



Universidad
Continental

FACULTAD DE INGENIERÍA

Escuela Académico Profesional de Ingeniería Civil

Tesis

**Diseño estructural de un edificio de 12 pisos
y 1 sótano empleando losas aligeradas de
viguetas prefabricadas en la ciudad
de Huancayo**

Aldair Daniel Alvarez Leiva

Huancayo, 2019

Para optar el Título Profesional de
Ingeniero Civil



Repositorio Institucional Continental
Tesis digital



Obra protegida bajo la licencia de [Creative Commons Atribución-NoComercial-SinDerivadas 2.5 Perú](https://creativecommons.org/licenses/by-nc-nd/2.5/peru/)

ASESOR

Mg. Ing. Natividad Sánchez Arévalo

DEDICATORIA

A mis abuelitas Celestina y Asenciona por su enorme cariño y afecto que me dieron en vida. A mis padres Daniel Alvarez y Sofía Leiva con gratitud y cariño por su invaluable esfuerzo e infatigable apoyo. A mis hermanos, Edwin, Nataly y Celma por su apoyo constante. A mis tíos y primos por sus consejos.

AGRADECIMIENTOS

A la Mg. Ing. Natividad Sánchez Arévalo por sus enseñanzas tanto en el rol de docente en la universidad y su compromiso absoluto en el desempeño de asesora.

INDICE

PORTADA.....	i
ASESOR.....	ii
DEDICATORIA.....	iii
AGRADECIMIENTOS.....	iv
INDICE.....	v
LISTA DE FIGURAS.....	ix
LISTA DE TABLAS.....	xv
RESUMEN.....	xx
ABSTRACT.....	xxi
INTRODUCCION.....	xxii
CAPITULO I PLANTEAMIENTO DEL ESTUDIO.....	1
1.1 PLANTEAMIENTO Y FORMULACION DEL PROBLEMA.....	1
1.1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	1
1.1.2 FORMULACION DEL PROBLEMA.....	9
1.2 OBJETIVOS.....	10
1.2.1 OBJETIVO GENERAL.....	10
1.2.2 OBJETIVOS ESPECIFICOS.....	10
1.3 JUSTIFICACION E IMPORTANCIA.....	10
1.4 HIPOTESIS.....	11
1.5 NORMAS EMPLEADAS.....	11
1.6 DELIMITACION DEL ESTUDIO.....	11
1.7 METODOLOGIA.....	12
CAPITULO II ARQUITECTURA Y CONFIGURACION ESTRUCTURAL.....	14
2.1 ASPECTOS GENERALES.....	14
2.1.1 DESCRIPCION DEL PROYECTO.....	14
2.1.2 ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS.....	16
2.2 CRITERIOS GENERALES DE ESTRUCTURACION.....	17
2.2.1 SISTEMA ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO.....	17
2.2.2 ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	22
2.3 PREDIMENSIONAMIENTO.....	23
2.3.1 LOSA ALIGERADA.....	23
2.3.2 VIGAS.....	24
2.3.3 COLUMNAS.....	25
2.3.4 PLACAS.....	26

2.3.5 DESPLAZAMIENTOS LATERALES DE LAS ESTRUCTURAS CORRESPONDIENTES A LAS ALTERNATIVAS 1 Y 2.....	28
CAPITULO III METRADO DE CARGAS Y ANALISIS ESTRUCTURAL DEL SISTEMA TRADICIONAL.....	33
3.1 ASPECTOS GENERALES.....	33
3.2 METRADO DE CARGAS.....	33
3.2.1 METRADO DE LOSA ALIGERADA SISTEMA TRADICIONAL.....	34
3.2.2 METRADO DE VIGAS.....	36
3.2.3 METRADO DE COLUMNAS.....	38
3.2.4 METRADO DE PLACAS.....	41
3.3 ANALISIS SISMICO.....	44
3.3.1 MODELAMIENTO ESTRUCTURAL.....	44
3.3.2 CORTANTE BASAL DE LA EDIFICACION.....	46
3.3.3 ANALISIS ESTATICO.....	51
3.3.4 ANALISIS DINAMICO.....	52
3.3.4.1. Derivas de entrepiso.....	52
3.3.4.2. Análisis modal.....	54
3.3.5 VALIDACION DE LA ESTRUCTURA.....	55
3.3.5.1. Irregularidad por piso blando.....	55
3.3.5.2. Irregularidad por torsión.....	57
3.3.5.3. Estabilidad del edificio.....	58
3.3.6 FUERZA CORTANTE EN LA BASE.....	59
3.3.7 DISTRIBUCION DE FUERZA CORTANTE.....	59
CAPITULO IV DISEÑO ESTRUCTURAL DEL SISTEMA TRADICIONAL.....	62
4.1 PRINCIPIO DE DISEÑO.....	62
4.2 DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS.....	64
4.2.1 DISEÑO POR FLEXION.....	64
4.2.2 DISEÑO POR CORTE.....	64
4.2.3 VERIFICACION DE DEFLEXIONES.....	65
4.2.4 EJEMPLO DE DISEÑO.....	68
4.3 DISEÑO DE VIGAS.....	71
4.3.1 DISEÑO POR FLEXION.....	71
4.3.2 DISEÑO POR FUERZA CORTANTE.....	72
4.3.3 CONTROL DE DEFLEXIONES.....	74
4.3.4 CHEQUEO DE ANCHO DE FISURAS.....	76

