortante recibida por los muros de concreto armado asciende al 88.48%, siendo mayor al 70% de la cortante total en esa dirección.

En la dirección Y el sistema estructural será de Muros estructurales de C° A° ya que la cortante recibida por los muros de concreto armado asciende al 89.59%, siendo mayor al 70% de la cortante total en esa dirección.

Aporte en X	Elemento	V	V	Porcentaje
		tonf	tonf	
Muros de C° A°	A2	14.27	119.14	88.48%
	A3	14.98		
	A4	14.98		
	A5	14.27		
	B2	14.79		
	B3	15.53		
	B4	15.53		
Columnas	P1	7.78	15.51	11.52%
	P6	7.73		
	Total	134.65	134.65	100%
Muros estructurales de C° A°				

Aporte en Y	Elemento	V	V	Porcentaje
		tonf	tonf	
Columnas	A2	1.46	14.02	10.41%
	A3	1.62		
	A4	1.70		
	A5	1.71		
	B2	1.70		
	B3	1.89		
	B4	1.98		
Muros de C° A°	P1	51.76	120.62	89.59%
	P6	68.86		
	Total	134.64	134.64	100%
Muros estructurales de C° A°				

Sistema Estructural - Alternativa 3



En la dirección X el sistema estructural será de Muros estructurales de C° A° ya que la cortante recibida por los muros de concreto armado asciende al 85.95%, siendo mayor al 70% de la cortante total en esa dirección.

En la dirección Y el sistema estructural será de Muros estructurales de C° A° ya que la cortante recibida por los muros de concreto armado asciende al 73.63%, siendo mayor al 70% de la cortante total en esa dirección.

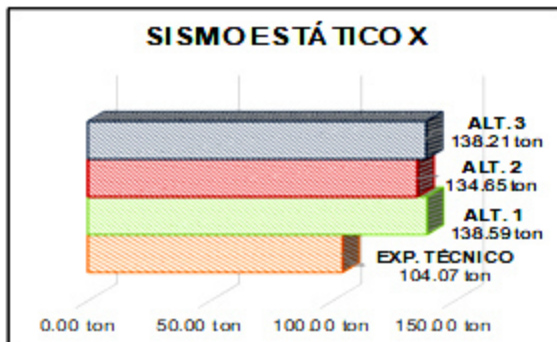
Aporte en X	Elemento	V	V	Porcentaje
		tonf	tonf	
Muros de C° A°	A2	14.30	118.79	85.95%
	A3	14.80		
	A4	14.80		
	A5	14.29		
	B2	14.89		
	B3	15.41		
	B4	15.41		
Columnas	A1	4.71	19.42	14.05%
	A6	4.70		
	B1	5.02		
	B6	4.99		
Total		138.21	138.21	100%
Muros estructurales de C° A°				

Aporte en Y	Elemento	V	V	Porcentaje
		tonf	tonf	
Columnas	A2	3.99	36.45	26.37%
	A3	4.31		
	A4	4.57		
	A5	4.74		
	B2	4.28		
	B3	4.62		
	B4	4.88		
Muros de C° A°	A1	21.13	101.76	73.63%
	A6	29.01		
	B1	21.80		
	B6	29.82		
Total		138.21	138.21	100%
Muros estructurales de C° A°				

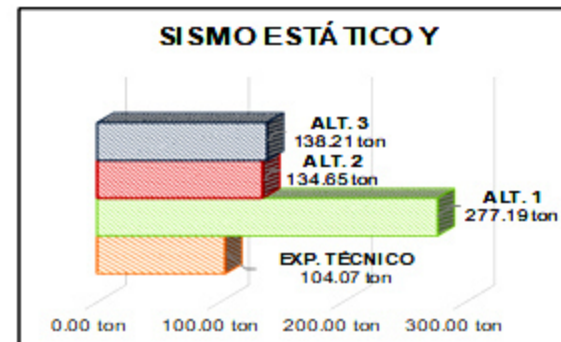
Anexo 6: Comparación de cortantes basales

COMPARACIÓN DE CORTANTE

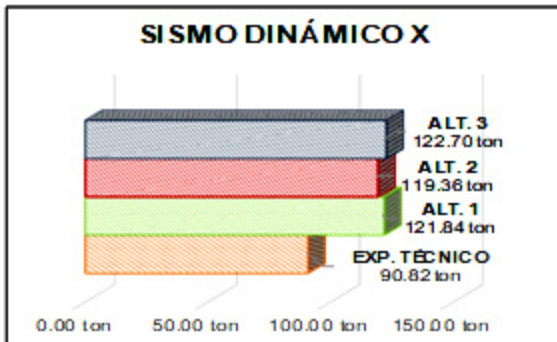
SISMO ESTÁTICO	
	VX
EXP. TÉCNICO	104.07 ton
ALT. 1	138.59 ton
ALT. 2	134.65 ton
ALT. 3	138.21 ton



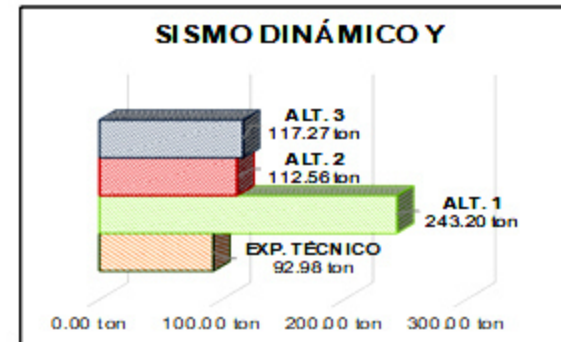
SISMO ESTÁTICO	
	VY
EXP. TÉCNICO	104.07 ton
ALT. 1	277.19 ton
ALT. 2	134.65 ton
ALT. 3	138.21 ton



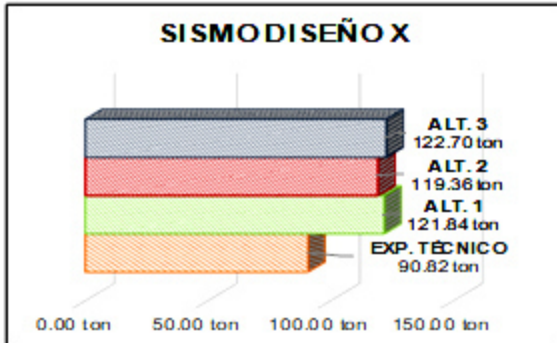
SISMO DINÁMICO	
	VX
EXP. TÉCNICO	90.82 ton
ALT. 1	121.84 ton
ALT. 2	119.36 ton
ALT. 3	122.70 ton



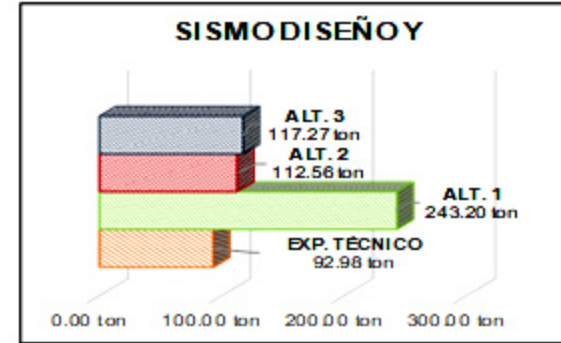
SISMO DINÁMICO	
	VY
EXP. TÉCNICO	92.98 ton
ALT. 1	243.20 ton
ALT. 2	112.56 ton
ALT. 3	117.27 ton



SISMO DISEÑO	
	VX
EXP. TÉCNICO	90.82 ton
ALT. 1	121.84 ton
ALT. 2	119.36 ton
ALT. 3	122.70 ton



SISMO DISEÑO	
	VY
EXP. TÉCNICO	92.98 ton
ALT. 1	243.20 ton
ALT. 2	112.56 ton
ALT. 3	117.27 ton



Anexo 7: Planilla de metrado de la alternativa 2

METRADO DE PLACAS - ALTERNATIVA 2								
ITEM	DESCRIPCION	UND	N ° VECES	DIMENSIONES			PARCIAL	TOTAL
				LARGO	ANCHO	ALTO		
01.01.00	PLACAS							
01.01.01	CONCRETO PARA PLACAS f'c=210 kg/cm2	m3						56.19
	PRIMER NIVEL							
	PLACAP 1		2.00	4.40	0.15	6.30	8.32	
	PLACAP 1		4.00	4.40	0.25	0.35	1.54	
	SEGUNDO NIVEL							
	PLACAP 1		2.00	3.30	0.15	6.30	6.24	
	PLACAP 1		4.00	3.30	0.25	0.35	1.16	
	TERCER NIVEL							
	PLACAP 1		2.00	ÁREA=	25.26	0.15	7.58	
	PLACAP 1		2.00	3.32	0.25	0.35	0.58	
	PLACAP 1		2.00	3.61	0.25	0.35	0.63	
	PRIMER NIVEL							
	PLACAP 2		8.00	4.40	ÁREA=	0.34	11.88	
	SEGUNDO NIVEL							
	PLACAP 2		8.00	3.30	ÁREA=	0.34	8.91	
	TERCER NIVEL							
	PLACAP 2		4.00	3.32	ÁREA=	0.34	4.48	
	PLACAP 2		4.00	3.61	ÁREA=	0.34	4.87	
01.01.02	ENCOFRADO Y DEENCOFRADO EN PLACAS	m2						613.81
	PRIMER NIVEL							
	PLACAP 1		2.00	4.40		12.40	109.12	
	PLACAP 1		4.00	4.40		0.85	14.96	
	SEGUNDO NIVEL							
	PLACAP 1		2.00	3.30		12.40	81.84	
	PLACAP 1		4.00	3.30		0.85	11.22	
	TERCER NIVEL							
	PLACAP 1		2.00	ÁREA=	49.53		99.06	
	PLACAP 1		2.00	3.32		0.85	5.64	
	PLACAP 1		2.00	3.61		0.85	6.14	
	PRIMER NIVEL							
	PLACAP 1		8.00	4.40		3.20	112.64	
	SEGUNDO NIVEL							
	PLACAP 1		8.00	3.30		3.20	84.48	
	TERCER NIVEL							
	PLACAP 1		4.00	3.32		3.20	42.50	
	PLACAP 1		4.00	3.61		3.20	46.21	
01.01.03	ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2 GRADO 60 PARA PLACAS	kg						11438.99
	De metrado de Acero						11438.99	

METRADO DE ACERO - ALTERNATIVA 2														
DESCRIPCION	Ø	LONGIT. (m)	N° DE VECES	CANTIDAD	PESO DEL ACERO						Parcial (Kg)	TOTAL (Kg)		
					φ 1/4"	φ 3/8"	φ 1/2"	φ 5/8"	φ 3/4"	φ 1"				
ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2 GRADO 60 PARA PLACAS														
ACERO LONGITUDINAL-P1														
1er Nivel	3/8"	4.40	2.00	38.00		334.40								
2do Nivel	3/8"	3.30	2.00	38.00		250.80								
3er Nivel	3/8"	3.47	2.00	38.00		263.34								
1er Nivel	5/8"	4.40	2.00	30.00				264.00						
2do Nivel	5/8"	3.30	2.00	22.00				145.20						
3er Nivel	5/8"	3.47	2.00	23.00				159.39						
ACERO TRANSVERSAL-P1														
1er Nivel	3/8"	6.44	2.00	30.00		386.40								
2do Nivel	3/8"	6.44	2.00	22.00		283.36								
3er Nivel	3/8"	6.44	2.00	23.00		296.24								
ESTRIBOS DE CONFINAMIENTO-P1														
1er Nivel	5/8"	1.28	2.00	120.00				307.20						
2do Nivel	5/8"	1.28	2.00	88.00				225.28						
3er Nivel	5/8"	1.28	2.00	92.00				235.52						
ACERO LONGITUDINAL-P2														
1er Nivel	3/8"	3.88	8.00	4.00		124.16								
2do Nivel	3/8"	3.88	8.00	4.00		124.16								
3er Nivel	3/8"	3.88	8.00	4.00		124.16								
1er Nivel	5/8"	3.88	8.00	16.00				496.64						
2do Nivel	5/8"	3.88	8.00	16.00				496.64						
3er Nivel	5/8"	3.88	8.00	16.00				496.64						
ACERO TRANSVERSAL-P2														
1er Nivel	3/8"	1.22	8.00	40.00		390.40								
2do Nivel	3/8"	1.22	8.00	40.00		390.40								
3er Nivel	3/8"	1.22	8.00	40.00		390.40								
ESTRIBOS DE CONFINAMIENTO-P2														
1er Nivel	5/8"	1.04	8.00	52.00				432.64						
2do Nivel	5/8"	1.04	8.00	52.00				432.64						
3er Nivel	5/8"	1.04	8.00	52.00				432.64						
1er Nivel	5/8"	1.28	8.00	52.00				532.48						
2do Nivel	5/8"	1.28	8.00	52.00				532.48						
3er Nivel	5/8"	1.28	8.00	52.00				532.48						
						Peso en Kilogramos por metro lineal	0.27	0.56	0.994	1.552	2.235	3.973		
						Longitud Total por Ø en metros lineales	0.00	3358.22	0.00	5721.87	0.00	0.00		
						Peso Total por Ø en Kilogramos	0.00	1880.60	0.00	8880.34	0.00	0.00	10760.95	
						Desperdicios	3%	3%	5%	7%	8%	10%		
						Peso Total + desperdicio	0.000	56418	0.000	621.624	0.000	0.000	678.04	11438.99

Anexo 8: Planilla de metrado de la alternativa 3

METRADO DE PLACAS - ALTERNATIVA 3								
ITEM	DESCRIPCION	UND	N ° VECES	DIMENSIONES			PARCIAL	TOTAL
				LARGO	ANCHO	ALTO		
01.01.00	PLACAS							
01.01.01	CONCRETO PARA PLACAS $f_c=210$ kg/cm²	m³						49.69
	PRIMER NIVEL							
	PLACAP1		400	440	AREA=	044	770	
	SEGUNDO NIVEL							
	PLACAP1		400	330	AREA=	044	578	
	TERCER NIVEL							
	PLACAP1		200	332	AREA=	044	291	
	PLACAP1		200	361	AREA=	044	316	
	PRIMER NIVEL							
	PLACAP2		800	440	AREA=	034	1188	
	SEGUNDO NIVEL							
	PLACAP2		800	330	AREA=	034	891	
	TERCER NIVEL							
	PLACAP2		400	332	AREA=	034	448	
	PLACAP2		400	361	AREA=	034	487	
01.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN PLACAS	m²						464.47
	PRIMER NIVEL							
	PLACAP1		400	440		400	7040	
	SEGUNDO NIVEL							
	PLACAP1		400	330		400	5280	
	TERCER NIVEL							
	PLACAP1		200	332		400	2656	
	PLACAP1		200	361		400	2888	
	PRIMER NIVEL							
	PLACAP1		800	440	PER=	320	112.64	
	SEGUNDO NIVEL							
	PLACAP1		800	330	PER=	320	8448	
	TERCER NIVEL							
	PLACAP1		400	332	PER=	320	4250	
	PLACAP1		400	361	PER=	320	4621	
01.01.03	ACERO DE REFUERZO $F_y=4200$ KG/CM² GRADO 60 PARA PLACAS	kg						11263.07
	De metrado de Acero						11263.07	

METRADO DE ACERO - ALTERNATIVA 3														
DESCRIPCION	Ø	LONGIT. (m)	N° DE VECES	CANTIDAD	PESO DEL ACERO						Parcial (Kg)	TOTAL (Kg)		
					φ 1/4"	φ 3/8"	φ 1/2"	φ 5/8"	φ 3/4"	φ 1"				
ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2 GRADO 60 PARA PLACAS														
ACERO LONGITUDINAL-P1														
1er Nivel	3/8"	4.40	4.00	10.00		176.00								
2do Nivel	3/8"	3.30	4.00	10.00		152.00								
3er Nivel	3/8"	3.47	4.00	10.00		138.60								
1er Nivel	5/8"	4.40	4.00	14.00				246.40						
2do Nivel	5/8"	3.30	4.00	14.00				184.80						
3er Nivel	5/8"	3.47	4.00	14.00				194.04						
ACERO TRANSVERSAL-P1														
1er Nivel	3/8"	1.64	4.00	44.00		288.64								
2do Nivel	3/8"	1.64	4.00	34.00		223.04								
3er Nivel	3/8"	1.64	4.00	36.00		236.16								
ESTRIBOS DE CONFINAMIENTO-P1														
1er Nivel	5/8"	1.28	4.00	44.00				225.28						
2do Nivel	5/8"	1.28	4.00	34.00				174.08						
3er Nivel	5/8"	1.28	4.00	36.00				184.32						
1er Nivel	5/8"	1.04	4.00	22.00				91.52						
2do Nivel	5/8"	1.04	4.00	17.00				70.72						
3er Nivel	5/8"	1.04	4.00	18.00				74.88						
ACERO LONGITUDINAL-P2														
1er Nivel	3/8"	3.88	8.00	4.00		124.16								
2do Nivel	3/8"	3.88	8.00	4.00		124.16								
3er Nivel	3/8"	3.88	8.00	4.00		124.16								
1er Nivel	5/8"	3.88	8.00	16.00				496.64						
2do Nivel	5/8"	3.88	8.00	16.00				496.64						
3er Nivel	5/8"	3.88	8.00	16.00				496.64						
ACERO TRANSVERSAL-P2														
1er Nivel	3/8"	1.22	8.00	40.00		390.40								
2do Nivel	3/8"	1.22	8.00	40.00		390.40								
3er Nivel	3/8"	1.22	8.00	40.00		390.40								
ESTRIBOS DE CONFINAMIENTO-P2														
1er Nivel	5/8"	1.04	8.00	52.00				432.64						
2do Nivel	5/8"	1.04	8.00	52.00				432.64						
3er Nivel	5/8"	1.04	8.00	52.00				432.64						
1er Nivel	5/8"	1.28	8.00	52.00				532.48						
2do Nivel	5/8"	1.28	8.00	52.00				532.48						
3er Nivel	5/8"	1.28	8.00	52.00				532.48						
						Peso en Kilogramos por metro lineal	0.27	0.56	0.994	1.552	2.235	3.973		
						Longitud Total por Ø en metros lineales	0.00	2738.12	0.00	5831.52	0.00	0.00		
						Peso Total por Ø en Kilogramos	0.00	1539.35	0.00	9050.21	0.00	0.00	10589.56	
						Desperdicios	3%	3%	5%	7%	8%	10%		
						Peso Total + desperdicio	0.000	46.000	0.000	633.515	0.000	0.000	679.52	11263.07

Anexo 9: Comparación de presupuestos de la alternativa 2 y alternativa 3

Para el costo unitario se tomó lo descrito en el presupuesto del expediente técnico de la institución educativa.