4.3.5	ADHERENCIA Y ANCLAJE DEL REFUERZO.....	77
4.3.6	EJEMPLO DE DISEÑO.....	80
4.4	DISEÑO DE COLUMNAS.....	89
4.4.1	DISEÑO POR FLEXOCOMPRESION.....	89
4.4.2	DISEÑO POR CORTE.....	91
4.4.3	EJEMPLO DE DISEÑO.....	92
4.5	DISEÑO DE PLACAS.....	96
4.5.1	DISEÑO POR FLEXOCOMPRESION.....	96
4.5.2	DISEÑO POR CORTANTE.....	100
4.5.3	EJEMPLO DE DISEÑO.....	101
4.6	DISEÑO DE CIMENTACIONES.....	103
4.6.1	DIMENSIONAMIENTO DEL AREA DE CONTACTO Y DETERMINACION DE LA REACCION AMPLIFICADA DEL SUELO.....	107
4.6.2	DIMENSIONAMIENTO DEL PERALTE DE LA ZAPATA.....	108
4.6.3	DISEÑO POR FLEXION.....	109
4.6.4	ANALISIS DE ALTERNATIVAS DE CIMENTACION.....	114
4.6.5	EJEMPLO DE DISEÑO DE LOSA DE CIMENTACION.....	116
4.7	DISEÑO DE MURO DE SOTANO.....	122
4.7.1	EJEMPLO DE DISEÑO.....	125
CAPITULO V ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL CON EL SISTEMA VIGACERO Y EL SISTEMA FIRTH.....		128
5.1	ASPECTOS GENERALES DEL SISTEMA VIGACERO.....	128
5.2	ASPECTOS GENERALES DEL SISTEMA FIRTH.....	148
5.3	SISTEMA ESTRUCTURAL.....	164
5.3.1	SISTEMA VIGACERO.....	164
5.3.2	SISTEMA FIRTH.....	167
5.4	METRADO DE CARGAS.....	171
5.4.1	METRADO DE VIGUETA SISTEMA VIGACERO.....	171
5.4.2	METRADO DE VIGUETA SISTEMA FIRTH.....	173
5.4.3	METRADO DE VIGAS.....	175
5.4.4	METRADO DE COLUMNAS.....	177
5.4.5	METRADO DE PLACAS.....	179
5.5	ANALISIS SISMICO.....	181
5.5.1	ANALISIS ESTATICO.....	181
5.5.2	ANALISIS DINAMICO.....	182

5.5.2.1	Derivas de entrepiso.....	183
5.5.2.2	Análisis modal.....	185
5.5.3	VALIDACION DE LA ESTRUCTURA.....	187
5.5.3.1	Irregularidad de piso blando.....	187
5.5.3.2	Irregularidad torsional.....	189
5.5.3.3	Estabilidad del edificio.....	190
5.5.4	FUERZA CORTANTE EN LA BASE.....	191
5.5.5	DISTRIBUCION DE FUERZAS CORTANTES.....	192
5.6	DISEÑO ESTRUCTURAL.....	193
5.6.1	DISEÑO DE VIGUETAS TIPO VIGACERO.....	193
5.6.2	DISEÑO DE VIGUETAS TIPO FIRTH.....	197
5.6.3	DISEÑO DE VIGAS.....	201
5.6.4	DISEÑO DE COLUMNAS.....	209
5.6.5	DISEÑO DE PLACAS.....	213
5.6.6	DISEÑO DE CIMENTACION.....	219
5.6.7	DISEÑO DE MURO DE SOTANO.....	226
	CAPITULO VI METRADO Y PRESUPUESTO.....	229
6.1	ASPECTOS GENERALES.....	229
6.2	METRADOS.....	229
6.2.1	METRADO CON EL SISTEMA TRADICIONAL.....	230
6.2.2	METRADO CON EL SISTEMA VIGACERO.....	231
6.2.3	METRADO CON EL SISTEMA FIRTH.....	232
6.3	PRESUPUESTO DE LA ESTRUCTURA DE LA EDIFICACION.....	233
6.3.1	PRESUPUESTO CON EL SISTEMA TRADICIONAL.....	234
6.3.2	PRESUPUESTO CON EL SISTEMA VIGACERO.....	235
6.3.3	PRESUPUESTO CON EL SISTEMA FIRTH.....	236
6.4	RATIOS DE LOS DIFERENTES SISTEMAS.....	237
	CONCLUSIONES.....	238
	RECOMENDACIONES PARA FUTURAS LINEAS DE INVESTIGACION.....	242
	BIBLIOGRAFIA.....	243
	ANEXOS.....	244

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Edificio Federal, antes y después del terremoto de México 2017.....	2
Figura 2: Edificio Condesa antes y después del terremoto de México 2017.....	2
Figura 3 Edificio Acrópolis antes y después del sismo.....	3
Figura 4: Hotel Embassy colapsado ante el sismo de Pisco, Perú 2007.....	4
Figura 5: Edificio con muro de concreto armado.....	5
Figura 6: Edificio flexible en la ciudad de Huancayo 2018.....	6
Figura 7: Edificio con irregularidad de torsión en la ciudad de Huancayo 2018.....	7
Figura 8: Edificio muy flexible cerca de un río en la ciudad de Huancayo 2018.....	7
Figura 9: Planta Típica de una Edificación en construcción en la ciudad de Huancayo 2018.....	8
Figura 10: Flujograma de la metodología utilizada.....	10
Figura 11: Plano Arquitectónico de la Planta del sótano.....	15
Figura 12: Plano Arquitectónico de la Planta 1° piso.....	15
Figura 13: Plano Arquitectónico de la planta típica (2° al 12° piso)	16
Figura 15: Planta del sótano con poca rigidez lateral alternativa 01.....	18
Figura 16: Plano estructural del primer piso con poca rigidez lateral alternativa 01.....	20
Figura 17: Plano estructural del 2° piso al 12°piso alternativa 01.....	20
Figura 18: Planta del Sótano con sistema dual alternativa 02.....	21
Figura 19: Plano estructural del 1° piso con sistema dual alternativa 02.....	21
Figura 20: Plano estructural típico (2° al 12° piso) con sistema dual alternativa 02.....	21
Figura 21: Dimensiones de la losa aligera sistema convencional.....	24
Figura 22: Planta típica de la alternativa 01.....	31
Figura 23: Planta típica de la alternativa 02.....	31
Figura 24: Croquis de todas las losas aligeradas Tradicional, planta típica.....	36
Figura 25: Croquis de todas las vigas, planta típica.....	38
Figura 26: Área de influencia en columnas.....	40
Figura 27: Croquis de todas las columnas, planta típica.....	40
Figura 28: Croquis de todas las placas, planta típica.....	42
Figura 29: Modelo tridimensional del edificio.....	46
Figura 30: Idealización de los apoyos en el nivel del sótano.....	46
Figura 31: Mapa de zonas sísmicas del Perú.....	48
Figura 32: Espectro de la estructura analizada.....	53
Figura 33: Porcentaje absorbido por la fuerza cortante en el primer nivel dirección X.....	61
Figura 34: Porcentaje absorbido por la fuerza cortante en el primer nivel dirección Y.....	62