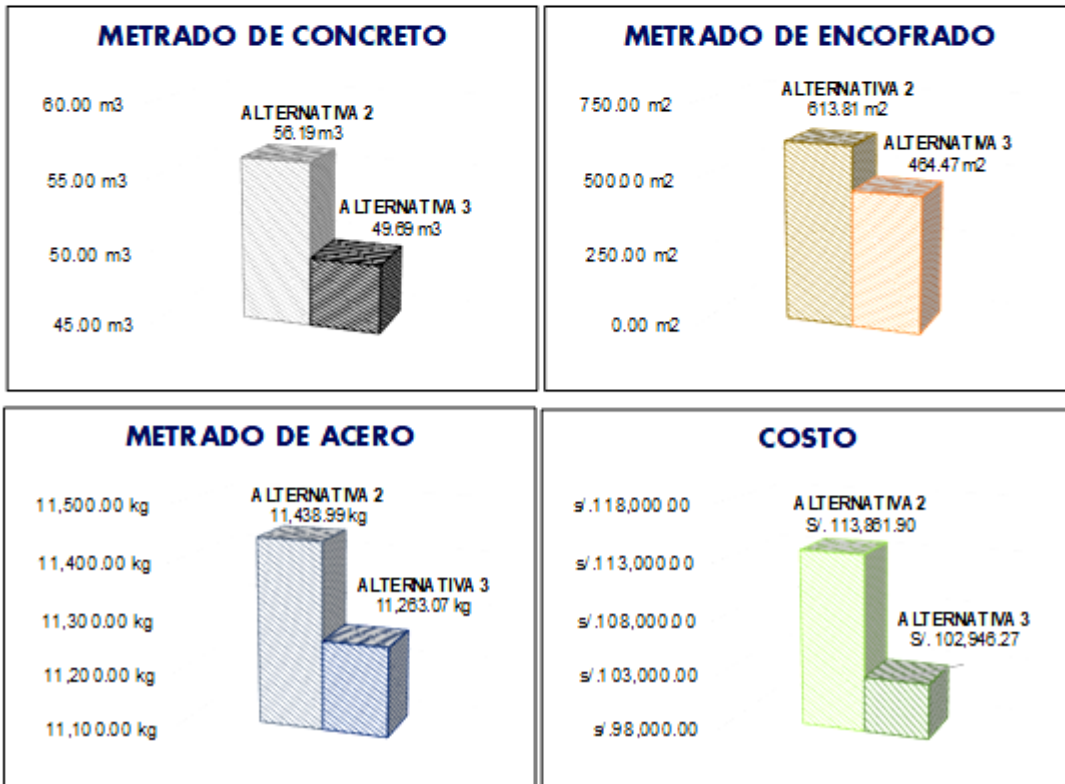
COMPARATIVA DE PRESUPUESTO
RESUMEN DE METRADO - ALTERNATIVA 2

ITEM	DESCRIPCION	UND	METRADO TOTAL	COSTO UNITARIO	COSTO TOTAL
01.01.00	PLACAS				S/ 113,861.90
01.01.01	CONCRETO PARA PLACAS $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$	m ³	56.19	S/ 363.11	S/ 20,403.15
01.01.02	ENCOFRADO Y DEENCOFRADO EN PLACAS	m ²	613.81	S/ 50.88	S/ 31,230.65
01.01.03	ACERO DE REFUERZO $FY=4200 \text{ KG/CM}^2$ GRADO 60 PARA PLACAS	kg	11438.99	S/ 5.44	S/ 62,228.09

RESUMEN DE METRADO - ALTERNATIVA 3

ITEM	DESCRIPCION	UND	TOTAL	COSTO UNITARIO	COSTO TOTAL
01.01.00	PLACAS				S/ 102,946.27
01.01.01	CONCRETO PARA PLACAS $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$	m ³	49.69	S/ 363.11	S/ 18,042.94
01.01.02	ENCOFRADO Y DEENCOFRADO EN PLACAS	m ²	464.47	S/ 50.88	S/ 23,632.23
01.01.03	ACERO DE REFUERZO $FY=4200 \text{ KG/CM}^2$ GRADO 60 PARA PLACAS	kg	11263.07	S/ 5.44	S/ 61,271.11

COMPARATIVA DE METRADOS Y COSTO



Anexo 10: Análisis sísmico del módulo construido en su primera etapa

- Análisis sísmico**

Los parámetros considerados son los siguientes:

Parámetros Sísmicos	
<i>Factor de Zona</i>	Z=0.35 (Zona 3)
<i>Factor de Uso</i>	U=1.5 (Categoría A2)
<i>Factor de Suelo</i>	S=1.15 (S2- Suelo Intermedio)
<i>Periodo que define la plataforma de Espectro</i>	$T_p = 0.6$ TL = 2
<i>Factor Básico de Reducción Sísmica</i>	Rox=6 (Muros Estructurales) Roy=3 (Albañilería)

- Verificación de irregularidades**

Irregularidad de masa

No presenta irregularidad de masa ya que los pesos no son mayores en 1.5 a los pesos adyacentes.

MASA X e Y				IRREGULARIDAD DE MASA			
<i>Piso</i>	<i>Caso de Carga</i>	<i>P</i>	<i>Peso por Nivel</i>	$1.5^*(P_{i-1})$	<i>Ia</i>	$1.5^*(P_{i+1})$	<i>Ia</i>
		<i>tonf</i>	<i>ton</i>				
TECHO 3	PESO GRAVITACIONAL	196.72	196.72	271.42	Regular		
TECHO 2	PESO GRAVITACIONAL	377.67	180.95	293.13	Regular	295.08	Regular
TECHO 1	PESO GRAVITACIONAL	573.09	195.42			271.42	Regular

Irregularidad de rigidez – Primera etapa

No presenta irregularidad de rigidez ya que las distorsiones de entrepiso en ambas direcciones no son mayores a 1.4 las distorsiones del piso superior.

RIGIDEZ X-X						IRREGULARIDAD DE RÍGIDEZ			
<i>Piso</i>	<i>Desp sup</i>	<i>Desp inf</i>	<i>Desp X</i>	<i>h</i>	<i>Dist. Entrep.</i>	$1.4^*(\beta_{i+1})$	<i>Ia</i>	$1.25^*(\beta_{i+1} + \beta_{i+2} + \beta_{i+3})/3$	<i>Ia</i>
	<i>m</i>	<i>m</i>	<i>m</i>	<i>m</i>					
TECHO 3	0.01568	0.00976	0.00592	5.30	0.0011				
TECHO 2	0.00976	0.00467	0.00509	3.30	0.0015	0.0016	Regular		
TECHO 1	0.00467	0.00000	0.00467	3.90	0.0012	0.0022	Regular		

RIGIDEZ Y-Y						IRREGULARIDAD DE RÍGIDEZ			
<i>Piso</i>	<i>Desp sup</i>	<i>Desp inf</i>	<i>Desp Y</i>	<i>h</i>	<i>Dist. Entrep.</i>	$1.4^*(\beta_{i+1})$	<i>Ia</i>	$1.25^*(\beta_{i+1} + \beta_{i+2} + \beta_{i+3})/3$	<i>Ia</i>
	<i>m</i>	<i>m</i>	<i>m</i>	<i>m</i>					
TECHO 3	0.01569	0.00903	0.00666	5.30	0.0013				
TECHO 2	0.00903	0.00412	0.00492	3.30	0.0015	0.0018	Regular		
TECHO 1	0.00412	0	0.00412	3.90	0.0011	0.0021	Regular		

Irregularidad de resistencia – Primera etapa

No presenta irregularidad de resistencia ya que las cortantes en ambas direcciones son mayores al 80% de la fuerza cortante del piso inmediato superior.

RESISTENCIA EN X				IRREGULARIDAD DE RESISTENCIA	
Piso	Caso de Carga	VX	VY	$0.80^*(Vi+1)$	Ia
		tonf	tonf		
TECHO 3	SDX Max	27.35	0.34		
TECHO 2	SDX Max	97.69	0.81	21.88	Regular
TECHO 1	SDX Max	118.79	0.65	78.15	Regular

RESISTENCIA EN Y				IRREGULARIDAD DE RESISTENCIA	
Piso	Caso de Carga	VX	VY	$0.80^*(Vi+1)$	Ia
		tonf	tonf		
TECHO 3	SDY Max	1.00	60.40		
TECHO 2	SDY Max	1.34	187.85	48.32	Regular
TECHO 1	SDY Max	1.29	228.61	150.28	Regular

Irregularidad torsional – Primera etapa

TORSION X - X					IRREGULARIDAD TORSIONAL	
Piso	Caso de Carga	Diafragma	Max Deriva	Deriva CM	$\Delta máx/\Delta CM > 1.2$	Ip
TECHO 1	SDX Max	Diaph D1 X	0.00094	0.00093	1.006	Regular

TORSION Y - Y					IRREGULARIDAD TORSIONAL	
Piso	Caso de Carga	Diafragma	Max Deriva	Deriva CM	$\Delta máx/\Delta CM > 1.2$	Ip
TECHO 1	SDY Max	Diaph D1 Y	0.00075	0.00072	1.036	Regular

Con esta propuesta de estructuración el edificio no presenta irregularidades de masa, rigidez, resistencia y torsión.

- **VERIFICACIÓN DE DERIVAS**

Del análisis realizado se obtienen las derivas de entrepiso para la dirección longitudinal X-X y dirección transversal Y-Y respectivamente.

DERIVA XX									
<i>Piso</i>	<i>Desp. Sup.</i> <i>m</i>	<i>Desp. Inf.</i> <i>m</i>	<i>Diferencia</i> <i>m</i>	<i>Z</i> <i>m</i>	<i>Deriva</i> <i>Elástica</i>	<i>Regular</i> <i>0.75R</i>	<i>Deriva</i> <i>Inelástica</i>	<i>Deriva</i> <i>Máx Perm</i>	<i>Cumple</i> <i>Δ<Δperm</i>
TECHO 3	0.01236	0.00852	0.00383	5.30	0.00072	4.50	0.00326	0.007	Cumple
TECHO 2	0.00852	0.00374	0.00478	3.30	0.00145	4.50	0.00652	0.007	Cumple
TECHO 1	0.00374	0.00000	0.00374	4.40	0.00085	4.50	0.00383	0.007	Cumple

DERIVA YY									
<i>Piso</i>	<i>Desp. Sup.</i> <i>m</i>	<i>Desp. Inf.</i> <i>m</i>	<i>Diferencia</i> <i>m</i>	<i>Z</i> <i>m</i>	<i>Deriva</i> <i>Elástica</i>	<i>Regular</i> <i>0.75R</i>	<i>Deriva</i> <i>Inelástica</i>	<i>Deriva</i> <i>Máx Perm</i>	<i>Cumple</i> <i>Δ<Δperm</i>
TECHO 3	0.01366	0.00755	0.00611	5.30	0.00115	2.25	0.00259	0.005	Cumple
TECHO 2	0.00755	0.00330	0.00425	3.30	0.00129	2.25	0.00290	0.005	Cumple
TECHO 1	0.00330	0.00000	0.00330	4.40	0.00075	2.25	0.00169	0.005	Cumple

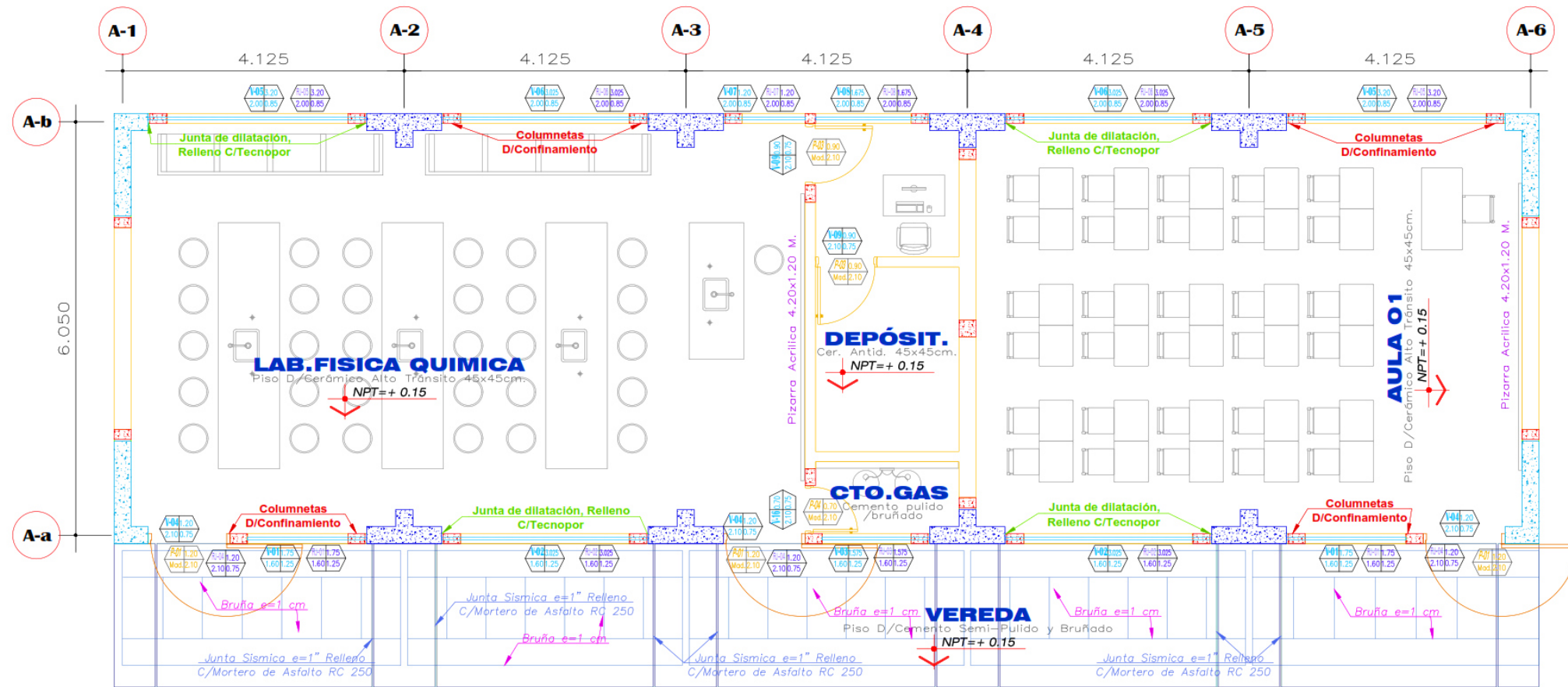
Como se puede observar que las derivas no sobrepasan el límite permisible. Presentándose que para la dirección longitudinal X-X la deriva máxima se encuentra en el segundo nivel con un valor de 0.00652 menor que la deriva máxima permitida 0.007 y para la dirección Transversal Y-Y la deriva máxima se encuentra en el segundo nivel con un valor de 0.00290 menor que la deriva máxima permitida 0.005.

Para el diseño se determina la carga sísmica de diseño la cual se determina del producto de la cortante dinámica con un factor de escala. A continuación, se muestra el resumen de carga de diseño sísmico.

Factor de escala de diseño

FACTOR DE ESCALA DISEÑO:		
Dirección	X	Y
Periodo	0.3870	0.2500
%Masa Part.	86.44%	82.30%
C	2.50	2.50
V estática=	136.44	272.89
V Dinámica=	118.79	228.61
V din. /V est. =	0.87	0.84
Configuración=	Regular	Regular
Cociente min. =	0.80	0.80
Factor (fx) =	1.00	1.00

Anexo 11: Planos – alternativa seleccionada



PRIMERA PLANTA - MÓDULO 1
PABELLÓN "A"

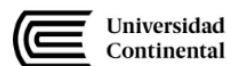
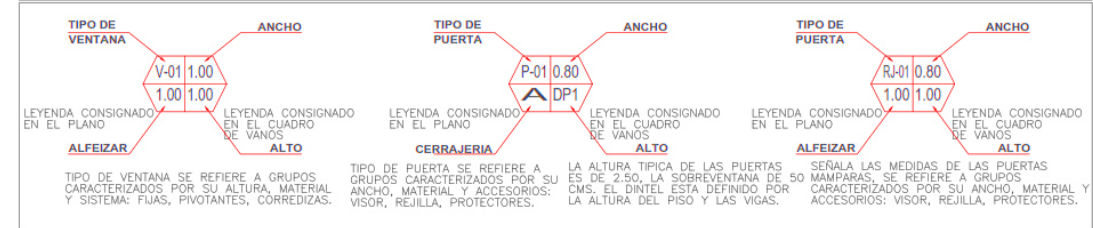
ESCALA 1:75

CUADRO DE VANOS (VENTANAS)						
TIPO	ANCHO	ALTO	ALFEIZ.	AMBIENTES	MATERIAL	CANT.
V-01	1.75	1.25	1.60	LAB.FISICA-QUIMICA, C.R.T., AULA 01,02 Y 03	C.TEMPLADO	05
V-02	3.025	1.25	1.60	LAB.FISICA-QUIMICA,C.R.T., AULA 01,02,03y04.	C.TEMPLADO	06
V-03	1.575	1.25	1.60	LAB.FISICA-QUIMICA, C.R.T.	C.TEMPLADO	02
V-04	1.20	0.75	2.10	SOBRE PUERTAS P-01	C.TEMPLADO	08
V-05	3.20	0.85	2.00	LAB.FISICA-QUIMICA, C.R.T.	C.TEMPLADO	02
V-06	3.025	0.85	2.00	LAB.FISICA-QUIMICA, C.R.T.	C.TEMPLADO	02
V-07	1.20	0.85	2.00	LAB.FISICA-QUIMICA	C.TEMPLADO	01
V-08	1.675	0.85	2.00	LAB.FISICA-QUIMICA	C.TEMPLADO	01
V-09	0.90	0.75	2.10	DEPÓSITO LAB, FISICA, DEPÓSITO CRT,C.GAS	C.TEMPLADO	04
V-10	3.20	1.65	1.20	C.R.T., AULA 02 y 03, DEPÓSITO	C.TEMPLADO	04
V-11	3.025	1.65	1.20	C.R.T., AULA 03 y 04	C.TEMPLADO	05
V-12	1.20	1.65	1.20	C.R.T.	C.TEMPLADO	01
V-13	1.675	1.65	1.20	DEPÓSITO C.R.T.	C.TEMPLADO	01
V-14	1.95	1.25	1.60	DEPÓSITO	C.TEMPLADO	01
V-15	1.00	0.75	2.10	DEPÓSITO	C.TEMPLADO	01
V-16	0.70	0.75	2.10	CTO. GAS	C.TEMPLADO	01

CUADRO DE VANOS (REJAS)						
TIPO	ANCHO	ALTO	ALFEIZ.	AMBIENTES	MATERIAL	CANT.
RJ-01	1.75	1.25	1.60	LAB.FISICA-QUIMICA, C.R.T.	PERFIL DE F°	02
RJ-02	3.025	1.25	1.60	LAB.FISICA-QUIMICA, C.R.T.	PERFIL DE F°	02
RJ-03	1.575	1.25	1.60	LAB.FISICA-QUIMICA	PERFIL DE F°	01
RJ-04	1.20	0.75	2.10	LAB.FISICA-QUIMICA, C.R.T.	PERFIL DE F°	04
RJ-05	3.20	0.85	2.00	LAB.FISICA-QUIMICA, C.R.T.	PERFIL DE F°	02
RJ-06	3.025	0.85	2.00	LAB.FISICA-QUIMICA, C.R.T.	PERFIL DE F°	02
RJ-07	1.20	0.85	2.00	LAB.FISICA-QUIMICA	PERFIL DE F°	01
RJ-08	1.675	0.85	2.00	LAB.FISICA-QUIMICA	PERFIL DE F°	01
RJ-09	3.20	1.65	1.20	C.R.T., AULA 02 y 03, DEPÓSITO	PERFIL DE F°	04
RJ-10	3.025	1.65	1.20	C.R.T., AULA 03 y 04	PERFIL DE F°	05
RJ-11	1.20	1.65	1.20	C.R.T.	PERFIL DE F°	01
RJ-12	1.675	1.65	1.20	DEPÓSITO C.R.T.	PERFIL DE F°	02

CUADRO DE VANOS (PUERTAS)					
TIPO	ANCHO	ALTO	AMBIENTES	MODELO - MATERIAL	CANT.
P-01	1.20	2.10	AULAS, C.R.T., LABORATORIO	MACHIHEMBADA-MADERA	08
P-02	1.00	2.10	DEPÓSITO AULAS	MACHIHEMBADA-MADERA	01
P-03	0.90	2.10	DEPÓSITOS LAB. y C.R.T.	MACHIHEMBADA-MADERA	05
P-04	0.70	2.10	CUARTO DE GAS	MACHIHEMBADA-MADERA	01

LEYENDA DE VANOS:



FACULTAD DE INGENIERÍA
E.A.P INGENIERÍA CIVIL

TESIS: INCONSISTENCIAS EN EL ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN MÓDULO DE UNA INSTITUCIÓN EDUCATIVA EN EL DISTRITO DE EL TAMBO

AUTORA: BACH. LUCERO DIANA VELASQUEZ PAUCAR

ASESOR: MSC. ING. FRANZ ESTRADA PORRAS

DISTRITO: **EL TAMBO**

ESCALA: **INDICADA**

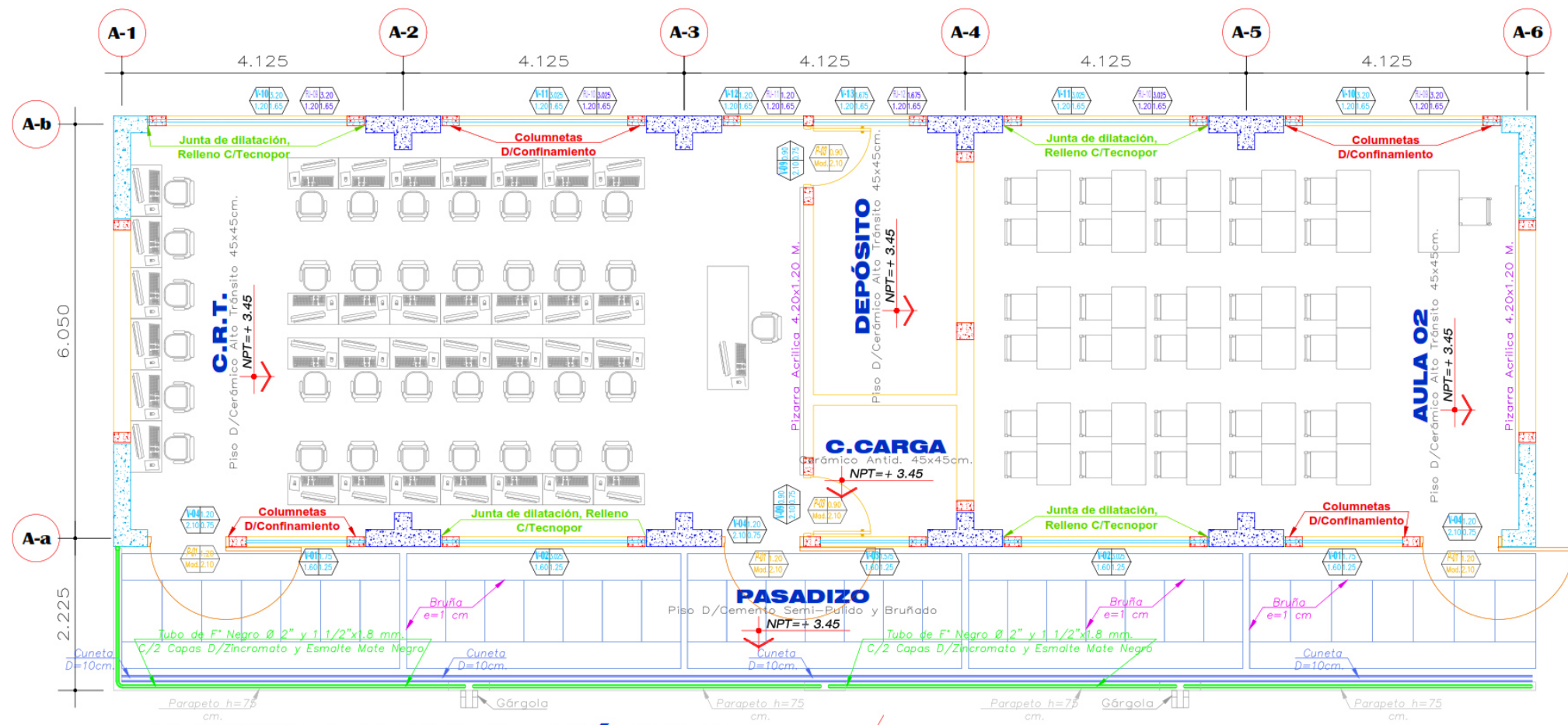
PLANO: **PLANTA DE ARQUITECTURA PRIMER NIVEL**

PROVINCIA: **HUANCAYO**

FECHA: **MAYO - 2019**

DEPARTAMENTO: **JUNÍN**

LÁMINA:
A-01



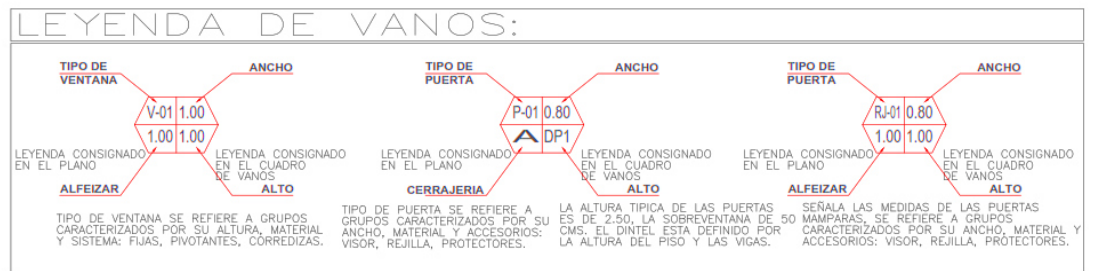
SEGUNDA PLANTA - MÓDULO 1
PABELLÓN "A"

ESCALA 1:75

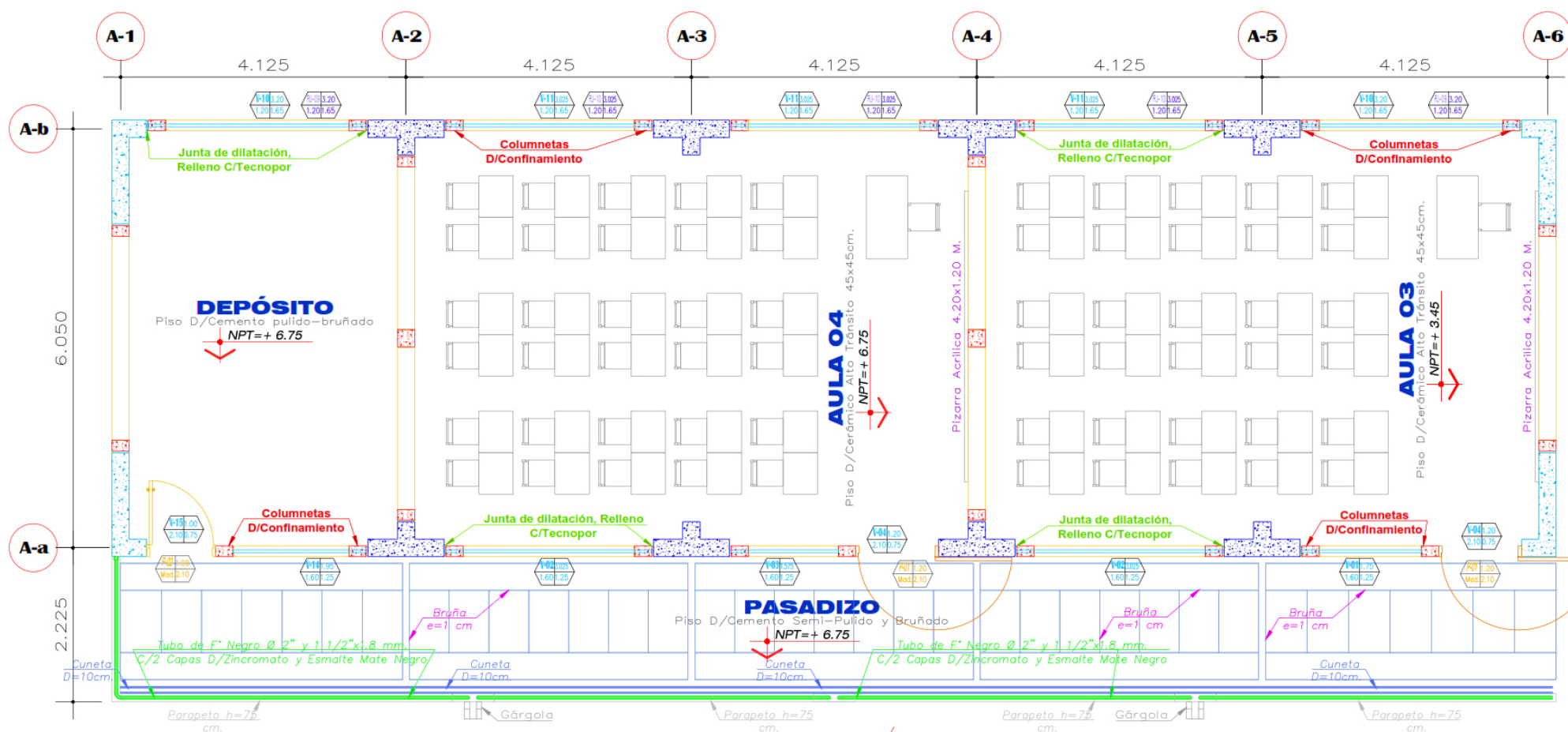
CUADRO DE VANOS (VENTANAS)						
TIPO	ANCHO	ALTO	ALFEIZ.	AMBIENTES	MATERIAL	CANT.
V-01	1.75	1.25	1.60	LAB.FISICA-QUIMICA, C.R.T., AULA 01,02 Y 03	C.TEMPLADO	05
V-02	3.025	1.25	1.60	LAB.FISICA-QUIMICA,C.R.T., AULA 01,02,03Y04.	C.TEMPLADO	06
V-03	1.575	1.25	1.60	LAB.FISICA-QUIMICA, C.R.T.	C.TEMPLADO	02
V-04	1.20	0.75	2.10	SOBRE PUERTAS P-01	C.TEMPLADO	08
V-05	3.20	0.85	2.00	LAB.FISICA-QUIMICA, C.R.T.	C.TEMPLADO	02
V-06	3.025	0.85	2.00	LAB.FISICA-QUIMICA, C.R.T.	C.TEMPLADO	02
V-07	1.20	0.85	2.00	LAB.FISICA-QUIMICA	C.TEMPLADO	01
V-08	1.675	0.85	2.00	LAB.FISICA-QUIMICA	C.TEMPLADO	01
V-09	0.90	0.75	2.10	DEPÓSITO LAB, FISICA, DEPÓSITO CRT,C.GAS	C.TEMPLADO	04
V-10	3.20	1.65	1.20	C.R.T., AULA 02 y 03, DEPÓSITO	C.TEMPLADO	04
V-11	3.025	1.65	1.20	C.R.T., AULA 03 y 04	C.TEMPLADO	05
V-12	1.20	1.65	1.20	C.R.T.	C.TEMPLADO	01
V-13	1.675	1.65	1.20	DEPÓSITO C.R.T.	C.TEMPLADO	01
V-14	1.95	1.25	1.60	DEPÓSITO	C.TEMPLADO	01
V-15	1.00	0.75	2.10	DEPÓSITO	C.TEMPLADO	01
V-16	0.70	0.75	2.10	CTO. GAS	C.TEMPLADO	01

CUADRO DE VANOS (REJAS)						
TIPO	ANCHO	ALTO	ALFEIZ.	AMBIENTES	MATERIAL	CANT.
RJ-01	1.75	1.25	1.60	LAB.FISICA-QUIMICA, C.R.T.	PERFIL DE F°	02
RJ-02	3.025	1.25	1.60	LAB.FISICA-QUIMICA, C.R.T.	PERFIL DE F°	02
RJ-03	1.575	1.25	1.60	LAB.FISICA-QUIMICA	PERFIL DE F°	01
RJ-04	1.20	0.75	2.10	LAB.FISICA-QUIMICA, C.R.T.	PERFIL DE F°	04
RJ-05	3.20	0.85	2.00	LAB.FISICA-QUIMICA, C.R.T.	PERFIL DE F°	02
RJ-06	3.025	0.85	2.00	LAB.FISICA-QUIMICA, C.R.T.	PERFIL DE F°	02
RJ-07	1.20	0.85	2.00	LAB.FISICA-QUIMICA	PERFIL DE F°	01
RJ-08	1.675	0.85	2.00	LAB.FISICA-QUIMICA	PERFIL DE F°	01
RJ-09	3.20	1.65	1.20	C.R.T., AULA 02 y 03, DEPÓSITO	PERFIL DE F°	04
RJ-10	3.025	1.65	1.20	C.R.T., AULA 03 y 04	PERFIL DE F°	05
RJ-11	1.20	1.65	1.20	C.R.T.	PERFIL DE F°	01
RJ-12	1.675	1.65	1.20	DEPÓSITO C.R.T.	PERFIL DE F°	02

CUADRO DE VANOS (PUERTAS)					
TIPO	ANCHO	ALTO	AMBIENTES	MODELO - MATERIAL	CANT.
P-01	1.20	2.10	AULAS, C.R.T., LABORATORIO	MACHICHEMBRADA-MADERA	08
P-02	1.00	2.10	DEPÓSITO AULAS	MACHICHEMBRADA-MADERA	01
P-03	0.90	2.10	DEPÓSITOS LAB. y C.R.T.	MACHICHEMBRADA-MADERA	05
P-04	0.70	2.10	CUARTO DE GAS	MACHICHEMBRADA-MADERA	01



<p>Universidad Continental</p> <p>FACULTAD DE INGENIERÍA E.A.P INGENIERÍA CIVIL</p>	<p>TESIS: INCONSISTENCIAS EN EL ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN MÓDULO DE UNA INSTITUCIÓN EDUCATIVA EN EL DISTRITO DE EL TAMBO</p>	<p>DISTRITO: EL TAMBO</p> <p>PROVINCIA: HUANCAYO</p> <p>DEPARTAMENTO: JUNÍN</p>
	<p>AUTORA: BACH. LUCERO DIANA VELASQUEZ PAUCAR</p> <p>ASESOR: MSC. ING. FRANZ ESTRADA PORRAS</p>	<p>ESCALA: INDICADA</p> <p>FECHA: MAYO - 2019</p> <p>PLANO: PLANTA DE ARQUITECTURA SEGUNDO NIVEL</p>



TERCERA PLANTA - MÓDULO 1
PABELLÓN "A"

ESCALA 1:75

CUADRO DE VANOS (VENTANAS)

TIPO	ANCHO	ALTO	ALFEIZ.	AMBIENTES	MATERIAL	CANT.
V-01	1.75	1.25	1.60	LAB.FISICA-QUIMICA, C.R.T., AULA 01,02 Y 03	C.TEMPLADO	05
V-02	3.025	1.25	1.60	LAB.FISICA-QUIMICA,C.R.T., AULA 01,02,03y04.	C.TEMPLADO	06
V-03	1.575	1.25	1.60	LAB.FISICA-QUIMICA, C.R.T.	C.TEMPLADO	02
V-04	1.20	0.75	2.10	SOBRE PUERTAS P-01	C.TEMPLADO	08
V-05	3.20	0.85	2.00	LAB.FISICA-QUIMICA, C.R.T.	C.TEMPLADO	02
V-06	3.025	0.85	2.00	LAB.FISICA-QUIMICA, C.R.T.	C.TEMPLADO	02
V-07	1.20	0.85	2.00	LAB.FISICA-QUIMICA	C.TEMPLADO	01
V-08	1.675	0.85	2.00	LAB.FISICA-QUIMICA	C.TEMPLADO	01
V-09	0.90	0.75	2.10	DEPÓSITO LAB, FISICA, DEPÓSITO CRT,C.GAS	C.TEMPLADO	04
V-10	3.20	1.65	1.20	C.R.T., AULA 02 y 03, DEPÓSITO	C.TEMPLADO	04
V-11	3.025	1.65	1.20	C.R.T., AULA 03 y 04	C.TEMPLADO	05
V-12	1.20	1.65	1.20	C.R.T.	C.TEMPLADO	01
V-13	1.675	1.65	1.20	DEPÓSITO C.R.T.	C.TEMPLADO	01
V-14	1.95	1.25	1.60	DEPÓSITO	C.TEMPLADO	01
V-15	1.00	0.75	2.10	DEPÓSITO	C.TEMPLADO	01
V-16	0.70	0.75	2.10	CTO. GAS	C.TEMPLADO	01

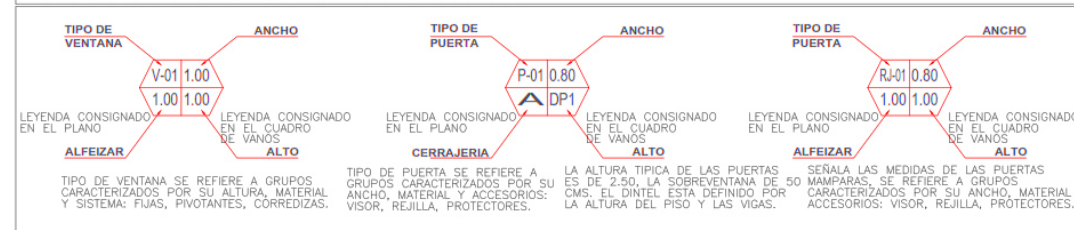
CUADRO DE VANOS (REJAS)

TIPO	ANCHO	ALTO	ALFEIZ.	AMBIENTES	MATERIAL	CANT.
RJ-01	1.75	1.25	1.60	LAB.FISICA-QUIMICA, C.R.T.	PERFIL DE F'	02
RJ-02	3.025	1.25	1.60	LAB.FISICA-QUIMICA, C.R.T.	PERFIL DE F'	02
RJ-03	1.575	1.25	1.60	LAB.FISICA-QUIMICA	PERFIL DE F'	01
RJ-04	1.20	0.75	2.10	LAB.FISICA-QUIMICA, C.R.T.	PERFIL DE F'	04
RJ-05	3.20	0.85	2.00	LAB.FISICA-QUIMICA, C.R.T.	PERFIL DE F'	02
RJ-06	3.025	0.85	2.00	LAB.FISICA-QUIMICA, C.R.T.	PERFIL DE F'	02
RJ-07	1.20	0.85	2.00	LAB.FISICA-QUIMICA	PERFIL DE F'	01
RJ-08	1.675	0.85	2.00	LAB.FISICA-QUIMICA	PERFIL DE F'	01
RJ-09	3.20	1.65	1.20	C.R.T., AULA 02 y 03, DEPÓSITO	PERFIL DE F'	04
RJ-10	3.025	1.65	1.20	C.R.T., AULA 03 y 04	PERFIL DE F'	05
RJ-11	1.20	1.65	1.20	C.R.T.	PERFIL DE F'	01
RJ-12	1.675	1.65	1.20	DEPÓSITO C.R.T.	PERFIL DE F'	02

CUADRO DE VANOS (PUERTAS)

TIPO	ANCHO	ALTO	AMBIENTES	MODELO - MATERIAL	CANT.
P-01	1.20	2.10	AULAS, C.R.T, LABORATORIO	MACHIHembrADA-MADERA	08
P-02	1.00	2.10	DEPÓSITO AULAS	MACHIHembrADA-MADERA	01
P-03	0.90	2.10	DEPÓSITOS LAB. y C.R.T.	MACHIHembrADA-MADERA	05
P-04	0.70	2.10	CUARTO DE GAS	MACHIHembrADA-MADERA	01

LEYENDA DE VANOS:



FACULTAD DE INGENIERÍA
E.A.P INGENIERÍA CIVIL

TESIS: INCONSISTENCIAS EN EL ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN MÓDULO DE UNA INSTITUCIÓN EDUCATIVA EN EL DISTRITO DE EL TAMBO