Figura 35: Sección T de la vigueta de una losa aligerada tradicional.....	65
Figura 36: Croquis de la vigueta tipo 1 planta típica.....	69
Figura 37: Alternancia de sobrecarga en la vigueta tipo 1.....	70
Figura 38: Fuerza cortante ultima por el Diseño de Capacidad.....	74
Figura 39: Distribución mínima de estribos en vigas para un sistema dual tipo I.....	75
Figura 40: Detalle del gancho estándar en barras longitudinales.....	80
Figura 41: Ancho tributario de la viga VP-3 planta típica.....	81
Figura 42: Variación de Momentos en las vigas de la dirección y-y (se toma como referencia la VP-3, tramo A-B)	82
Figura 43: Modelo simplificado para el análisis de cargas de gravedad VP-3.....	83
Figura 44 Envolvente de momentos de diseño de la VP-3 tramo A-B.....	84
Figura 45: Envolvente de momentos de diseño de la VP-3 tramo B-C.....	84
Figura 46: Detallado de acero de la VP 2 para la planta típica.....	89
Figura 47: Resistencia a flexión de las columnas y vigas en las caras de los nudos para un sistema dual tipo II.....	91
Figura 48: Croquis de las columnas de la edificación.....	93
Figura 49: Diagrama de Interacción de la Columna C3 para un sismo X-X.....	95
Figura 50: Diagrama de Interacción de la Columna C3 para un sismo Y-Y.....	95
Figura 51: Detallado de acero para la columna C3.....	97
Figura 52: Placa con elementos de borde.....	98
Figura 53: Necesidad de elemento de confinamiento en placas.....	99
Figura 54: Croquis de la placa PL-01.....	102
Figura 55: Distribución de acero en la placa PL-01.....	104
Figura 56: Diagrama de Interacción de la placa PL-01 para un sismo X-X.....	104
Figura 57: Diagrama de Interacción de la placa PL-01 para un sismo Y-Y.....	105
Figura 58: Detallado de acero para la placa PL-01.....	106
Figura 59: Diferentes tipos de cimentación.....	108
Figura 60: Distribución de presiones de contacto.....	109
Figura 61: Esquema de la falla por punzonamiento.....	110
Figura 62: Reacciones en una zapata aislada.....	111
Figura 63: Profundidad de cimentación para una edificación con sótano (zapata aislada).....	112
Figura 64: Profundidad de cimentación para una edificación con sótano (platea de cimentación)	112
Figura 65: Losa de cimentación planas.....	113

Figura 66: Losa de cimentación con viga de cimentación.....	113
Figura 67: Área tributarias para las vigas de cimentaciones.....	114
Figura 68: Carga distributiva para la viga de cimentación.....	114
Figura 69: Diagrama de momentos para la viga de cimentación.....	114
Figura 70: Áreas de contacto para la alternativa de zapatas aisladas.....	115
Figura 71: Áreas de contacto para la alternativa de zapatas combinadas con viga de conexión.....	116
Figura 72: Plano de la alternativa utilizando losa de cimentación con viga de cimentación.....	116
Figura 73: Áreas tributarias de losa de cimentación para las vigas de cimentación.....	118
Figura 74: Momentos flectores en la dirección X-X para la losa de cimentación.....	119
Figura 75: Momentos flectores en la dirección Y-Y para la losa de cimentación.....	119
Figura 76: Áreas tributarias para la viga de cimentación (VC - B)	121
Figura 77: Carga distribuida para la viga de cimentación (VC - B)	121
Figura 78: Diagramas cortante y momentos flectores para la viga de cimentación (VC - B).....	122
Figura 79: Losa de cimentación con vigas de cimentación.....	123
Figura 80: Distribución de cargas en un muro de sótano.....	124
Figura 81: Detallado de acero en muro de sótanos.....	125
Figura 82: Planta del sótano, muros de sótano.....	126
Figura 84: Detalle del sistema de losa aligerada tipo Vigacero.....	130
Figura 85: Bobinas de acero galvanizado.....	131
Figura 86: Características físicas y mecánicas de la vigueta prefabricada Vigacero.....	132
Figura 87: Planta de fabricación de bloques de poliestireno expandido.....	133
Figura 88: Características de los casetones EPS.....	134
Figura 89: Casetón de poliestireno expandido EPS ranurado “cola de milano”.....	134
Figura 90: Casetón con Mortero encolado.....	135
Figura 91: Colocación de la malla electrosoldada estándar.....	136
Figura 92: Sistema de losa aligerada con vigueta prefabricada Vigacero.....	137
Figura 93: Detalle del anclaje de la vigueta prefabricada Vigacero.....	137
Figura 94: Detalle del montaje de los casetones de EPS.....	138
Figura 95: Detalle de la colocación de las instalaciones eléctricas parte I.....	139
Figura 96: Detalle de la colocación de las instalaciones eléctricas parte II.....	140
Figura 97: Detalle de la colocación de las instalaciones sanitarias parte I.....	140
Figura 98: Detalle de la colocación de las instalaciones sanitarias parte II.....	141