AUTORA: BACH. LUCERO DIANA VELASQUEZ PAUCAR
ASESOR: MSC. ING. FRANZ ESTRADA PORRAS

DISTRITO: **EL TAMBO**

PROVINCIA: **HUANCAYO**

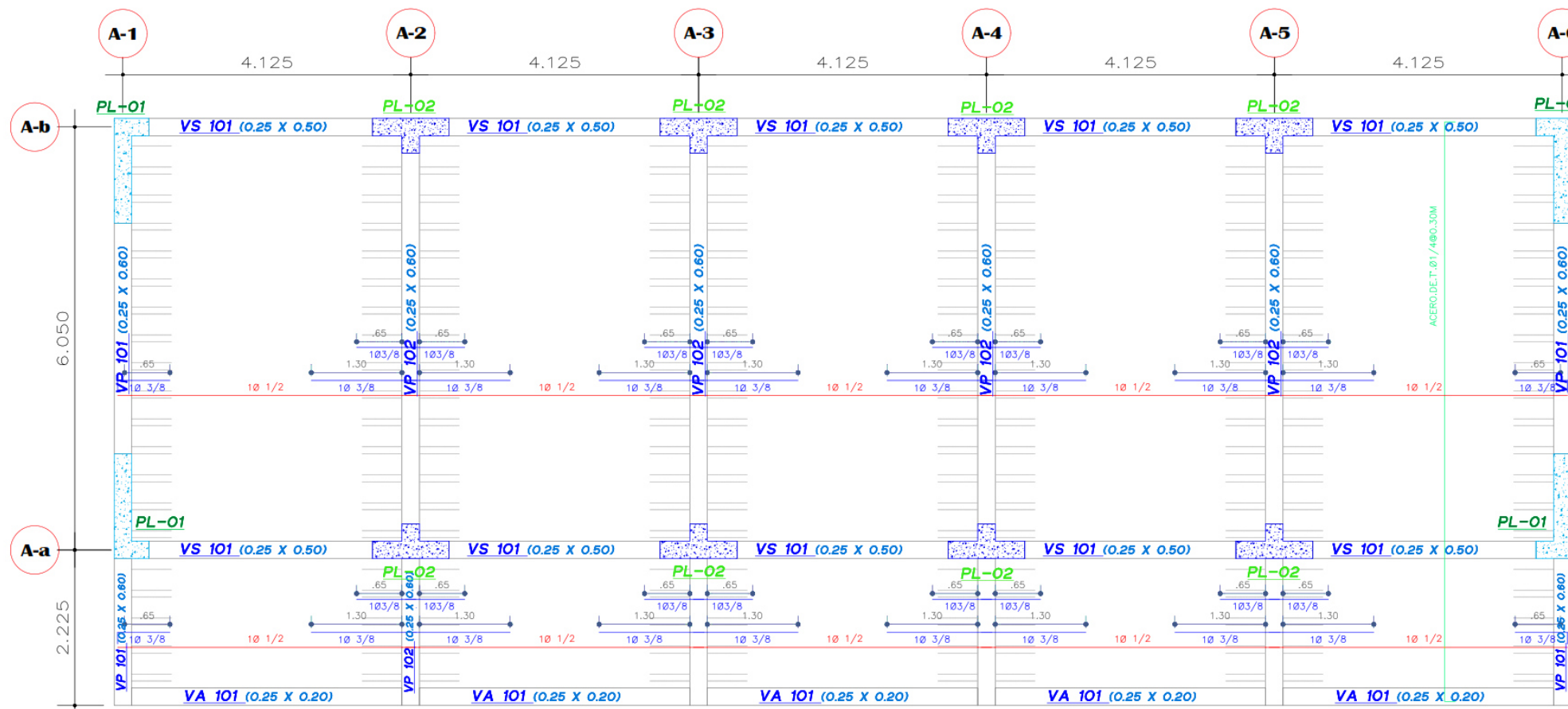
DEPARTAMENTO: **JUNÍN**

ESCALA: **INDICADA**

FECHA: **MAYO - 2019**

PLANO: **PLANTA DE ARQUITECTURA TERCER NIVEL**

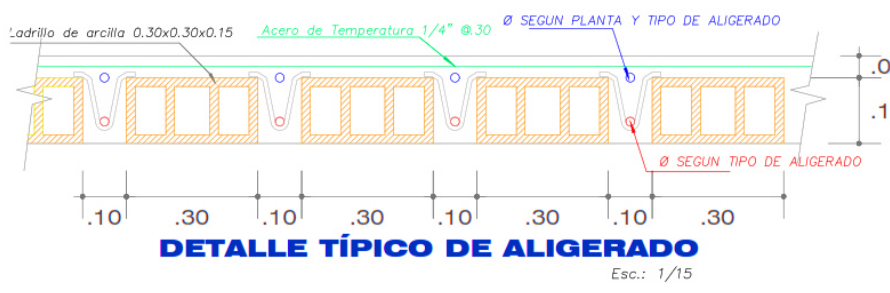
LÁMINA:
A-03



ESPECIFICACIONES TECNICAS GENERALES	
A- MATERIALES:	C- RECUBRIMIENTOS MINIMOS:
CONCRETO SIMPLE SOLADO: C/H=1/12 COMENTOS : C/H=1/10 + 30% P.G., 8" T.M. SOBRECIMENTOS : C/H=1/8 + 25% P.M. 6" T.M.	-Cimientos, Zapatas, : 7.50 cm -Columnas, Vigas, : 4.00 cm -Aligerados, Vigas chatas y de borde : 3.00 cm
CONCRETO ARMADO: f'c= 210 Kg/cm2 (Zapatas) f'c= 210 Kg/cm2 (Columnas, Aligerados, Losas, Vigas, resto, salvo espec.)	D- SOBRECARGAS: INDICADAS EN PLANTA
ACERO CORRUJADO: fy= 4200 Kg/cm2 (DOBLADO EN FRIO)	E- CARGAS PERMANENTES:
ALAMBRE: ALAMBRE NEGRO # 16 (AMARRE DE FE')	- Aligerados e = 0.20m : 300 Kg/m2 - Piso terminado y cielo raso : 100 Kg/m2 - Albañilería maciza : 1,850 Kg/m3 - Albañilería tubular : 1,350 Kg/m3
B- ALBAÑILERIA UNIDAD: LADRILLO ARCILLA KK 18 huecos- TIPO IV TIPO DE UNIDAD : SOLIDA (MAX. 30% VACIOS) f'm = 65 Kg/cm2	F- NORMAS Y REGLAMENTOS: -NORMAS E.020, E.030, E.050, E.060 E.070 y E.090 DEL RNE, vigentes al 2019 -ACI 318-2005
MORTERO TIPO P1 : CEMENTO: ARENA = 1 : 4 ESPESOR DE JUNTA MIN.=1 cm ; MAX.=1.5 cm	
SI TIENE ALVEOLOS, ESTOS NO EXCEDERAN EL 30% DEL VOLUMEN	

PARAMETROS DE FUERZA SISMICA Y ESPECTRO DE DISEÑO		
Z	0.35	FACTOR DE ZONA Zona 3 : El Tambo - Junín
U	1.50	FACTOR DE USO Categoría A2: Instituciones Educativas
S	1.15	FACTOR DE SUELO GP - GRAVA MAL GRADUADA
TP	0.6	Cx 2.5 COEFICIENTES DE AMPLIFICACION SISMICA
TL	2.0	Cy 2.5
Rx	6.00	COEFICIENTES DE REDUCCION Sist. Muros Estructurales (regular)
Ry	6.00	Sist. Muros Estructurales (regular)
DESPLAZAMIENTOS MAXIMOS EN LA ESTRUCTURA:		
Direccion X-X : D TOTAL = 0.538 cm		
VALOR RELATIVO DE ENTREPIESO (D/he) = 0.003		
Direccion Y-Y : D TOTAL = 0.812 cm		
VALOR RELATIVO DE ENTREPIESO (D/he) = 0.003		

LOSA ALIGERADA - 1° Y 2° NIVEL MODULO 1 - PABELLÓN "A" ESCALA 1:75

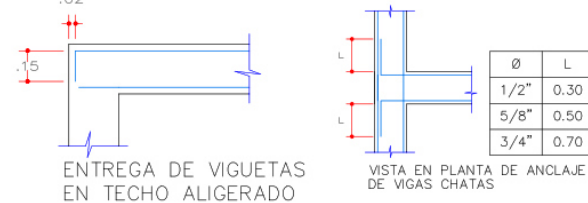


DETALLE TÍPICO DE ALIGERADO
Esc.: 1/15

DOBLADO DE ESTRIBOS			
ESPECIFICADO		ϕ	r
		1/4"	2 cm.
		3/8"	3 cm.
LONGITUD DE DOBLADO		a	8 cm.
			13 cm.

DESARROLLO EN EXTREMO DE VIGA				
LONGITUD DE DESARROLLO EN EXTREMOS DE VIGAS	ϕ	Ld*	b	
	1/2"	0.60	0.20	
	5/8"	0.75	0.25	
	3/4"	0.90	0.30	
	1"	1.45	0.35	

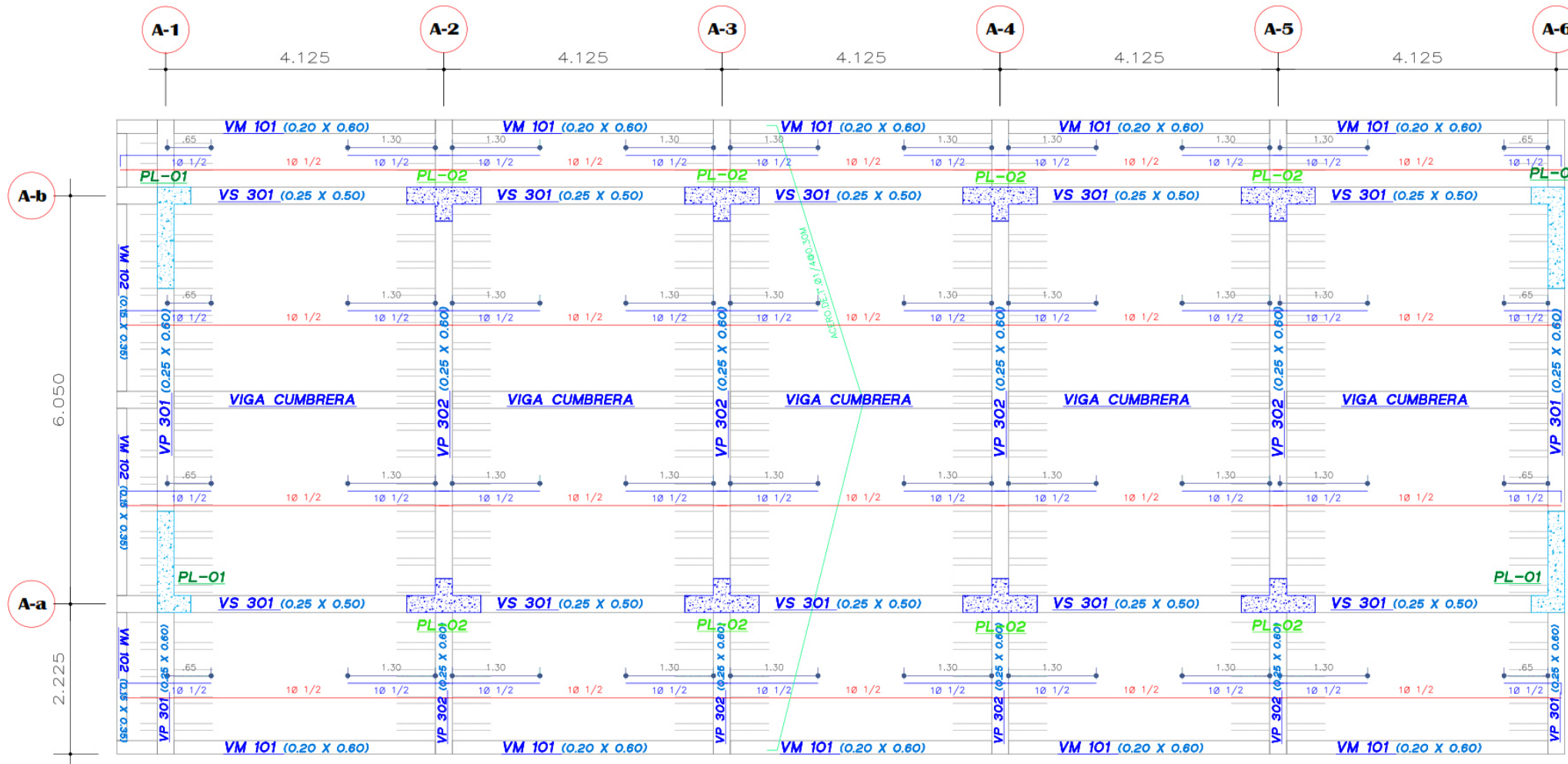
ZONA DE TRASLAPE EN VIGAS					
LONGITUD DE TRASLAPE	ϕ	M			
	3/8"	0.45			
	1/2"	0.60			
	5/8"	0.75			
	3/4"	0.90			
	1"	1.45			



NOTA:
 A. NO EMPALMAR MAS DEL 50% DEL AREA TOTAL EN UNA MISMA SECCION
 B. EN CASO DE NO EMPALMARSE EN LAS ZONAS INDICADAS, AUMENTAR LA LONGITUD DE EMPALME EN UN 70%
 C. EN CASO DE CORTAR EL 100% DE VARILLAS, INCREMENTAR LA LONGITUD DE EMPALME EN 70% O CONSULTAR AL PROYECTISTA.
 D. LAS VIGAS MAYORES DE 5.00 MTS. LLEVARAN UNA CONTRAFLECHA DE "L/500".
 E. DEBIDO A LA CONCENTRACION DE ACERO EN COLUMNAS, EL ACERO POSITIVO Y NEGATIVO DE LAS VIGAS PODRAN COLOCARSE EN DOS CAPAS COMO MAXIMO, LA SEGUNDA CAPA INFERIOR TENDRA EL MINIMO DE VARILLAS. ESTA NOTA TIENE PRIORIDAD SOBRE LOS CORTES DE LAS VIGAS.

(*): BARRAS HORIZONTALES SUPERIORES QUE TENGAN POR DEBAJO DE 30 CM. DE CONCRETO FRESCO.

 Facultad de Ingeniería E.A.P Ingeniería Civil	TESIS: INCONSISTENCIAS EN EL ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN MÓDULO DE UNA INSTITUCIÓN EDUCATIVA EN EL DISTRITO DE EL TAMBO	DISTRITO: EL TAMBO ESCALA: INDICADA PLANO: DETALLE DE LOSA ALIGERADA PRIMERA Y SEGUNDO NIVEL	PROVINCIA: HUANCAYO FECHA: MAYO - 2019	DEPARTAMENTO: JUNÍN LÁMINA: E-01
	AUTORA: BACH. LUCERO DIANA VELASQUEZ PAUCAR ASESOR: MSC. ING. FRANZ ESTRADA PORRAS			



ESPECIFICACIONES TECNICAS GENERALES

A- MATERIALES:
 CONCRETO ARMADO: f'c = 210 Kg/cm² (Zapatas)
 f'c = 210 Kg/cm² (Columnas, Aligerados, Losas, Vigas, resto, salvo espec.)
 ACERO CORRUGADO: f_y = 4200 Kg/cm² (DOBLADO EN FRIO)
 ALAMBRE NEGRO # 16 (AMARRE DE FE)
 ESPESOR DE JUNTA: MIN=1 cm ; MAX=1.5 cm

B- ALBAÑILERIA
 UNIDAD: LADRILLO ARCILLA KK 18 huecos- TIPO IV
 TIPO DE UNIDAD: SOLIDA (MAX. 30% VACIOS)
 f_m = 65 Kg/cm²
 MORTERO TIPO P1: CEMENTO: ARENA = 1: 4
 SI TIENE ALVEOLOS, ESTOS NO EXCEDERAN EL 30% DEL VOLUMEN

C- RECUBRIMIENTOS MINIMOS:
 -Cimentas, Zapatas: : 7.50 cm
 -Columnas, Vigas: : 4.00 cm
 -Aligerados, Vigas chatas y de borde: : 3.00 cm

D- SOBRECARGAS:
 INDICADAS EN PLANTA

E- CARGAS PERMANENTES:
 - Aligerados e = 0.20m : 300 Kg/m²
 - Piso terminado y cielo raso : 100 Kg/m²
 - Albañilería masiza : 1,850 Kg/m³
 - Albañilería tubular : 1,350 Kg/m³

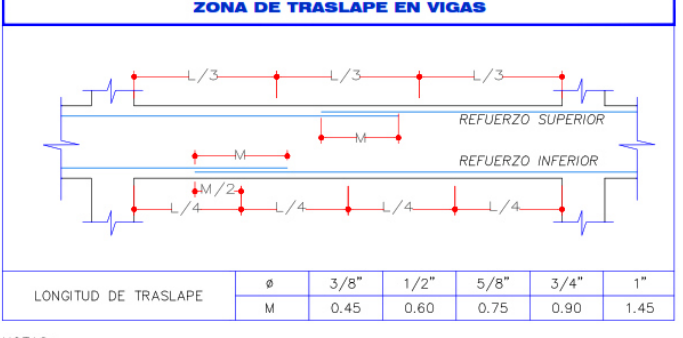
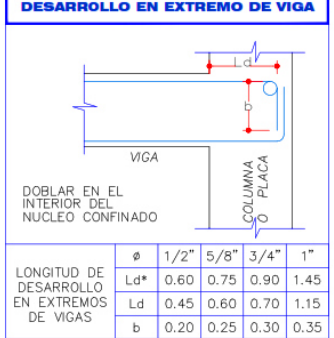
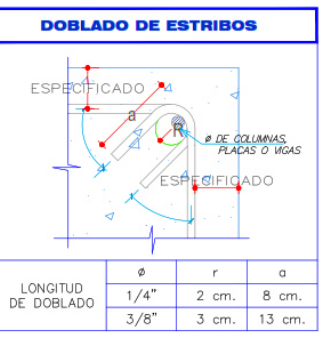
F- NORMAS Y REGLAMENTOS:
 -NORMAS E.020, E.030, E.050, E.060, E.070 y E.090 DEL RNE, vigentes al 2019
 -ACI 318-2005

PARAMETROS DE FUERZA SISMICA Y ESPECTRO DE DISEÑO

Z	0.35	FACTOR DE ZONA	Zona 3 : El Tambo - Junín
U	1.50	FACTOR DE USO	Categoría A2: Instituciones Educativas
S	1.15	FACTOR DE SUELO	GP - GRAVA MAL GRADUADA
Tp	0.6	PERIODOS DE VIBRACION	Cx 2.5 COEFICIENTES DE AMPLIFICACION SISMICA
TL	2.0		Cy 2.5
Rx	6.00	COEFICIENTES DE REDUCCION	Sist. Muros Estructurales (regular)
Ry	6.00		Sist. Muros Estructurales (regular)

DESPLAZAMIENTOS MAXIMOS EN LA ESTRUCTURA:
 Direccion X-X : D TOTAL = 0.538 cm
 VALOR RELATIVO DE ENTREPIESO (D/he) = 0.003
 Direccion Y-Y : D TOTAL = 0.812 cm
 VALOR RELATIVO DE ENTREPIESO (D/he) = 0.003