Figura 99: Detalle de la colocación de las instalaciones sanitarias parte III.....	141
Figura 100: Detalle de la colocación de las instalaciones sanitarias parte IV.....	142
Figura 101: Detalle de la colocación de la malla de temperatura.....	142
Figura 102: Detalle de la colocación de todos los componentes en el Sistema Vigacero..	143
Figura 103: Vaciado del concreto premezclado o insitu.....	144
Figura 104: Tarrajeo convencional en el Sistema de Vigacero.....	144
Figura 105: Colocación del refuerzo de malla para el tarrajeo en el Sistema de Vigacero.	145
Figura 106: Colocación de la pasta de cemento con un puente adherente en el Sistema de Vigacero.....	145
Figura 107: Colocación alambre galvanizado @ 20cm en el Sistema de Vigacero parte I.	146
Figura 108: Colocación alambre galvanizado @ 20cm en el Sistema de Vigacero parte II.....	146
Figura 109: Colocación alambre galvanizado @ 20cm en el Sistema de Vigacero parte III.....	147
Figura 110: Colocación de la pasta de cemento en el tarrajeo con alambres en el Sistema de Vigacero.....	147
Figura 111: Acabados con placa de yeso en el Sistema de Vigacero.....	148
Figura 112: Acabados arquitectónicos en el Sistema de Vigacero parte I.....	149
Figura 113: Acabados arquitectónicos en el Sistema de Vigacero parte II.....	149
Figura 114: Detallado del sistema de losa aligerada tipo Firth.....	150
Figura 115: Detallado de la vigueta tipo Firth.....	152
Figura 116: Colocación de la malla de temperatura en las viguetas prefabricadas Firth...	156
Figura 117: Colocación de las viguetas prefabricadas Firth en obra.....	157
Figura 118: Izaje de las viguetas prefabricadas Firth en obra parte I.....	157
Figura 119: Izaje de las viguetas prefabricadas Firth en obra parte II.....	158
Figura 120: Apuntalamiento de las viguetas prefabricadas Firth en obra.....	158
Figura 121: Detalle del anclaje de la vigueta prefabricada tipo Firth en apoyo discontinuo.....	159
Figura 122: Detalle del anclaje de la vigueta prefabricada tipo Firth en apoyo continuo...	160
Figura 123: Detalle del anclaje de la vigueta prefabricada tipo Firth en apoyo discontinuo con concentración de acero.....	160
Figura 124: Detalle del anclaje de la vigueta prefabricada tipo Firth en apoyo continuo con concentración de acero.....	161
Figura 125: Detalle de las instalaciones sanitarias en el sistema tipo Firth parte I.....	161
Figura 126: Detalle de las instalaciones sanitarias en el sistema tipo Firth parte II.....	162

Figura 127: Detalle de instalaciones sanitarias en el sistema de losa aligerada tipo Firth.	162
Figura 128: Detalle de colocación de la bandeja de instalación sanitaria.....	163
Figura 129: Sistema estructural para el sistema Vigacero.....	165
Figura 130: Sistema estructural para el sistema Vigacero planta típica.....	166
Figura 131: Detalla final del sistema Vigacero.....	167
Figura 132: Sistema estructural para el sistema Firth.....	168
Figura 133: Sistema estructural para el sistema Firth planta típica.....	169
Figura 134: Sistema estructural para el sistema Firth planta típica.....	170
Figura 135: Detallado de colocación de las viguetas prefabricadas tipo Vigacero en planta.....	172
Figura 136: Detallado de colocación de las viguetas prefabricadas tipo Firth en planta....	174
Figura 137: Derivas en la dirección x, análisis dinámico.....	184
Figura 138: Porcentaje absorbido por la fuerza cortante en el primer nivel dirección X-X.	193
Figura 139: Porcentaje absorbido por la fuerza cortante en el primer nivel dirección Y-Y.	193
Figura 140: Croquis de las viguetas tipo Vigacero.....	194
Figura 141: Detallado de las viguetas tipo Vigacero.....	194
Figura 142: Alternancia de sobrecarga en la vigueta tipo 1.....	197
Figura 143: Croquis de las viguetas tipo Firth.....	198
Figura 144: Detallado de la conexión vigueta con viga utilizando cables vistos.....	199
Figura 145: Diferencias ente viguetas tradicionales y viguetas pretensadas.....	202
Figura 146: Croquis de la viga VP-3 planta típica.....	202
Figura 147: Modelo simplificado para el análisis de cargas de gravedad VP-3.....	203
Figura 148: Envoltente de momentos de diseño de la VP-3 tramo A-B.....	204
Figura 149: Envoltente de momentos de diseño de la VP-3 tramo B-C.....	204
Figura 150: Detallado de acero de la VP 2 para la planta típica para el sistema de losa aligerada tipo Vigacero y Firth.....	209
Figura 151: Plano de ubicación de las columnas.....	210
Figura 152: Diagrama de Interacción de la Columna C3 para un sismo X-X.....	212
Figura 153: Diagrama de Interacción de la Columna C3 para un sismo Y-Y.....	212
Figura 154: Detallado de acero para la columna C3.....	214
Figura 156: Distribución de acero en la placa PL-01.....	214
Figura 157: Diagrama de Interacción de la placa PL-01 para un sismo X-X.....	217
Figura 158: Diagrama de Interacción de la placa PL-01 para un sismo Y-Y.....	218
Figura 159: Detallado de acero para la placa PL-01 sistema Vigacero-Firth.....	219
Figura 160: Áreas tributarias de losa de cimentación para las vigas de cimentación.....	221

Figura 161: Momentos flectores en la dirección X-X para la losa de cimentación.....	222
Figura 162: Momentos flectores en la dirección Y-Y para la losa de cimentación.....	222
Figura 163: Área tributaria para la viga de cimentación.....	224
Figura 164: Distribución uniforme de presión para la viga de cimentación VC-B.....	224
Figura 165: Diagrama de cortante y momento flector para la viga de cimentación VC-B...	225
Figura 166: Platea de cimentación con vigas de cimentación (losa en la parte superior, viga en la parte inferior)	226
Figura 167: Planta del sótano, muros de sótano.....	227