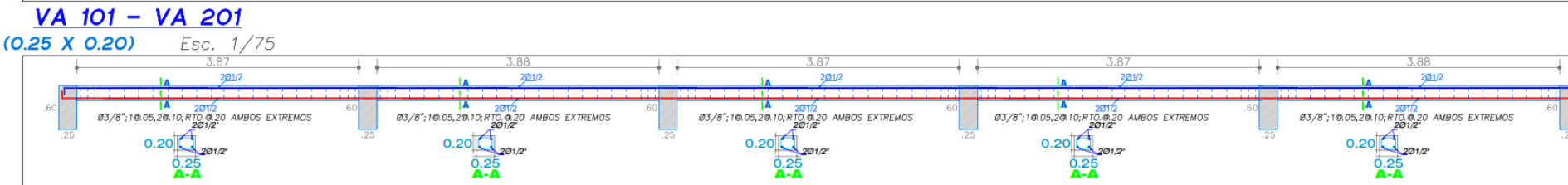
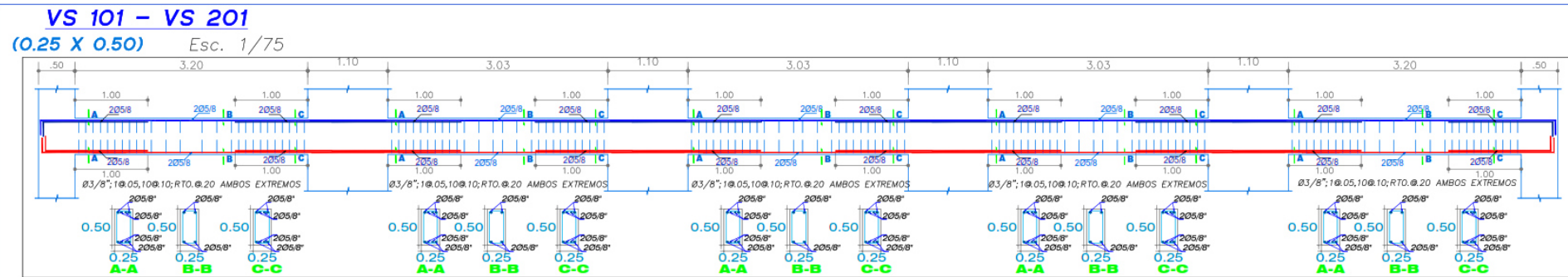
LOSA ALIGERA - 3° NIVEL
MODULO 1- PABELLÓN "A" ESCALA 1:75



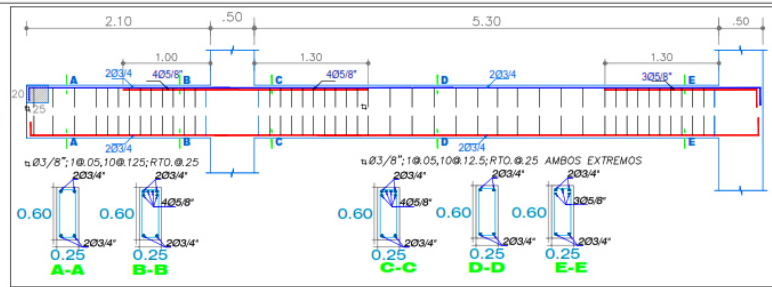
NOTAS:

A. NO EMPALMAR MAS DEL 50% DEL AREA TOTAL EN UNA MISMA SECCION
 B. EN CASO DE NO EMPALMARSE EN LAS ZONAS INDICADAS, AUMENTAR LA LONGITUD DE EMPALME EN UN 70%
 C. EN CASO DE CORTAR EL 100% DE VARILLAS, INCREMENTAR LA LONGITUD DE EMPALME EN 70% O CONSULTAR AL PROYECTISTA
 D. LAS VIGAS MAYORES DE 5.00 MTS. LLEVARAN UNA CONTRAFLECHA DE "L/500".
 E. DEBIDO A LA CONCENTRACION DE ACERO EN COLUMNAS, EL ACERO POSITIVO Y NEGATIVO DE LAS VIGAS PODRAN COLOCARSE EN DOS CAPAS COMO MAXIMO, LA SEGUNDA CAPA INFERIOR TENDRA EL MINIMO DE VARILLAS. ESTA NOTA TIENE PRIORIDAD SOBRE LOS CORTES DE LAS VIGAS.

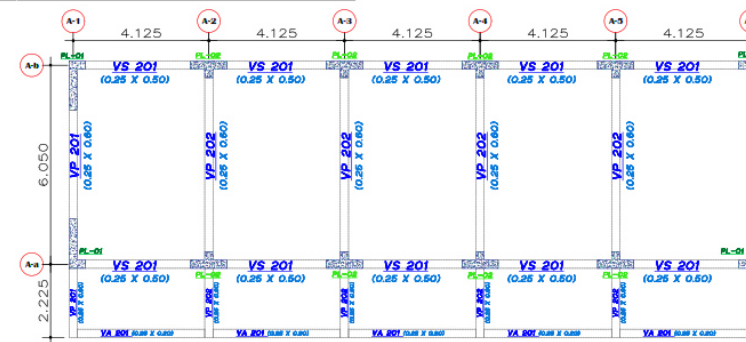
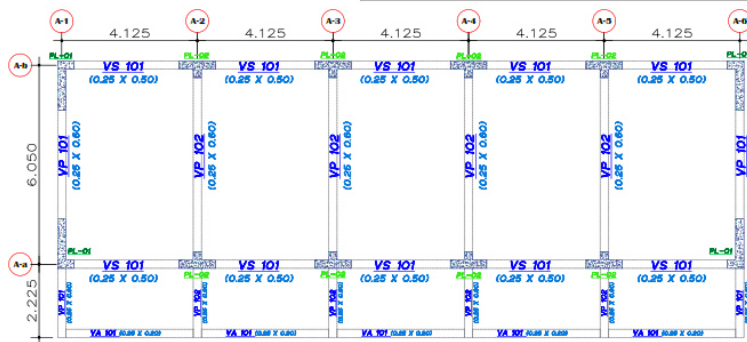
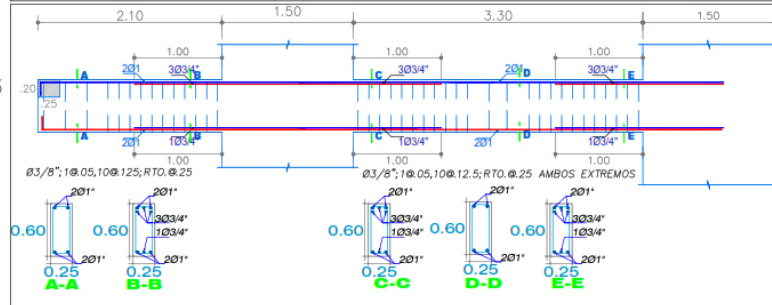
<p>Universidad Continental</p> <p>FACULTAD DE INGENIERÍA E.A.P INGENIERÍA CIVIL</p>	<p>TESIS: INCONSISTENCIAS EN EL ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN MÓDULO DE UNA INSTITUCIÓN EDUCATIVA EN EL DISTRITO DE EL TAMBO</p>	<p>DISTRITO: EL TAMBO</p> <p>PROVINCIA: HUANCAYO</p> <p>DEPARTAMENTO: JUNÍN</p>
	<p>AUTORA: BACH. LUCERO DIANA VELASQUEZ PAUCAR</p> <p>ASESOR: MSC. ING. FRANZ ESTRADA PORRAS</p>	<p>ESCALA: INDICADA</p> <p>FECHA: MAYO - 2019</p> <p>PLANO: DETALLE DE LOSA ALIGERADA TERCER NIVEL</p>



VP 102 - VP 202
(0.25 X 0.60) Esc. 1/75



VP 101 - VP 201
(0.25 X 0.40) Esc. 1/75



DOBLADO DE ESTRIBOS

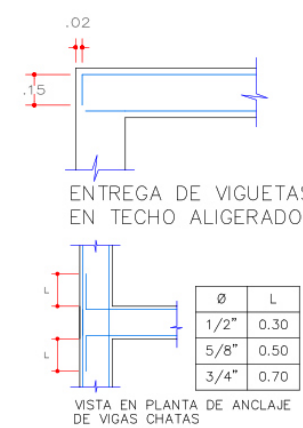
LONGITUD DE DOBLADO	Ø	r	a
1/4"	3/8"	2 cm.	8 cm.
3/8"	3/8"	3 cm.	13 cm.

DESARROLLO EN EXTREMO DE VIGA

LONGITUD DE DESARROLLO EN EXTREMOS DE VIGAS	Ø	1/2"	5/8"	3/4"	1"
Ld*	0.60	0.75	0.90	1.45	
b	0.20	0.25	0.30	0.35	

NOTA: EN CASO DE NO PODER DESARROLLAR LA LONGITUD "Ld", LA DIFERENCIA ENTRE "Ld" Y LA LONGITUD DESARROLLADA SE COLOCARÁ EN "b", SIEMPRE QUE ESTA DIFERENCIA SEA MAYOR QUE "b".

(*): BARRAS SUPERIORES QUE TENGAN POR DEBAJO DE 30 CM. DE CONCRETO FRESCO.



ESPECIFICACIONES TECNICAS GENERALES

A- MATERIALES:
CONCRETO SIMPLE: SOLADO: C/H=1/12
CIMENTOS: C/H=1/10 + 30% P.G., 8" T.M.
SOLICITACIONES: C/H=1/8 + 25% P.M. 6" T.M.
CONCRETO ARMADO: f'c= 210 Kg/cm2 (Zapatas)
f'c= 210 Kg/cm2 (Columnas, Aligerados, Losas, Vigas, resto, salvo espec.)
ACERO DOBLADO: fy= 4200 Kg/cm2 (DOBLADO EN FRIO)
ALAMBRE NEGRO # 16 (AMARRE DE FE')

B- ALBAÑILERIA
UNIDAD: LADRILLO ARCILLA KK 18 huecos- TIPO IV
TIPO DE UNIDAD: SOLIDA (MAX. 30% VACIOS)
fm = 65 Kg/cm2
MORTERO TIPO P1: CEMENTO: ARENA = 1: 4
ESPESOR DE JUNTA MIN.=1 cm; MAX.=1.5 cm

C- RECUBRIMIENTOS MINIMOS:
-Cimientos, Zapatas: 7.50 cm
-Columnas, Vigas: 4.00 cm
-Aligerados, Vigas chatas y de borde: 3.00 cm

D- SOBRECARGAS:
INDICADAS EN PLANTA

E- CARGAS PERMANENTES:
- Aligerados e = 0.20m: 300 Kg/m2
- Piso terminado y cielo raso: 100 Kg/m2
- Albañilería maicla: 1,850 Kg/m3
- Albañilería tubular: 1,350 Kg/m3

F- NORMAS Y REGLAMENTOS:
-NORMAS E.020, E.030, E.050, E.060 E.070 y E.090 DEL RNE, vigentes al 2019
-ACI 318-2005

PARAMETROS DE FUERZA SISMICA Y ESPECTRO DE DISEÑO

Z	0.35	FACTOR DE ZONA	Zona 3: El Tambo - Junín
U	1.50	FACTOR DE USO	Categoría A2: Instituciones Educativas
S	1.15	FACTOR DE SUELO	GP - GRAVA MAL GRADUADA
TP	0.6	PERIODOS DE VIBRACION	Cx 2.5 Cy 2.5
TL	2.0	PERIODOS DE VIBRACION	COEFICIENTES DE AMPLIFICACION SISMICA
Rx	6.00	COEFICIENTES DE REDUCCION	Sist. Muros Estructurales (regular)
Ry	6.00	COEFICIENTES DE REDUCCION	Sist. Muros Estructurales (regular)

DESPLAZAMIENTOS MAXIMOS EN LA ESTRUCTURA:
DIRECCION X-X: D TOTAL = 0.538 cm
VALOR RELATIVO DE ENTREPISO (D/he) = 0.003
DIRECCION Y-Y: D TOTAL = 0.812 cm
VALOR RELATIVO DE ENTREPISO (D/he) = 0.003

ZONA DE TRASLAPE EN VIGAS

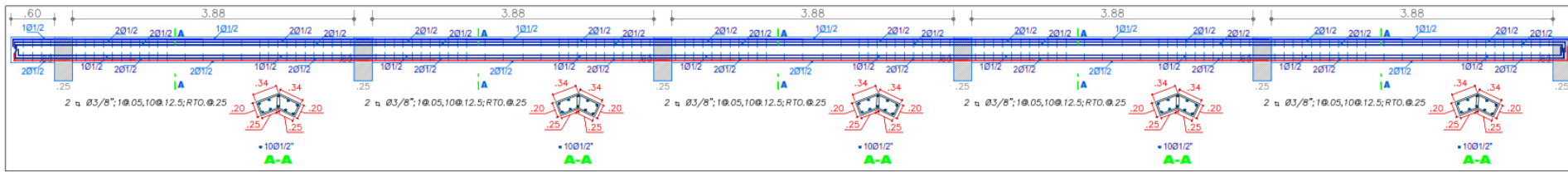
LONGITUD DE TRASLAPE	Ø	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"
M	0.45	0.60	0.75	0.90	1.45	

NOTAS:
A. NO EMPALMAR MAS DEL 50% DEL AREA TOTAL EN UNA MISMA SECCION
B. EN CASO DE NO EMPALMARSE EN LAS ZONAS INDICADAS, AUMENTAR LA LONGITUD DE EMPALME EN UN 70%
C. EN CASO DE CORTAR EL 100% DE VARILLAS, INCREMENTAR LA LONGITUD DE EMPALME EN 70% O CONSULTAR AL PROYECTISTA.
D. LAS VIGAS MAYORES DE 5.00 MTS. LLEVARAN UNA CONTRAFLECHA DE "L/500".
E. DEBIDO A LA CONCENTRACION DE ACERO EN COLUMNAS, EL ACERO POSITIVO Y NEGATIVO DE LAS VIGAS PODRAN COLOCARSE EN DOS CAPAS COMO MAXIMO, LA SEGUNDA CAPA INFERIOR TENDRA EL MINIMO DE VARILLAS. ESTA NOTA TIENE PRIORIDAD SOBRE LOS CORTES DE LAS VIGAS.

<p>Universidad Continental</p> <p>FACULTAD DE INGENIERÍA E.A.P INGENIERÍA CIVIL</p>	<p>TESIS: INCONSISTENCIAS EN EL ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN MÓDULO DE UNA INSTITUCIÓN EDUCATIVA EN EL DISTRITO DE EL TAMBO</p>	<p>DISTRITO: EL TAMBO</p> <p>PROVINCIA: HUANCAYO</p> <p>DEPARTAMENTO: JUNÍN</p>
	<p>AUTORA: BACH. LUCERO DIANA VELASQUEZ PAUCAR</p> <p>ASESOR: MSC. ING. FRANZ ESTRADA PORRAS</p>	<p>ESCALA: INDICADA</p> <p>FECHA: MAYO - 2019</p> <p>PLANO: DETALLE DE VIGAS PRIMER Y SEGUNDO NIVEL</p>

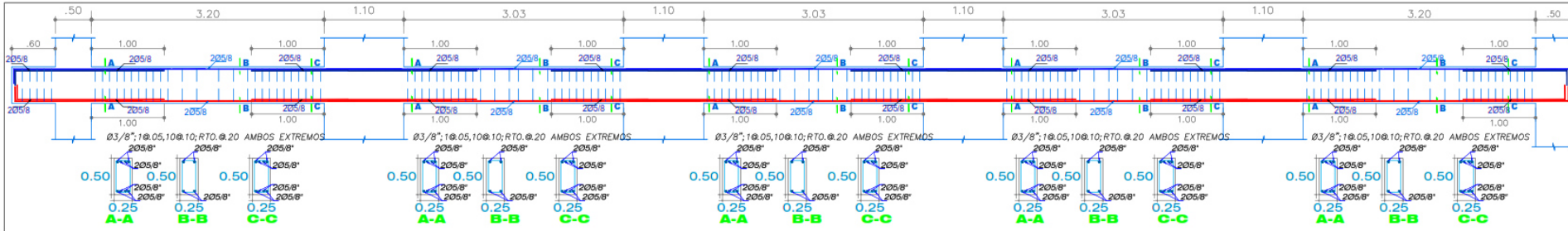
VIGA CUMBRERA

Esc. 1/75



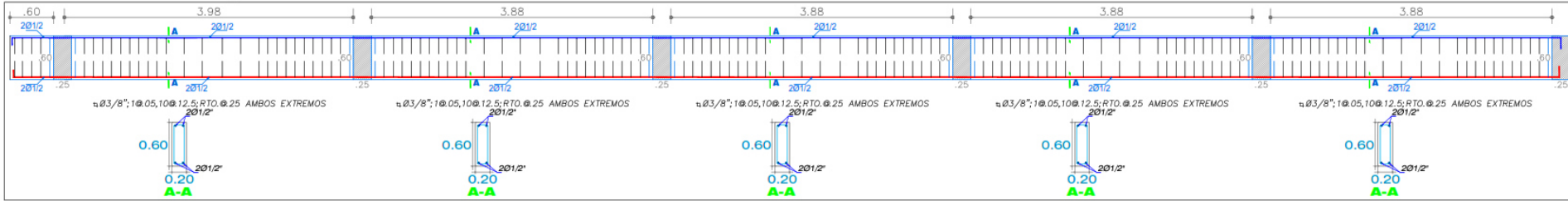
VS - 301

(0.25 X 0.50) Esc. 1/75



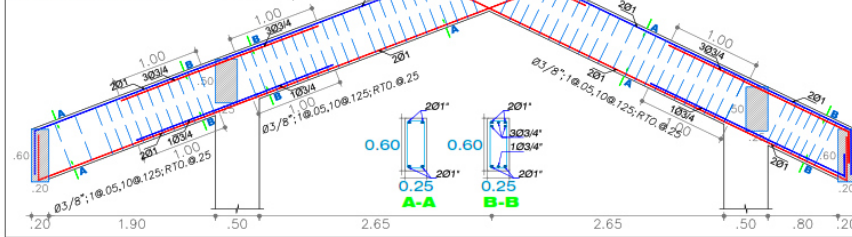
VM 101

(0.20 X 0.60) Esc. 1/75



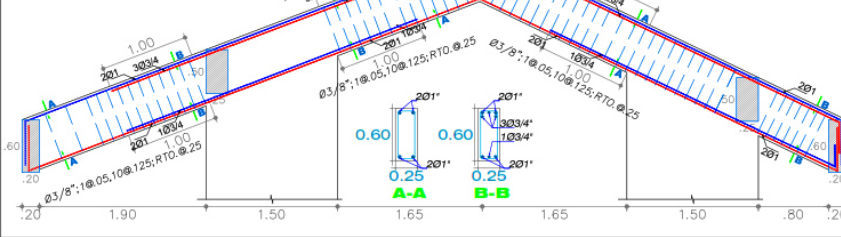
VP 302

(0.25 X 0.60) Esc. 1/75



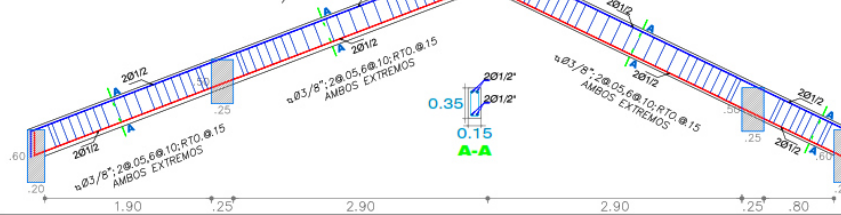
VP 301

(0.15 X 0.60) Esc. 1/75



VM 102

(0.15 X 0.35) Esc. 1/75



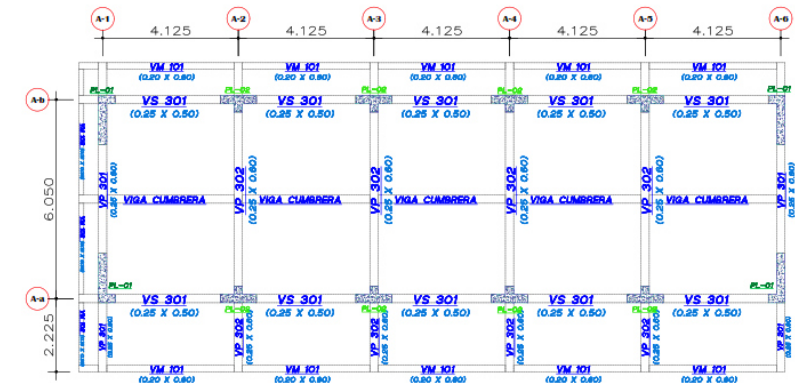
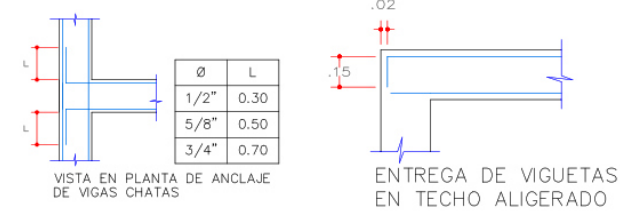
ESPECIFICACIONES TÉCNICAS GENERALES

A- MATERIALES:	C- RECUBRIMIENTOS MÍNIMOS:
CONCRETO SIMPLE: SOLIDO: C/H=1/12 CEMENTOS: C/H=1/10 + 30% P.G., 8" T.M. SOBRECIMENTOS: C/H=1/8 + 25% P.M., 6" T.M.	-Cimientos, Zapatas: : 7.50 cm -Columnas, Vigas: : 4.00 cm -Aligerados, Vigas chatas y de borde: : 3.00 cm
CONCRETO ARMADO: f'c = 210 Kg/cm ² (Zapatas) f'c = 210 Kg/cm ² (Columnas, Aligerados, Losas, Vigas, resto, salvo espec.) ACERO CORROSIVO: fy = 4200 Kg/cm ² (DOBLADO EN FRÍO)	D- SOBRECARGAS: INDICADAS EN PLANTA
ALAMBRE NEGRO # 16 (AMARRE DE FE')	E- CARGAS PERMANENTES:
B- ALBAÑILERÍA UNIDAD: LADRILLO ARCILLA KK 18 huecos- TIPO IV TIPO DE UNIDAD: SOLIDA (MAX. 30% VACIOS) fm = 95 Kg/cm ² MORTERO TIPO P1: CEMENTO: ARENA = 1: 4 ESPESOR DE JUNTA: MIN=1 cm; MAX=1.5 cm	- Aligerados e = 0.20m : 300 Kg/m ² - Piso terminado y cielo raso : 100 Kg/m ² - Albañilería maciza : 1,850 Kg/m ³ - Albañilería tubular : 1,350 Kg/m ³
SI TIENE ALVEOLOS, ESTOS NO EXCEDERAN EL 30% DEL VOLUMEN	F- NORMAS Y REGLAMENTOS: -NORMAS E.020, E.030, E.050, E.060 E.070 y E.090 DEL RNE, vigentes al 2019 -ACI 318-2005

PARAMETROS DE FUERZA SISMICA Y ESPECTRO DE DISEÑO

Z	0.35	FACTOR DE ZONA	Zona 3 : El Tambo - Junín
U	1.50	FACTOR DE USO	Categoría A2: Instituciones Educativas
S	1.15	FACTOR DE SUELO	GP - GRAVA MAL GRADUADA
TP	0.6	PERIODOS DE VIBRACION	Cx 2.5 Cy 2.5
TL	2.0		COEFICIENTES DE AMPLIFICACION SISMICA
Rx	6.00	COEFICIENTES DE REDUCCION	Sist. Muros Estructurales (regular)
Ry	6.00		Sist. Muros Estructurales (regular)

DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS EN LA ESTRUCTURA:
 Dirección X-X : D TOTAL = 0.538 cm
 VALOR RELATIVO DE ENTREPIESO (D/he) = 0.003
 Dirección Y-Y : D TOTAL = 0.812 cm
 VALOR RELATIVO DE ENTREPIESO (D/he) = 0.003



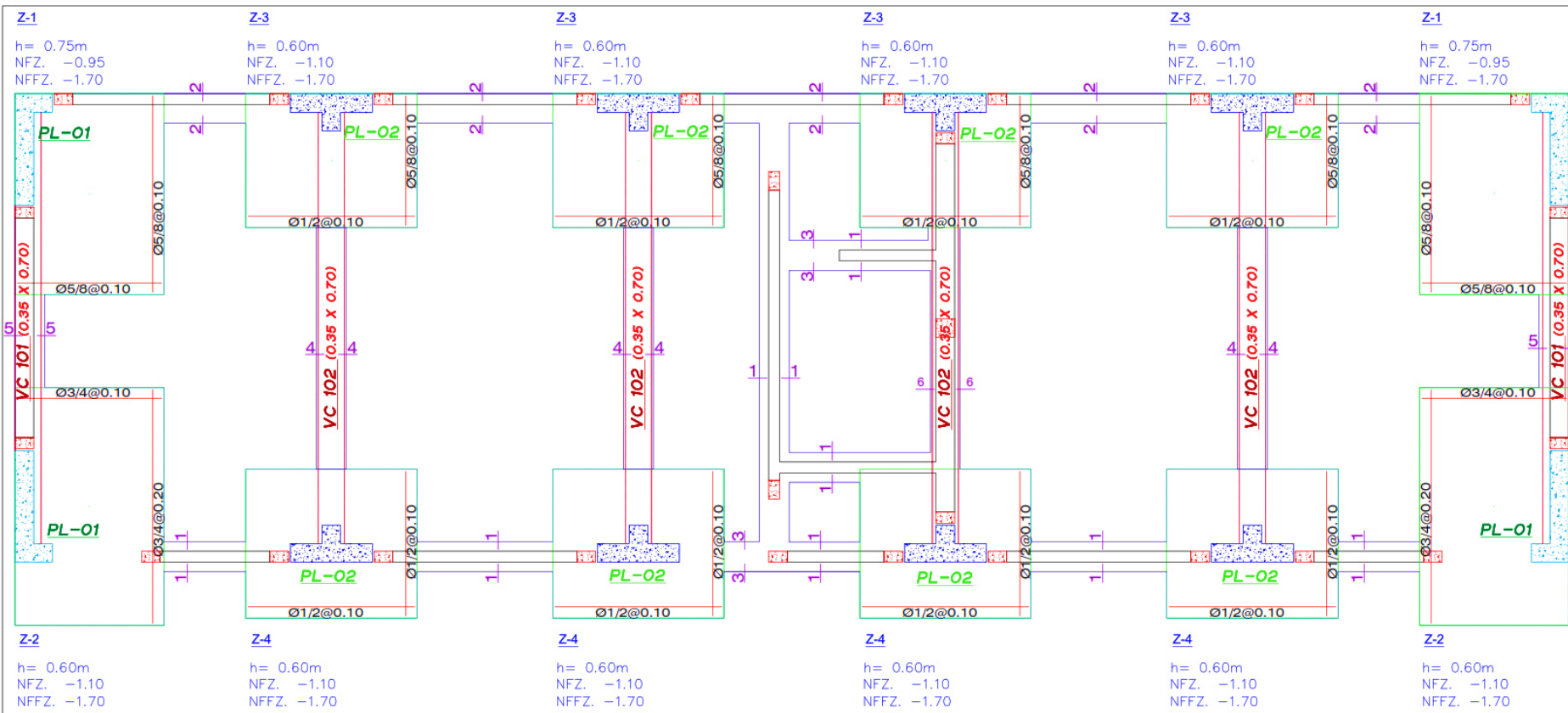
**FACULTAD DE INGENIERÍA
E.A.P INGENIERÍA CIVIL**

TESIS: INCONSISTENCIAS EN EL ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN MÓDULO DE UNA INSTITUCIÓN EDUCATIVA EN EL DISTRITO DE EL TAMBO

AUTORA: BACH. LUCERO DIANA VELASQUEZ PAUCAR
ASESOR: MSC. ING. FRANZ ESTRADA PORRAS

DISTRITO: **EL TAMBO** PROVINCIA: **HUANCAYO** DEPARTAMENTO: **JUNÍN**
 ESCALA: **INDICADA** FECHA: **MAYO - 2019**
 PLANO: **DETALLE DE VIGAS TERCER NIVEL**

LÁMINA:
E-04



CIMENTACIÓN
MODULO 1 - PABELLÓN "A" ESCALA 1:75

ESPECIFICACIONES TECNICAS GENERALES

A- MATERIALES:
 CONCRETO SIMPLE: SOLADO: C/H=1/12
 CIMENTOS: C/H=1/10 + 30% P.G., 8" T.M.
 SOBRECIMENTOS: C/H=1/8 + 25% P.M., 6" T.M.
 CONCRETO ARMADO: f'c = 210 Kg/cm² (Zapatas)
 f'c = 210 Kg/cm² (Columnas, Aligerados, Losas, Vigas, resto, salvo espec.)
 ACERO CORROSIONADO: fy = 4200 Kg/cm² (DOBLADO EN FRIO)
 ALAMBRE NEGRO # 16 (AMARRE DE FE')

B- ALBAÑILERIA
 UNIDAD: LADRILLO ARCILLA KK 18 huecos- TIPO IV
 TIPO DE UNIDAD: SOLIDA (MAX. 30% VACIOS)
 fm = 65 Kg/cm²
 MORTERO TIPO P1: CEMENTO: ARENA = 1:4
 ESPESOR DE JUNTA: MIN=1 cm; MAX=1.5 cm

C- RECUBRIMIENTOS MINIMOS:
 -Columnas, Zapatas: 7.50 cm
 -Columnas, Vigas: 4.00 cm
 -Aligerados, Vigas chatas y de borde: 3.00 cm

D- SOBRECARGAS:
 INDICADAS EN PLANTA

E- CARGAS PERMANENTES:
 - Aligerados e = 0.20m: 300 Kg/m²
 - Piso terminado y cielo raso: 100 Kg/m²
 - Albañilería maciza: 1,850 Kg/m³
 - Albañilería tubular: 1,350 Kg/m³

F- NORMAS Y REGLAMENTOS:
 -NORMAS E.020, E.030, E.050, E.060, E.070 y E.090 DEL RNE, vigentes al 2019
 -ACI 318-2005

PARAMETROS DE FUERZA SISMICA Y ESPECTRO DE DISEÑO

Z	0.35	FACTOR DE ZONA	Zona 3: El Tambo - Junín
U	1.50	FACTOR DE USO	Categoría A2: Instituciones Educativas
S	1.15	FACTOR DE SUELO	GP - GRAVA MAL GRADUADA
Tp	0.6	PERIODOS DE VIBRACION	Cx 2.5 Cy 2.5
TL	2.0	PERIODOS DE VIBRACION	COEFICIENTES DE AMPLIFICACION SISMICA
Rx	6.00	COEFICIENTES DE REDUCCION	Sist. Muros Estructurales (regular)
Ry	6.00	COEFICIENTES DE REDUCCION	Sist. Muros Estructurales (regular)

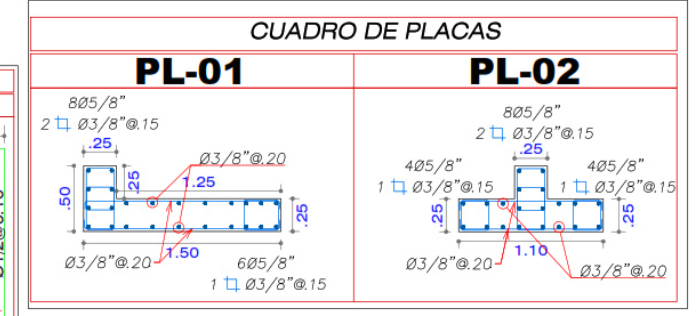
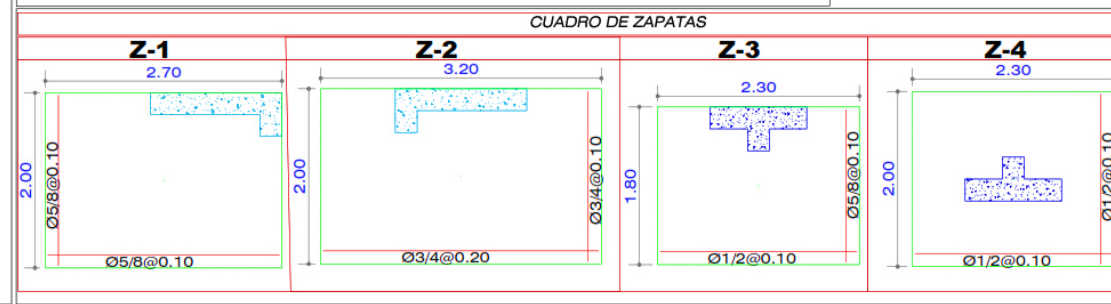
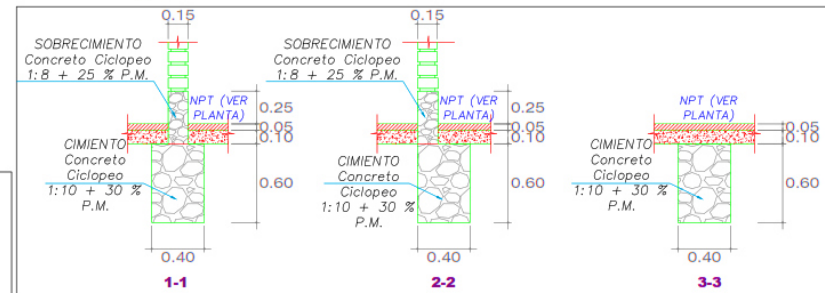
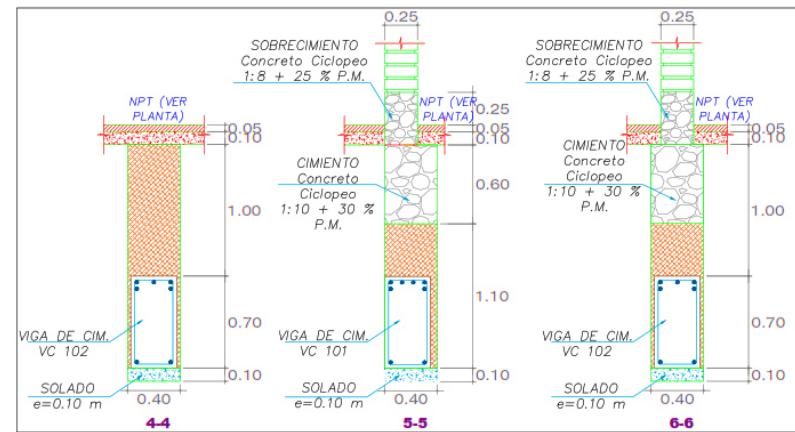
DESPLAZAMIENTOS MAXIMOS EN LA ESTRUCTURA:
 Direccion X-X: D TOTAL = 0.538 cm
 VALOR RELATIVO DE ENTREPISO (D/he) = 0.003
 Direccion Y-Y: D TOTAL = 0.812 cm
 VALOR RELATIVO DE ENTREPISO (D/he) = 0.003

RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACION

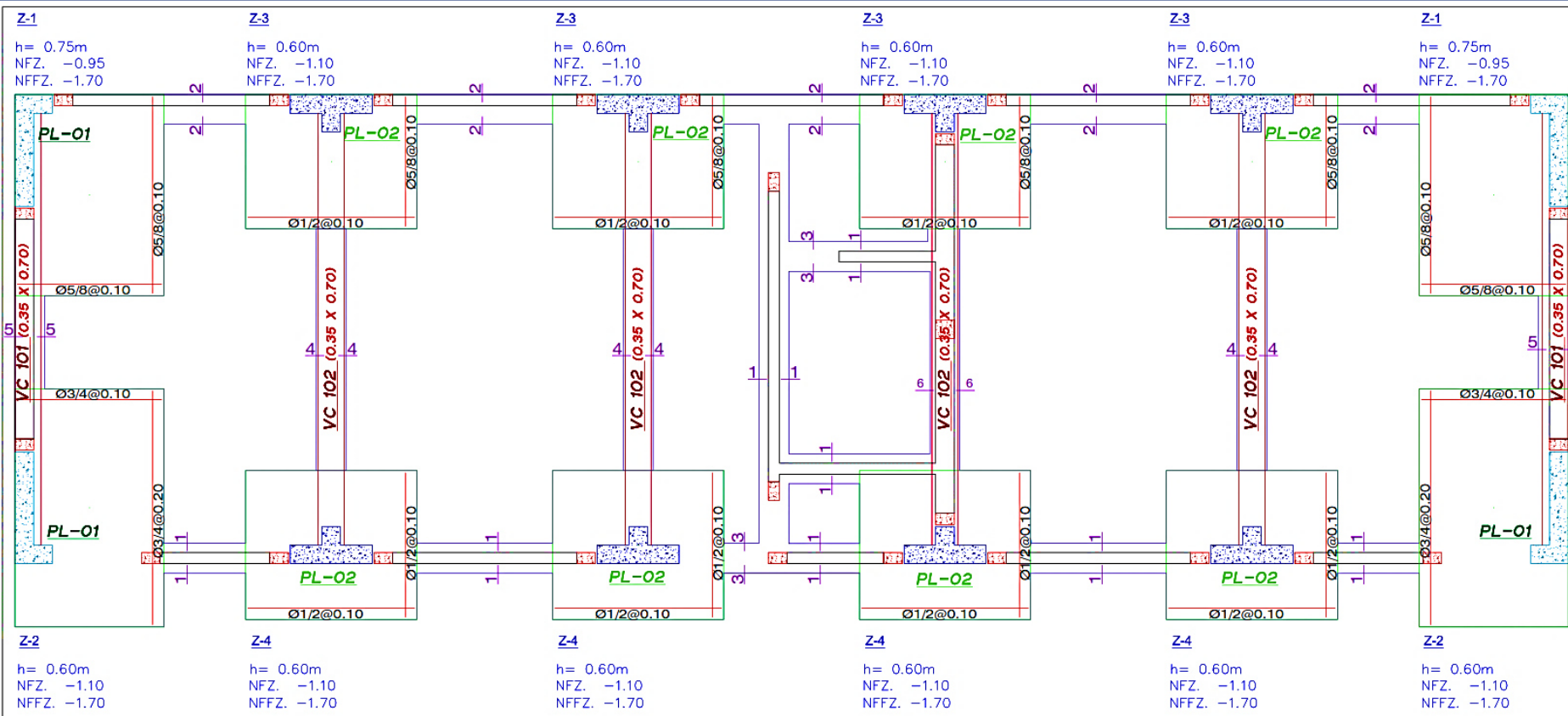
-TIPO DE CIMENTACION: ZAPATAS CONECTADAS y CIMENTOS CORRIDOS
 -ESTRATO DE APOYO DE LA CIMENTACION: GP - GRAVA MAL GRADUADA
 -PARAMETROS DE DISEÑO DE LA CIMENTACION: $\gamma = 1,983.00 \text{ Kg/m}^3$
 -PROFUNDIDAD DE CIMENTACION: CIMENTOS CORRIDOS: 0.60 m; ZAPATAS: 1.70 m
 -PRESION ADMISIBLE: $C^* = 2.40 \text{ kg/cm}^2$
 -AGRESIVIDAD DEL SUELO A LA CIMENTACION: **NO DETECTADA (UTILIZAR CEMENTO TIPO I)**
 -NIVEL FREATICO: **NO DETECTADO**

RECOMENDACIONES ADICIONALES:
 • NO DEBE CIMENTARSE SOBRE TURBA, SUELO ORGANICO, TIERRA VEGETAL, DESMONTE O RELLENO SANITARIO; ESTOS MATERIALES INADECUADOS DEBERAN SER REMOVIDOS EN SU TOTALIDAD ANTES DE CONSTRUIR LA EDIFICACION Y SER REEMPLAZADOS POR MATERIALES ADECUADOS DEBIDAMENTE COMPACTADOS.
 • SE CIMENTARÁ SOBRE TERRENO DE BUENA CALIDAD, EN CASO DE NO ENCONTRAR LA RESISTENCIA REQUERIDA, SE PROFUNDIZARÁ CON FALSAS ZAPATAS HASTA LLEGAR AL ESTRATO APROPIADO.
 • PARA EL CONCRETO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES ENTERRADOS, SE RECOMIENDA EL USO DE UN SELLADOR PARA IMPEDIR LA OXIDACION DE LA ARMADURA