INDICE DE TABLAS

Tabla 1: Sistema estructural para cada tipo de categoría de la edificación y en diferentes zonas.....	18
Tabla 2: Limites de derivas del entrepiso.....	23
Tabla 3: Luz libre para cada tramo y luz critica.....	24
Tabla 4: Rangos de dimensiones de vigas.....	25
Tabla 5: Dimensiones finales de vigas.....	25
Tabla 6: Dimensiones finales de columnas.....	26
Tabla 7: Fuerzas cortante tanto para la dirección X e Y.....	27
Tabla 8: Derivas de cada piso de la estructura de la alternativo 01.....	30
Tabla 9: Dimensiones de las columnas y placas de la alternativa 02.....	31
Tabla 10: Derivas en la dirección x-x de cada piso de la estructura de la alternativo 02.....	31
Tabla 11: Derivas en la dirección y-y de cada piso de la estructura de la alternativo 02.....	32
Tabla 12: Metrado de cargas para losa tipo 01, planta del sótano.....	36
Tabla 13: Metrado de cargas para losa tipo 01, planta típica.....	37
Tabla 14: Metrado de cargas para losa tipo 01, planta de azotea.....	37
Tabla 15: Metrado de cargas para VP1-100, planta del sótano.....	38
Tabla 16: Metrado de cargas para VP1-100, planta típica.....	39
Tabla 17: Metrado de cargas para VP1-100, planta de azotea.....	39
Tabla 18: Metrado de cargas para C1, planta del sótano.....	41
Tabla 19: Metrado de cargas para C1, planta típica.....	41
Tabla 20: Metrado de cargas para C1, planta de azotea.....	41
Tabla 21: Metrado de cargas para PL-01, planta del sótano.....	43
Tabla 22: Metrado de cargas para PL-01, planta del primer piso.....	43
Tabla 23: Metrado de cargas para PL-01, planta de la azotea.....	43
Tabla 24: Comparativo del metrado isostático e hiperestático.....	44
Tabla 25: Factores de para cada diferente zona del país peruano.....	48
Tabla 26: Categorización para cada tipo de edificación, con su factor de uso (U).....	49
Tabla 27: Factor de suelo S.....	50
Tabla 28: Distintos periodos para cada tipo de suelo (Tp y TI).....	50
Tabla 29: Restricciones de irregularidad para distintos tipos de edificación.....	51
Tabla 30: Calculo de la densidad del Peso de la edificación.....	52
Tabla 31: Derivas de cada nivel en la dirección x, análisis dinámico.....	53
Tabla 32: Derivas de cada nivel en la dirección y, análisis dinámico.....	53
Tabla 33: Modos de vibración, periodos y porcentajes de masa participativa.....	54
Tabla 34: Masa participativa para cada dirección.....	55
Tabla 35: Irregularidad de piso blando en la dirección X, E0.30-2016.....	56
Tabla 36: Irregularidad piso blando en la dirección Y, E0.30-2016.....	56
Tabla 37: Irregularidad torsional en la dirección X, E0.30-2016.....	57

Tabla 38: Irregularidad de torsional en la dirección Y, E0.30-2016.....	57
Tabla 39: Momento de volteo para cada piso de la edificación.....	58
Tabla 40: Factor de seguridad de la estabilidad del edificio.....	59
Tabla 41: Cortante basal estática, dinámica y factor de amplificación.....	59
Tabla 42: Deflexiones admisibles para cada tipo de elemento.....	67
Tabla 43: Diseño de la losa tipo 01, planta típica.....	69
Tabla 44: Deflexión máxima de la losa tipo 01, planta típica.....	70
Tabla 45: Longitudes de anclaje en tracción para barras superiores e inferiores.	78
Tabla 46: Longitudes de desarrollo de barras en tracción para un gancho estandar.....	79
Tabla 47 Combinación de cargas para la viga VP-3.....	82
Tabla 48: Diseño por flexión de la viga VP-3.	84
Tabla 49: Fuerza Cortante ultima de la viga VP-3.	84
Tabla 50: Calculo de la fuerza cortante ultima de la viga VP-3 por el método de la capacidad.	85
Tabla 51: Diseño de estribos de la viga VP-3.	85
Tabla 52: Calculo del ancho de fisuras para la viga VP-3.	86
Tabla 53: Calculo de deflexión para la viga VP-3.	86
Tabla 54: Estado de cargas de la columna C3.	92
Tabla 55: Combinaciones de cargas para un sismo en X, columna C3.	93
Tabla 56: Combinaciones de cargas para un sismo en Y, columna C3.	93
Tabla 57: Cuantías mínimas para una placa.	99
Tabla 58: Solicitaciones de cargas para la placa PL-01.	102
Tabla 59: Combinaciones de cargas para la placa PL-01.	102
Tabla 60: Diseño por flexocompresión para la placa PL-01.	102
Tabla 61: Diseño por corte para la placa PL-01.	105
Tabla 62: Coeficiente según el Joint Comitee ASCE-ACI 1940 para losas macizas en 2 direcciones.	117
Tabla 63: Diseño por flexión para la losa de cimentación en la dirección X.	119
Tabla 64: Diseño por flexión para la losa de cimentación en la dirección Y.	119
Tabla 65: Diseño por flexión para la viga de cimentación VC-2.	121
Tabla 66: Coeficiente según el Joint Comitee ASCE-ACI 1940 para losas macizas en 2 direcciones.	126
Tabla 67: Diseño del muro de sótano.	126
Tabla 68: Calculo del ancho de fisura en el muro de sotano.....	126
Tabla 69: Características de las mallas electrosoldada estándares en el mercado.	134
Tabla 70: Tipos de viguetas prefabricadas Firth.	151
Tabla 71: Propiedades de cada serie de viguetas prefabricadas Firth.	152
Tabla 72: Propiedades de los ladrillos en las viguetas prefabricadas Firth.	153
Tabla 73: Tipos de ladrillos en las viguetas prefabricadas Firth.	153