DETALLE DE CIMENTOS



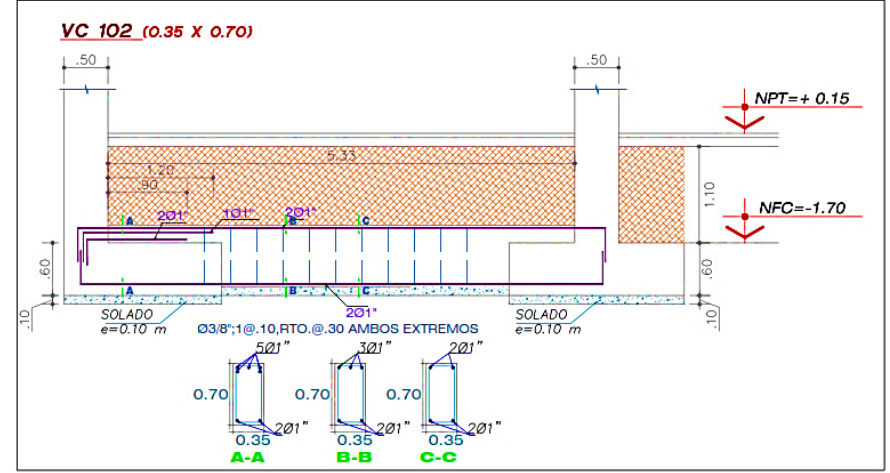
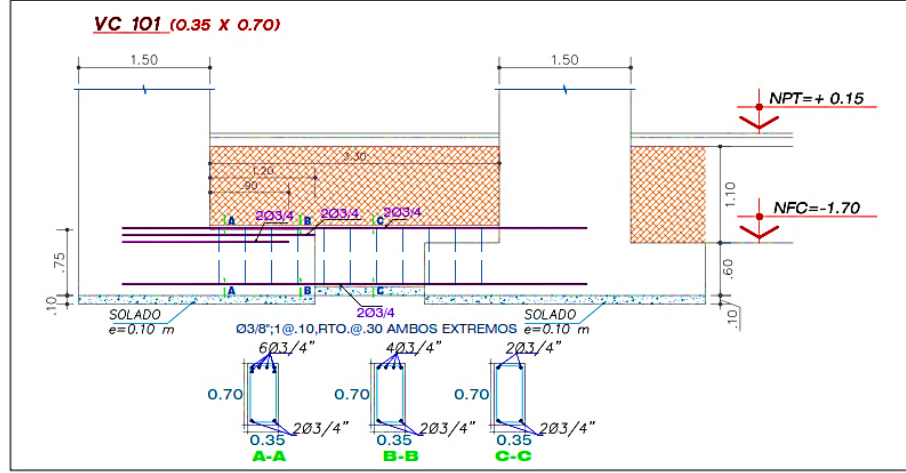
<p>Universidad Continental</p> <p>FACULTAD DE INGENIERÍA E.A.P INGENIERÍA CIVIL</p>	<p>TESIS: INCONSISTENCIAS EN EL ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN MÓDULO DE UNA INSTITUCIÓN EDUCATIVA EN EL DISTRITO DE EL TAMBO</p>	<p>DISTRITO: EL TAMBO</p> <p>PROVINCIA: HUANCAYO</p> <p>DEPARTAMENTO: JUNÍN</p>
	<p>AUTORA: BACH. LUCERO DIANA VELASQUEZ PAUCAR</p> <p>ASESOR: MSC. ING. FRANZ ESTRADA PORRAS</p>	<p>ESCALA: INDICADA</p> <p>FECHA: MAYO - 2019</p> <p>PLANO: DETALLE DE CIMENTACIONES</p>



CIMENTACIÓN
MODULO 1 - PABELLÓN "A" ESCALA 1:75

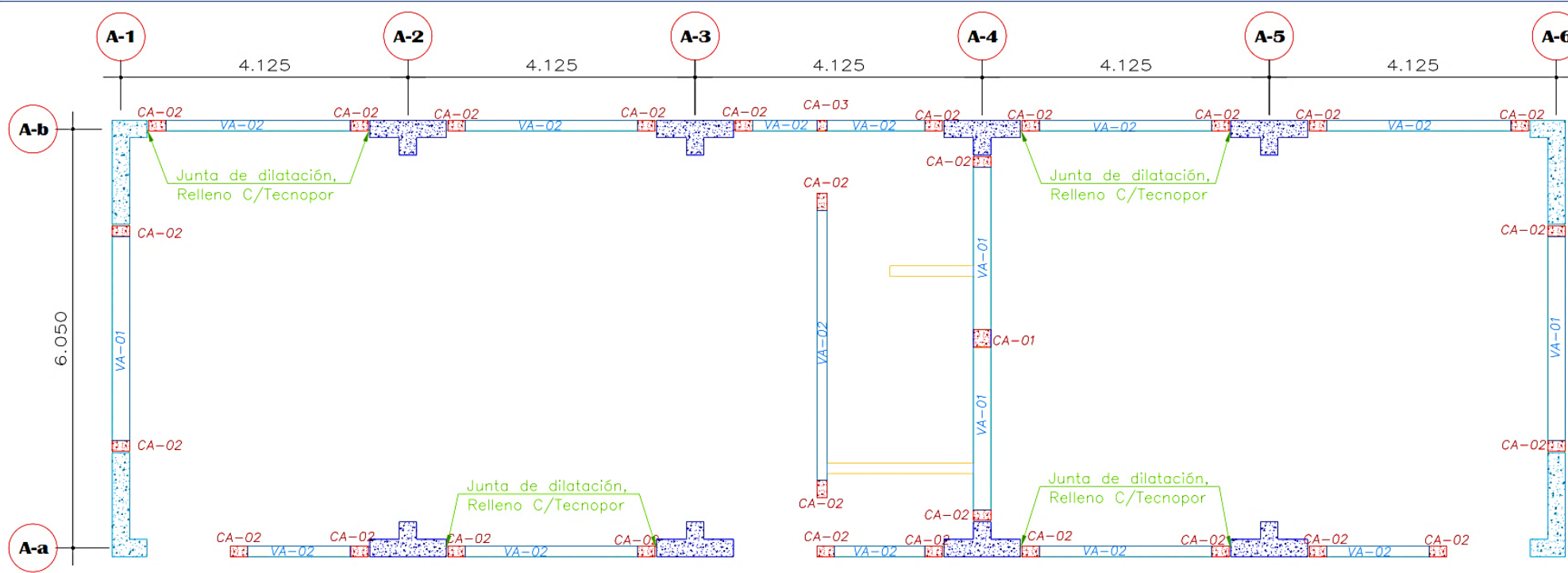
ESPECIFICACIONES TECNICAS GENERALES	
A- MATERIALES:	C- RECUBRIMIENTOS MINIMOS:
CONCRETO SIMPLE SOLADO: C/H=1/12 CIMENTOS : C/H=1/10 + 30% P.G., 8" T.M. SOBRECARGAS : C/H=1/8 + 25% P.M. 6" T.M. CONCRETO ARMADO: f _c = 210 Kg/cm ² (Zapatas) f _c = 210 Kg/cm ² (Columnas, Aligerados, Losas, Vigas, resto, salvo espec.) ACERO CORRUGADO: f _y = 4200 Kg/cm ² (DOBLADO EN FRIO) ALAMBRES ALAMBRE NEGRO # 16 (AMARRE DE FE)	- Cimientos, Zapatas, : 7.50 cm - Columnas, Vigas, : 4.00 cm - Aligerados, Vigas chatas y de borde : 3.00 cm
B- ALBAÑILERIA	D- SOBRECARGAS:
UNIDAD: LADRILLO ARCILLA KK 18 huecos- TIPO IV TIPO DE UNIDAD : SOLIDA (MAX. 30% VACIOS) f _m = 65 Kg/cm ² MORTERO TIPO P1 : CEMENTO: ARENA = 1 : 4 ESPESOR DE JUNTA : MIN.=1 cm ; MAX.=1.5 cm	INDICADAS EN PLANTA
SI TIENE ALVEOLOS, ESTOS NO EXCEDERAN EL 30% DEL VOLUMEN	E- CARGAS PERMANENTES:
	- Aligerados e = 0.20m : 300 Kg/m ² - Piso terminado y cielo raso : 100 Kg/m ² - Albañilería maciza : 1,850 Kg/m ³ - Albañilería tubular : 1,350 Kg/m ³
	F- NORMAS Y REGLAMENTOS:
	- NORMAS E.020, E.030, E.050, E.060 E.070 y E.090 DEL RNE, vigentes al 2019 - ACI 318-2005

PARAMETROS DE FUERZA SISMICA Y ESPECTRO DE DISEÑO			
Z	0.35	FACTOR DE ZONA	Zona 3 : El Tambo - Junín
U	1.50	FACTOR DE USO	Categoría A2: Instituciones Educativas
S	1.15	FACTOR DE SUELO	GP - GRAVA MAL GRADUADA
Tp	0.6	PERIODOS DE VIBRACION	Cx 2.5
TL	2.0		Cy 2.5
Rx	6.00	COEFICIENTES DE REDUCCION	Sist. Muros Estructurales (regular)
Ry	6.00		Sist. Muros Estructurales (regular)
DESPLAZAMIENTOS MAXIMOS EN LA ESTRUCTURA:			
Direccion X-X : D TOTAL = 0.538 cm			
VALOR RELATIVO DE ENTREPISO (D/he) = 0.003			
Direccion Y-Y : D TOTAL = 0.812 cm			
VALOR RELATIVO DE ENTREPISO (D/he) = 0.003			



RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACION	
- TIPO DE CIMENTACION :	ZAPATAS CONECTADAS y CIMENTOS CORRIDOS
- ESTRATO DE APOYO DE LA CIMENTACION :	GP - GRAVA MAL GRADUADA
- PARAMETROS DE DISEÑO DE LA CIMENTACION :	γ = 1,983.00 Kg/m ³
- PROFUNDIDAD DE CIMENTACION :	CIMENTOS CORRIDOS: 0.60 m ; ZAPATAS: 1.70 m
- PRESION ADMISIBLE :	C _t = 2.40 kg/cm ²
- AGRESIVIDAD DEL SUELO A LA CIMENTACION :	NO DETECTADA (UTILIZAR CEMENTO TIPO I)
- NIVEL FREATICO :	NO DETECTADO
RECOMENDACIONES ADICIONALES:	
• NO DEBE CIMENTARSE SOBRE TURBA, SUELO ORGANICO, TIERRA VEGETAL, DESMONTE O RELLENO SANITARIO; ESTOS MATERIALES INADECUADOS DEBERAN SER REMOVIDOS EN SU TOTALIDAD ANTES DE CONSTRUIR LA EDIFICACION Y SER REEMPLAZADOS POR MATERIALES ADECUADOS DEBIDAMENTE COMPACTADOS	
• SE CIMENTARÁ SOBRE TERRENO DE BUENA CALIDAD, EN CASO DE NO ENCONTRAR LA RESISTENCIA REQUERIDA , SE PROFUNDIZARÁ CON FALSAS ZAPATAS HASTA LLEGAR AL ESTRATO APROPIADO.	
• PARA EL CONCRETO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES ENTERRADOS, SE RECOMIENDA EL USO DE UN SELLADOR PARA IMPEDIR LA OXIDACION DE LA ARMADURA	

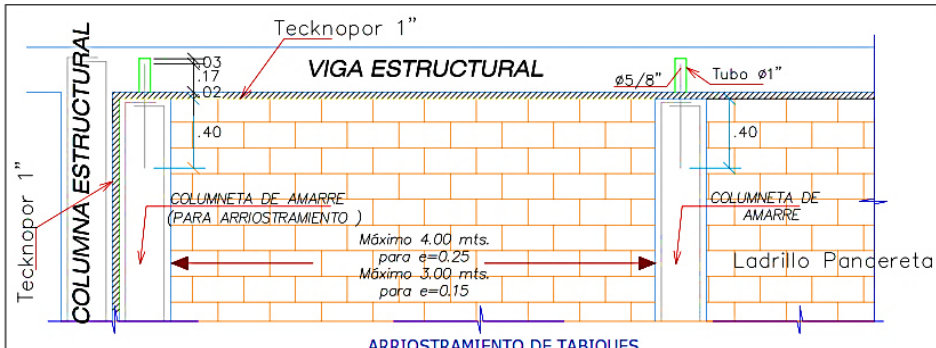
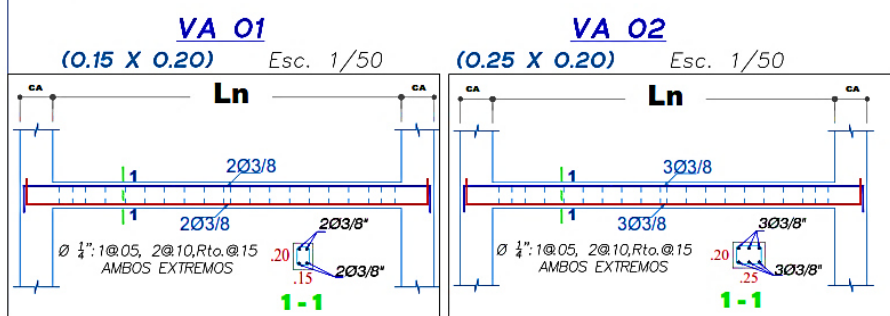
<p>Universidad Continental</p> <p>FACULTAD DE INGENIERÍA E.A.P INGENIERÍA CIVIL</p>	<p>TESIS: INCONSISTENCIAS EN EL ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN MÓDULO DE UNA INSTITUCIÓN EDUCATIVA EN EL DISTRITO DE EL TAMBO</p>	<p>DISTRITO: EL TAMBO</p> <p>PROVINCIA: HUANCAYO</p> <p>DEPARTAMENTO: JUNÍN</p>
	<p>AUTORA: BACH. LUCERO DIANA VELASQUEZ PAUCAR</p> <p>ASESOR: MSC. ING. FRANZ ESTRADA PORRAS</p>	<p>ESCALA: INDICADA</p> <p>FECHA: MAYO - 2019</p> <p>PLANO: DETALLE DE VIGAS DE CIMENTACION</p>



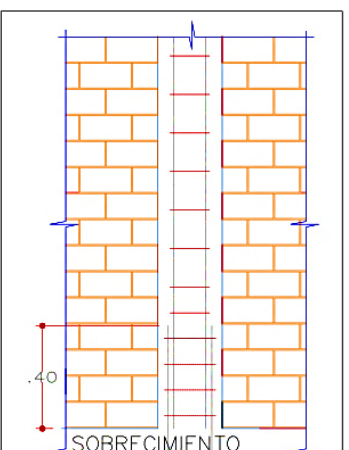
PRIMERA PLANTA - MÓDULO 1
PABELLÓN "A"
ESCALA 1:75

CUADRO DE COLUMNAS DE AMARRE	CA-01	CA-02	CA-03
	.25 .25 • 4 ϕ 3/8" □ ϕ 1/4": 1@.05, 2@10,Rto.@15 AMBOS EXTREMOS	.25 .15 • 4 ϕ 3/8" □ ϕ 1/4": 1@.05, 2@10,Rto.@15 AMBOS EXTREMOS	.15 .15 • 4 ϕ 3/8" □ ϕ 1/4": 1@.05, 2@10,Rto.@15 AMBOS EXTREMOS

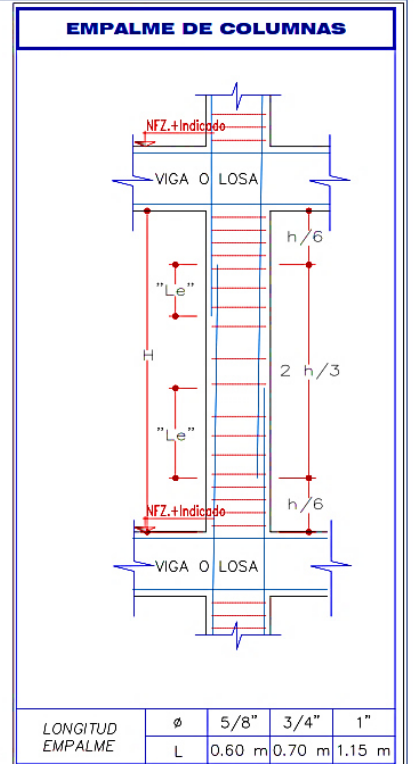
CUADRO DE VIGAS DE AMARRE	VA-01	VA-02
	.15 .20 • 4 ϕ 3/8" □ ϕ 1/4": 1@.05, 2@10,Rto.@15 AMBOS EXTREMOS	.25 .20 • 6 ϕ 3/8" □ ϕ 1/4": 1@.05, 2@10,Rto.@15 AMBOS EXTREMOS



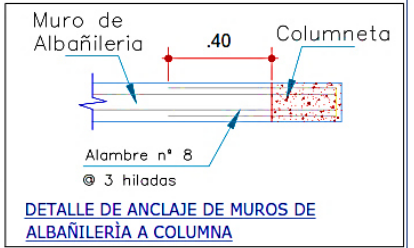
- NOTAS - COLUM. AMARRE:**
- 1) Columna de amarre de muros de ladrillo colocarlas espaciadas entre 2.50 y 4.00 mt. y en las esquinas principales.
 - 2) Vacear las C.A. despues de siete (7) días de desencofrado los techos.
 - 3) Dejar anclajes en el encuentro de muros de albañilería con columnas y muros estructurales, alambre # 8 cada 3.



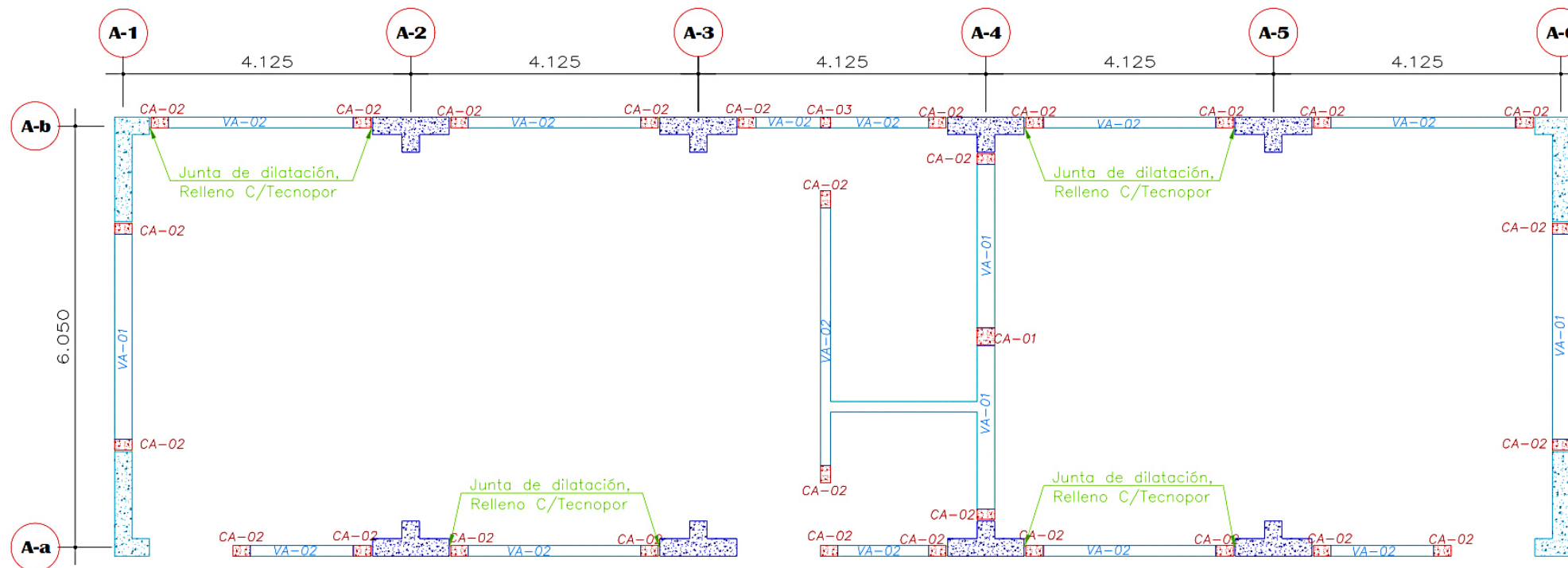
- NOTAS - TABIQUES:**
- 1) Todos los tabiques estarán separados de la estructura tanto en el extremo superior como en los laterales.
 - 2) Los Tabiques podrán ser de Ladrillos Pandereta.
 - 3) Deberán tener columna de confinamiento en los extremos, intersección de Tabiques o estar separados max. 3.00



- NOTAS - EMPALMES:**
- A. EMPALMAR EN DIFERENTES PARTES TRATANDO DE HACER LOS EMPALMES FUERA DE LA ZONA DE CONFINAMIENTO CON VIGAS.
 - B. NO EMPALMAR MAS DEL 50% DEL AREA TOTAL DE ACERO EN UNA MISMA SECCION.
 - C. EN CASO DE NO EMPALMARSE EN LAS ZONAS INDICADAS, AUMENTAR LA LONGITUD DE EMPALME EN UN 70% O CONSULTAR AL PROYECTISTA.
 - D. EN LAS UNIONES VIGA-COLUMNA, EN INTERSECCIONES DE LOS REFUERZOS LONGITUDINALES CON LAS VARILLAS DE LAS VIGAS, ESTAS DEBERÁN SER GRIFADAS LIGERAMENTE, PARA MANTENER LA POSICIÓN VERTICAL DEL ACERO DE LAS COLUMNAS.