Tabla 74: Características de ladrillos en las viguetas prefabricadas Firth.	154
Tabla 75: Tipos de malla de temperatura en las viguetas prefabricadas Firth.	155
Tabla 76: Tipos de malla de temperatura en las viguetas prefabricadas Firth.	156
Tabla 77: Espaciamientos de los puntales para distintos espesores de losas y series.	158
Tabla 78: Desapuntalamiento en días para distintas luces de paños de losas.	163
Tabla 79: Dimensiones de las vigas de la edificación para el sistema Vigacero.	165
Tabla 80: Dimensiones de columnas y placas de la edificación para el sistema Vigacero.	165
Tabla 81: Espesor del sistema Vigacero según la luz y sobrecarga.	166
Tabla 82: Dimensiones de las vigas de la edificación para el sistema Vigacero.	168
Tabla 83: Dimensiones de columnas y placas de la edificación para el sistema Vigacero.....	168
Tabla 84: Espesor del sistema Firth según la luz.	169
Tabla 85: Peso propio del sistema Firth para distintos espesores de losa.....	169
Tabla 86: Comparativos de Diseño del sistema Vigacero y sistema Firth.	170
Tabla 87: Metrado de cargas para losa tipo 01, planta del sótano.....	172
Tabla 88: Metrado de cargas para losa tipo 01, planta típica.	172
Tabla 89: Metrado de cargas para losa tipo 01, planta de azotea.	172
Tabla 90: Comparativo del sistema Tradicional y sistema Vigacero.	173
Tabla 91: Metrado de cargas para VP1-100, planta del sótano.	174
Tabla 92: Metrado de cargas para VP1-100, planta típica.	174
Tabla 93: Metrado de cargas para VP1-100, planta de azotea.	174
Tabla 94: Comparativo del peso propio de los 3 sistema de losas aligeradas.	175
Tabla 95: Metrado de cargas para VP1-100, planta del sótano.	175
Tabla 96: Metrado de cargas para VP1-100, planta típica.	176
Tabla 97: Metrado de cargas para VP1-100, planta de azotea.	176
Tabla 98: Comparativo de la carga que soporta la viga VP-01 en los 3 sistema de losas aligeradas.....	176
Tabla 99: Metrado de cargas para C1, planta del sótano.	177
Tabla 100: Metrado de cargas para C1, primer nivel.	177
Tabla 102: Metrado de cargas para C1, planta de azotea.....	178
Tabla 103: Comparativo de la carga que soporta la columna C1 en los 3 sistema de losas aligeradas.....	178
Tabla 104: Metrado de cargas para PL-01, planta del sótano.....	179
Tabla 105: Metrado de cargas para PL-01, planta del primer piso.	179
Tabla 106: Metrado de cargas para PL-01, planta típica.	180
Tabla 107: Metrado de cargas para PL-01, planta de la azotea.	180
Tabla 108: Comparativo de la carga que soporta la placa PL-01 en los 3 sistema de losas aligeradas.....	181
Tabla 109: Comparativo de la Cortante estática en los 3 sistema de losas aligeradas.....	182
Tabla 110: Derivas en la dirección x, análisis dinámico para el sistema Vigacero y Firth.....	183

Tabla 111: Derivas en la dirección y, análisis dinámico para el sistema de Vigacero y Firth.....	184
Tabla 112: Comparativo de derivas en la dirección x para los 3 sistemas de losas aligeradas.....	184
Tabla 113: Comparativo de derivas en la dirección y para los 3 sistemas de losas aligeradas.....	185
Tabla 114: Modos de vibración, periodos y porcentajes de masas participativa.....	186
Tabla 115: Masa participativa para cada dirección.	187
Tabla 116: Irregularidad de piso blando en la dirección X.	188
Tabla 117: Irregularidad de piso blando en la dirección Y.	188
Tabla 118: Irregularidad torsional en la dirección X.....	189
Tabla 119: Irregularidad torsional en la dirección Y	189
Tabla 120: Momento de volteo para cada piso de la edificación.....	190
Tabla 121: Factor de seguridad de la estabilidad del edificio.....	191
Tabla 122: Cortante basal estática, dinámica y factor de amplificación.....	191
Tabla 123: Carga ultima para viguetas Vigacero.	194
Tabla 124: Diseño de acero negativo del sistema de losas tipo Vigacero.	195
Tabla 125: Diseño de acero negativo del sistema de losas tipo Firth.	199
Tabla 126: Determinación del tipo de serie de la vigueta tipo Firth según la luz.	199
Tabla 127: Momentos admisibles para cada serie de viguetas tipo Firth.	200
Tabla 128: Cortante ultima para diferentes espesores del sistema de losa aligerada tipo Firth....	200
Tabla 129: Combinaciones de cargas para la viga VP-3, para los sistemas Vigacero y Firth.....	202
Tabla 130: Diseño de acero de la viga VP-03 para sistema de losas tipo Vigacero y Firth.....	204
Tabla 131: Diseño por cortante de la viga VP-03 para sistema de losas tipo Vigacero y Firth.....	204
Tabla 132: Diseño por cortante por el método de la resistencia de la viga VP-03 para sistema de losas tipo Vigacero y Firth.	205
Tabla 133: Diseño por cortante por el método de la capacidad de la viga VP-03 para sistema de losas tipo Vigacero y Firth.	205
Tabla 134: Control de ancho de fisuras para la viga VP-03.	206
Tabla 135: Control de deflexiones para la viga VP-03.....	206
Tabla 136: Diseño de acero negativo del sistema de losas tipo Firth.	207
Tabla 137: Estados de carga para la columna C3.....	209
Tabla 138: Combinación de cargas para un sismo X.....	210
Tabla 139: Combinación de cargas para un sismo Y.....	210
Tabla 140: Estados de carga para la columna PL-01.....	214
Tabla 141: Combinación de cargas para la placa PL-01, sismo X.....	214
Tabla 142: Combinación de cargas para la placa PL-01, sismo X.....	214
Tabla 143: Diseño por flexocompresión para la Placa PL-01.....	215
Tabla 144: Diseño por Corte para la placa PL-01.....	217
Tabla 145: Diseño por flexión de la losa de cimentación en la dirección X.....	222
Tabla 146: Diseño por flexión de la losa de cimentación en la dirección Y.....	222
Tabla 147: Diseño por flexión para Viga de Cimentación VC-B.....	224

Tabla 148: Coeficiente según el Joint Comitee ASCE-ACI 1940 para losas macizas en 2 direcciones.....	227
Tabla 149: Diseño por flexión para el muro de sótano.....	227
Tabla 150: Control de deflexión para la viga VP-03.....	228

RESUMEN

La presente tesis tiene como objetivo principal realizar el análisis y diseño estructural de una edificación de 12 pisos y un sótano utilizando 3 tecnologías de losas aligeradas: la tradicional, Vigacero y Firth, además de un costo y presupuesto para ver cuál es la mejor alternativa que brinda mayores ventajas estructurales a un menor costo de construcción.

El edificio se encuentra ubicado en el distrito de Huancayo, departamento de Junín. Consta de un sótano para estacionamiento y se encuentra un ascensor de vehículos, un primer piso que cuenta con un teatrín, del piso 2 al piso 12 cuenta con 1 departamento de 160 m² por pisos. Tiene las siguientes dimensiones 18m x 11.8m haciendo un área de 211.5m². La arquitectura planteada cuenta con 2 ascensores y una escalera, esta última está separada de la estructura de la edificación por la cual no se diseñará. El suelo de cimentación según el Estudio de Mecánica de Suelos tiene una capacidad portante de 2kg/cm² siendo esta un suelo constituido por grava arenosa medianamente densa GW. Según la norma E0.30 corresponde a un tipo suelo S2 suelos intermedios.

Como primer punto, se realizó la estructuración y predimensionamiento de los elementos estructurales. Inicialmente se tuvo un sistema aporticada planteado por la arquitectura, sin embargo, al poseer poca rigidez lateral se planteó un sistema dual. Este último sistema estructural se utilizará tanto para los 3 sistemas de losas aligeradas prefabricadas para no alterar la arquitectura planteada.

Una vez establecido el sistema estructural y las dimensionales de los elementos estructurales, se realizó el metrado y análisis sísmico de la estructural para cada sistema de losas aligeradas prefabricadas: Tradicional, Vigacero y Firth. Se descubrió que las estructuras con el sistema de losas aligeradas prefabricadas: Vigacero y Firth tienen menor masa sísmica y por ende menor cortante basal que la estructura con el sistema de losas aligeradas Tradicional.

Respecto al diseño estructural de los elementos estructurales, se realizó el diseño para cada sistema de losas aligeradas prefabricadas: Tradicional, Vigacero y Firth. Y como último punto, se realizó el presupuesto para cada estructura con los diferentes sistemas de losas aligeradas prefabricadas.

ABSTRACT

The main objective of this thesis is to perform the analysis and structural design of a 12-story building and a basement using 3 technologies of lightened slabs: the traditional, Vigacero and Firth, plus a cost and budget to see what is the best alternative provides greater structural advantages at a lower construction cost.

The building is located in the district of Huancayo, department of Junín. It consists of a basement for parking and is a vehicle lift, a first floor that has a theater, from floor 2 to floor 12 has 1 apartment of 160 m² per floor. It has the following dimensions 18m x 11.8m making an area of 211.5m². The proposed architecture has 2 elevators and a staircase, the latter is separated from the structure of the building for which it will not be designed. The foundation soil according to the Soil Mechanics Study has a carrying capacity of 2kg / cm², this being a soil composed of moderately dense sandy gravel GW. According to the standard E0.30 corresponds to a soil type S2 intermediate soils.

As a first point, the structuring and pre-dimensioning of the structural elements was carried out. Initially there was a contrived system proposed by the architecture, however, having little lateral rigidity, a dual system was proposed. This last structural system will be used both for the 3 systems of lightened prefabricated slabs in order not to alter the architecture proposed.

Once the structural system and the dimensions of the structural elements were established, the metering and seismic analysis of the structural for each system of prefabricated lightened slabs was carried out: Traditional, Vigacero and Firth. It was discovered that the structures with the system of lightened prefabricated slabs: Vigacero and Firth have lower seismic mass and therefore lower basal shear than the structure with the system of lightened Traditional slabs.

Regarding the structural design of the structural elements, the design was made for each system of prefabricated lightened slabs: Traditional, Vigacero and Firth. And as a last point, the budget was made for each structure with the different systems of lightened prefabricated slabs.

INTRODUCCION

Como bien es sabido, la poca disponibilidad de terrenos y la óptima rentabilidad que representa su inversión, ha permitido que en la actualidad se ejecuten edificaciones cada vez más altas. Por lo cual esto representa nuevos desafíos que enfrenta el sector construcción y una excelente elección es utilizar sistemas constructivos No convencionales de losas aligeradas. Se usan con la finalidad de tener estructuras más ligeras y económicas, lo que es beneficioso para disminuir fuerzas horizontales causadas por un sismo y su proceso constructivo es más sencillo que la tradicional ya que no requiere encofrado.

Por lo expuesto, el objeto del trabajo de la tesis es diseñar los elementos estructurales de una edificación de 12 pisos y un sótano que tiene el uso de vivienda utilizando 3 tecnologías de losas aligeradas: Tradicional, Vigacero y Firth. Adicionalmente se hará un presupuesto de las 3 tecnologías con un costo beneficio para elegir la mejor alternativa.

Por lo cual la presente investigación desarrolla los siguientes temas. En el Capítulo I da a conocer el planteamiento del estudio de la investigación.

En el Capítulo II se realiza la descripción del proyecto, criterios generales de estructuración y predimensionamiento de los elementos estructurales.

En el Capítulo III se definen las cargas de diseño, metrado de cargas para cada elemento estructural, para posteriormente realizar el análisis estructural tanto para cargas de gravedad y cargas de sismo con el sistema de aligerado tradicional.

En el capítulo IV se realiza el diseño estructural para cada elemento estructural utilizando losas aligeradas tipo Convencional plasmando estos diseños en un buen detallado de planos estructurales.

En el Capítulo V se dará a conocer los aspectos generales de los sistemas de Vigacero y Firth, diseño estructural con losas aligeradas tipo Vigacero y tipo Firth.

En el Capítulo VI se realiza el metrado y presupuesto donde veremos el costo de cada sistema tanto Tradicional, Vigacero y Firth.

CAPITULO I

PLANTEAMIENTO DEL ESTUDIO

1.1 PLANTEAMIENTO Y FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

1.1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

El deficiente diseño estructural de las edificaciones en el mundo en zonas altamente sísmicas es un problema latente ya que la mayoría de estructuras están diseñadas solo para cargas de gravedad sin ningún factor de seguridad y es más no se considera el efecto del sismo. Los movimientos sísmicos son intempestivos que se dan a lo largo del tiempo en el mundo entero provocando destrucciones, como en el terremoto de México 2017, Japón 2011, Alaska 1964 y Chile 1960, donde hubo varias edificaciones destruidas y con pérdidas de vidas humanas.