<p>Universidad Continental</p> <p>FACULTAD DE INGENIERÍA E.A.P INGENIERÍA CIVIL</p>	<p>TESIS: INCONSISTENCIAS EN EL ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN MÓDULO DE UNA INSTITUCIÓN EDUCATIVA EN EL DISTRITO DE EL TAMBO</p>	<p>DISTRITO: EL TAMBO</p> <p>PROVINCIA: HUANCAYO</p> <p>DEPARTAMENTO: JUNÍN</p>
	<p>AUTORA: BACH. LUCERO DIANA VELASQUEZ PAUCAR</p> <p>ASESOR: MSC. ING. FRANZ ESTRADA PORRAS</p>	<p>ESCALA: INDICADA</p> <p>FECHA: MAYO - 2019</p> <p>PLANO: PLANO DE DETALLES DE TABIQUERIA</p>

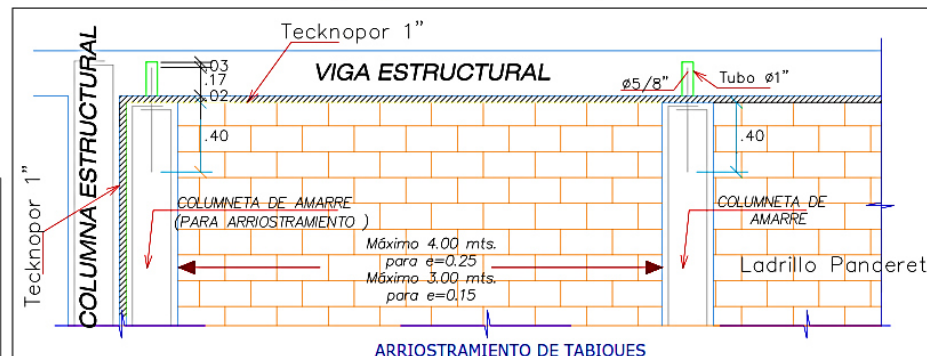
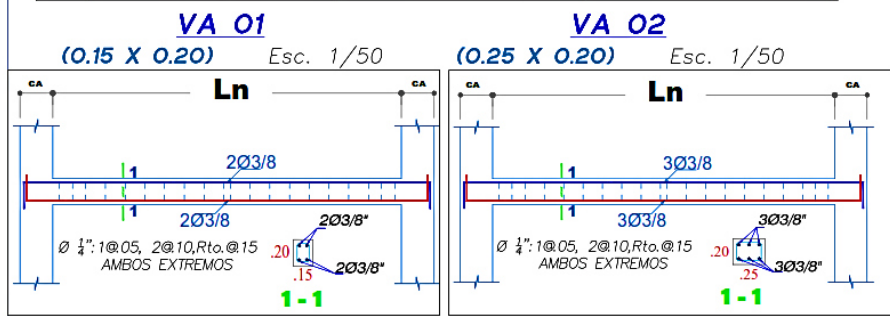


SEGUNDA PLANTA - MÓDULO 1
PABELLÓN "A"

ESCALA 1:75

CUADRO DE COLUMNAS DE AMARRE	CA-01	CA-02	CA-03
	.25 	.25 	.15
	• 4 ϕ 3/8"	• 4 ϕ 3/8"	• 4 ϕ 3/8"
	ϕ 1/4": 1@.05, 2@.10, Rto. @.15 AMBOS EXTREMOS	ϕ 1/4": 1@.05, 2@.10, Rto. @.15 AMBOS EXTREMOS	ϕ 1/4": 1@.05, 2@.10, Rto. @.15 AMBOS EXTREMOS

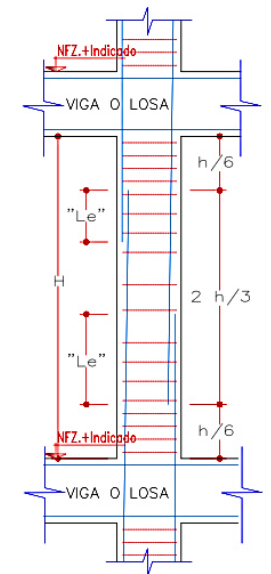
CUADRO DE VIGAS DE AMARRE	VA-01	VA-02
	.15 .20 	.25 .20
	• 4 ϕ 3/8"	• 6 ϕ 3/8"
	ϕ 1/4": 1@.05, 2@.10, Rto. @.15 AMBOS EXTREMOS	ϕ 1/4": 1@.05, 2@.10, Rto. @.15 AMBOS EXTREMOS



NOTAS - COLUM. AMARRE:

- 1) Columna de amarre de muros de ladrillo colocarlas espaciadas entre 2.50 y 4.00 mt. y en las esquinas principales.
- 2) Vacear las C.A. despues de siete (7) días de desencofrado los techos.
- 3) Dejar anclajes en el encuentro de muros de albañilería con columnas y muros estructurales, alambre # 8 cada 3.

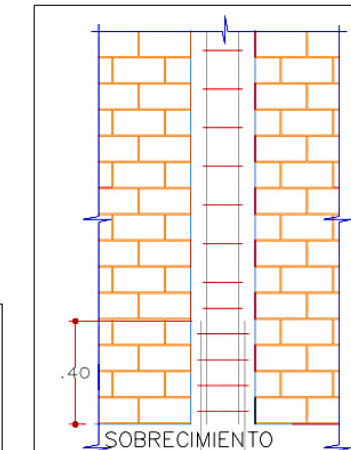
EMPALME DE COLUMNAS



LONGITUD EMPALME	ϕ 5/8"	3/4"	1"
L	0.60 m	0.70 m	1.15 m

NOTAS - EMPALMES:

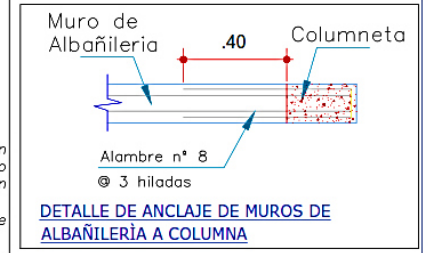
- A. EMPALMAR EN DIFERENTES PARTES TRATANDO DE HACER LOS EMPALMES FUERA DE LA ZONA DE CONFINAMIENTO CON VIGAS.
- B. NO EMPALMAR MAS DEL 50% DEL AREA TOTAL DE ACERO EN UNA MISMA SECCION.
- C. EN CASO DE NO EMPALMARSE EN LAS ZONAS INDICADAS, AUMENTAR LA LONGITUD DE EMPALME EN UN 70% O CONSULTAR AL PROYECTISTA.
- D. EN LAS UNIONES VIGA-COLUMNA, EN INTERSECCIONES DE LOS REFUERZOS LONGITUDINALES CON LAS VARILLAS DE LAS VIGAS, ESTAS DEBERÁN SER GRIFADAS LIGERAMENTE, PARA MANTENER LA POSICION VERTICAL DEL ACERO DE LAS COLUMNAS.



ELEVACION DE COLUMNETAS DE AMARRE (C.A.)

NOTAS - TABIQUES:

- 1) Todos los tabiques estarán separados de la estructura tanto en el extremo superior como en los laterales.
- 2) Los Tabiques podrán ser de Ladrillos Pandereta,
- 3) Deberán tener columna de confinamiento en los extremos, intersección de Tabiques o estar separados max. 3.00



DETALLE DE ANCLAJE DE MUROS DE ALBAÑILERÍA A COLUMNA



FACULTAD DE INGENIERÍA
E.A.P INGENIERÍA CIVIL

TESIS: INCONSISTENCIAS EN EL ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN MÓDULO DE UNA INSTITUCIÓN EDUCATIVA EN EL DISTRITO DE EL TAMBO

AUTORA: BACH. LUCERO DIANA VELASQUEZ PAUCAR
ASESOR: MSC. ING. FRANZ ESTRADA PORRAS

DISTRITO: **EL TAMBO**

PROVINCIA: **HUANCAYO**

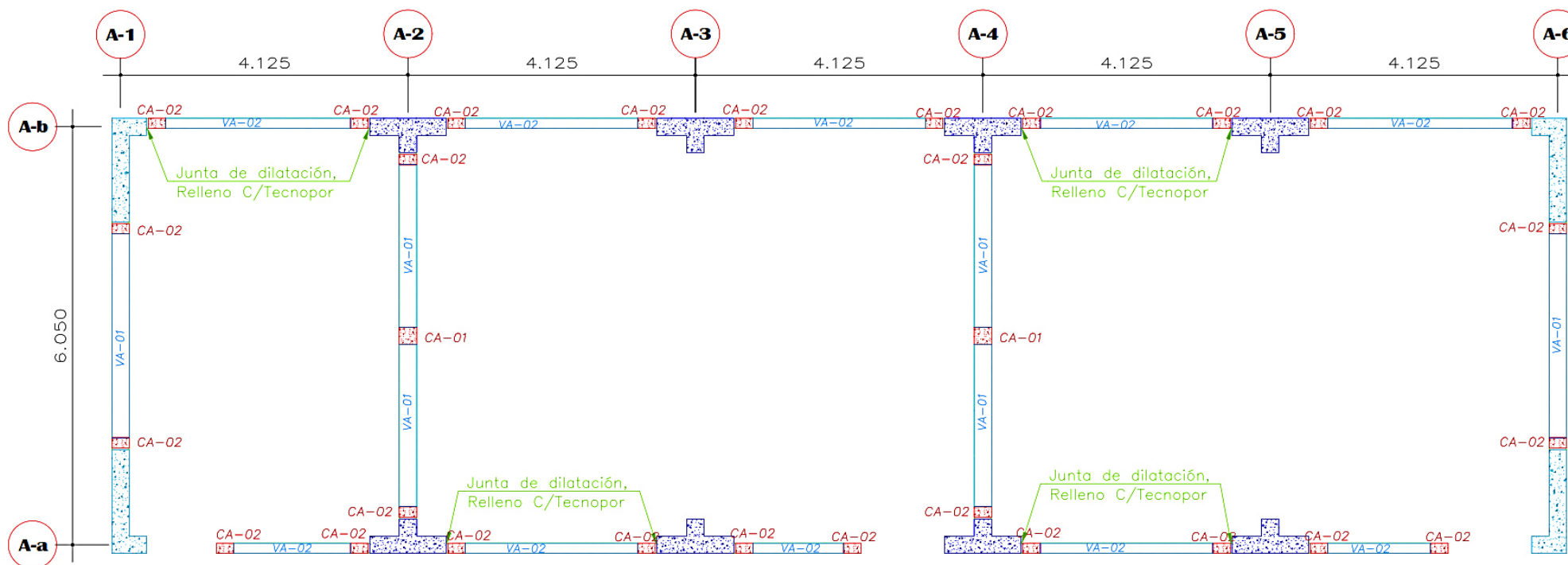
DEPARTAMENTO: **JUNÍN**

ESCALA: **INDICADA**

FECHA: **MAYO - 2019**

PLANO: **PLANO DE DETALLES DE TABIQUERIA**

LÁMINA:
D-02

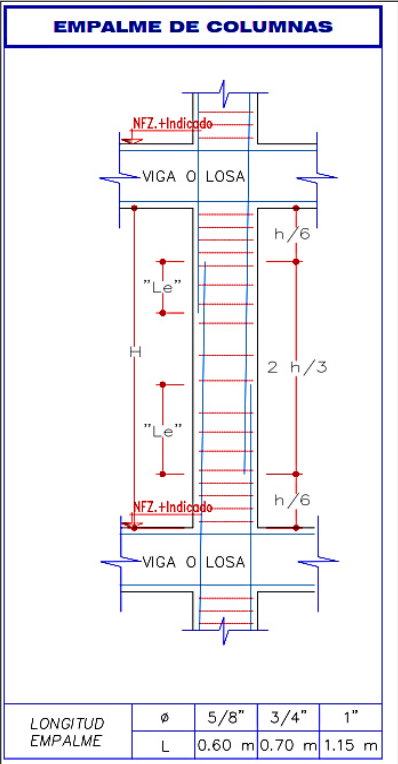
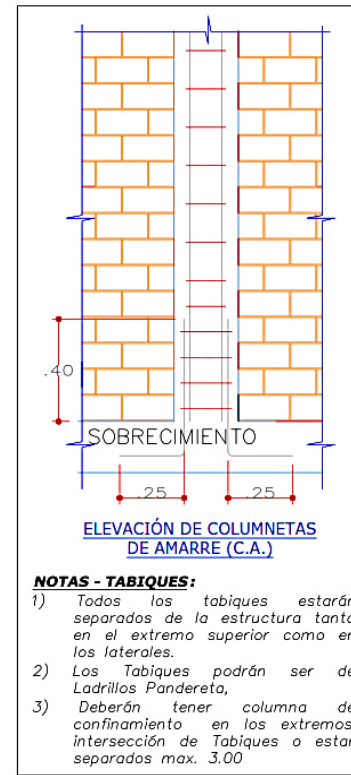
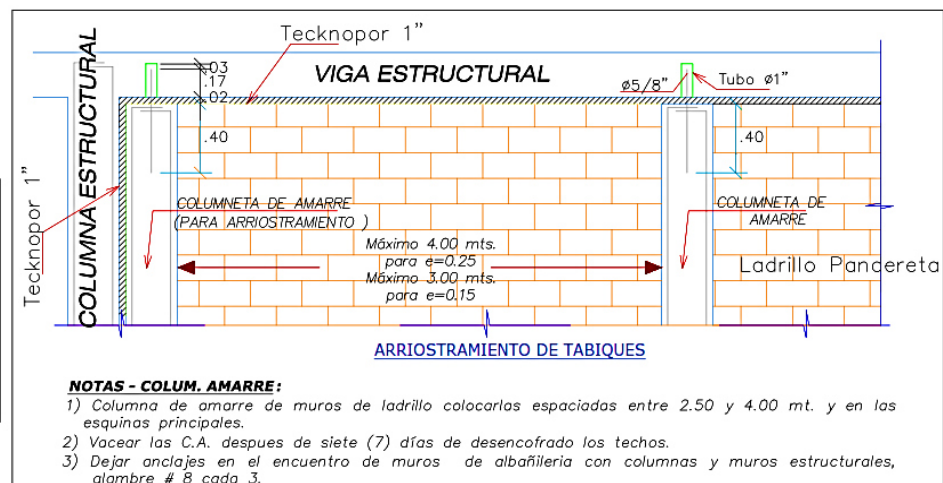
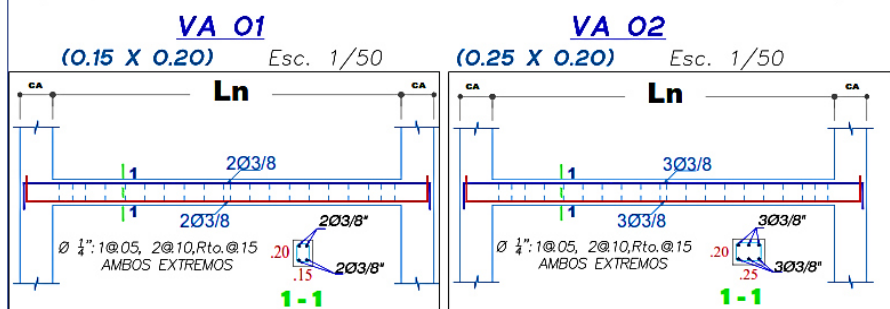


TERCERA PLANTA - MÓDULO 1
PABELLÓN "A"

ESCALA 1:75

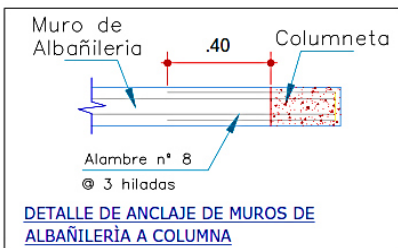
CUADRO DE COLUMNAS DE AMARRE	CA-01	CA-02	CA-03
	.25 • 4 ϕ 3/8" ϕ 1/4": 1@.05, 2@.10, Rto. @.15 AMBOS EXTREMOS	.25 • 4 ϕ 3/8" ϕ 1/4": 1@.05, 2@.10, Rto. @.15 AMBOS EXTREMOS	.15 • 4 ϕ 3/8" ϕ 1/4": 1@.05, 2@.10, Rto. @.15 AMBOS EXTREMOS

CUADRO DE VIGAS DE AMARRE	VA-01	VA-02
	.15 • 4 ϕ 3/8" ϕ 1/4": 1@.05, 2@.10, Rto. @.15 AMBOS EXTREMOS	.25 • 6 ϕ 3/8" ϕ 1/4": 1@.05, 2@.10, Rto. @.15 AMBOS EXTREMOS



NOTAS - EMPALMES:

- A. EMPALMAR EN DIFERENTES PARTES TRATANDO DE HACER LOS EMPALMES FUERA DE LA ZONA DE CONFINAMIENTO CON VIGAS.
- B. NO EMPALMAR MAS DEL 50% DEL AREA TOTAL DE ACERO EN UNA MISMA SECCION.
- C. EN CASO DE NO EMPALMARSE EN LAS ZONAS INDICADAS, AUMENTAR LA LONGITUD DE EMPALME EN UN 70% O CONSULTAR AL PROYECTISTA.
- D. EN LAS UNIONES VIGA-COLUMNA, EN INTERSECCIONES DE LOS REFUERZOS LONGITUDINALES CON LAS VARILLAS DE LAS VIGAS, ESTAS DEBERAN SER GRIFADAS LIGERAMENTE, PARA MANTENER LA POSICION VERTICAL DEL ACERO DE LAS COLUMNAS.



FACULTAD DE INGENIERÍA
E.A.P INGENIERÍA CIVIL

TESIS: INCONSISTENCIAS EN EL ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN MÓDULO DE UNA INSTITUCIÓN EDUCATIVA EN EL DISTRITO DE EL TAMBO

AUTORA: BACH. LUCERO DIANA VELASQUEZ PAUCAR
ASESOR: MSC. ING. FRANZ ESTRADA PORRAS

DISTRITO: EL TAMBO

ESCALA: INDICADA

PLANO: PLANO DE DETALLES DE TABIQUERIA

PROVINCIA: HUANCAYO

FECHA: MAYO - 2019

DEPARTAMENTO: JUNÍN

LÁMINA:
D-03