En el caso del sismo de México 2017 que tuvo un terremoto de magnitud 7.1 causó el colapso de 29 estructuras incluyendo edificios habitacionales, escuelas, puentes peatonales y carreteras. Según la Normativa de Diseño Sísmoresistente se menciona que toda edificación con un correcto diseño estructural ante un sismo severo podría aceptar daños estructurales sin llegar al colapso. En el sismo de México 2017 hubo algunos edificios con un correcto diseño estructural que nunca llegaron al colapso, como es el caso del edificio “Federal de la ciudad de México” que no tuvo daños

estructurales, se tuvo solo daños en la fachada exterior de la edificación como se observa en la figura N° 1. Acá se hace notar que se tuvo en consideración tanto los efectos de las cargas de gravedad como las cargas sísmicas.

Figura 1: Edificio Federal, antes y después del terremoto de México 2017.



Fuente: Eduardo Verdugo, 2017

En este sismo de México en el año 2017, también se vio edificaciones que al tener un deficiente diseño estructural colapsaron en su totalidad. En la figura N° 2 se puede observar que el edificio “Condesa” de 7 nivel para uso de vivienda se mantiene en total funcionamiento antes del sismo, pero después del efecto del sismo esta edificación colapsa en su totalidad. Se hace notar que solo se tuvo en consideración las cargas de gravedad, mas no las cargas de sismo.

Figura 2: Edificio Condesa antes y después del terremoto de México 2017



Fuente: Alejandro Cruz

Como también hubo edificación que tuvieron solo daños en los elementos no estructurales como rajaduras en las tabiquerías. Estas edificaciones fueron bien diseñadas tanto por cargas de gravedad y sismo ya que la Normativa permite que en sismos de grado severo tenga daños en elementos no estructurales y hasta daños estructurales sin llegar a un colapso total.

Figura 3 Edificio Acrópolis antes y después del sismo



Fuente: Alejandro Cruz

El Perú es un país con alta actividad sísmica por estar ubicado exactamente sobre la frontera entre dos placas tectónicas: La Placa Oceánica de Nazca y La Placa Continental Sudamericana. El choque de acercamiento con subducción entre estas placas libera energía provocando fenómenos sísmicos a lo largo y ancho del país.

En el Perú la construcción de edificaciones sin ninguna asesoría profesional en el diseño y construcción, conlleva a que estas edificaciones en particular sean vulnerables ante un movimiento telúrico.

Según el diario La República en junio 2013, su reportaje manifiesta que cada año se construye 50 000 edificaciones informales. Solo en la capital del Perú las edificaciones con un asesoramiento profesional que se construyen en un año alcanzan a las 18 000 edificaciones, mientras que las cifras de edificaciones sin ningún asesoramiento profesional alcanzan alrededor de 30 000 edificaciones es decir casi al doble, según el Informe de la Asociación de Desarrolladores Inmobiliarios del Perú.

Edificaciones con pésimo diseño estructural o peor aún sin tener consideraciones mínimas de diseño sometidas a un sismo como el de Pisco-Perú del 15 de agosto del 2007 tuvo como consecuencias catastróficas 596 muertos, 2294 heridos graves, 76,000 edificaciones destruidas inhabitables, 431,000 de personas afectadas, y un millón de pérdidas materiales. También se registraron daños en 192 492 edificaciones en siete distritos en las regiones de Huancavelica, Ica y Lima lo cual corresponde al 78.1% del total de las viviendas existentes. El 27,1% de las viviendas dañadas fueron consideradas como destruidas porque tuvieron paredes y techos derrumbados, caídos o destruidos. El 79,9% restante presentó desde pequeñas rajaduras hasta serios daños en la mayor parte de las paredes y fueron consideradas como inhabitables. El 68% de las viviendas con algún tipo de daño y el 90% de las reportadas como destruidas estuvieron en la región Ica, principalmente en la provincia de Chincha e Ica.

En la figura N° 4 se observa el hotel Embassy que colapso ante el sismo de Pisco-Perú debido que tenía irregularidad por piso blando, esto ocurre cuando en los primeros pisos se tiene poca rigidez lateral en comparación con los pisos superiores.

Figura 4: Hotel Embassy colapsado ante el sismo de Pisco, Perú 2007



Fuente: Informe Técnico CERESIS

La causa de este problema es que en el Perú “no se controla el diseño estructural de la edificación que empieza desde la estructuración, predimensionamiento hasta verificar la capacidad no solo para el uso

convencional sino también para las condiciones extremas, tales como exceso de carga, sismo, explosiones y otros fenómenos. También tiene que adaptarse ante las particularidades y dificultades de cada zona". (Ing. Wilson Silva).

En la figura N° 5 se observa que el edificio de uso de vivienda no colapso ante el sismo de Pisco-Perú ya que contaba con muros de concreto armado, estos dan rigidez lateral a la estructural.

Figura 5: Edificio con muro de concreto armado



Fuente: Informe Técnico CERESIS

Huancayo, es otra de las ciudades afectadas ante este problema. Casi el 50% de las edificaciones en Huancayo son edificación sin ningún criterio de diseño estructural, según el informe del Diario Correo en marzo del 2015.

A pesar de que el valle del Mantaro sea considerado en riesgo medio alto no se está aprovechando la oportunidad de incluir nuevas tecnologías como es el caso de prefabricados en losas aligeradas que brinda ventajas estructurales y económicas, siempre y cuando se respete el debido diseño estructural y el correcto proceso constructivo.

Existen edificación ya construidas con deficientes criterios de diseño estructural, en la figura N° 6 se observa una edificación de 7 pisos con una estructura aporricada sin aislamiento con la tabiquería, esto ante las

acciones sísmicas producirá un gran incremento en la rigidez del pórtico causando así una concentración de esfuerzos en la esquina del pórtico. Y como este aumento no estaba considerada en el diseño estructural, teniendo fracturas tanto en el pórtico como en la tabiquería.

Figura 6: Edificio flexible en la ciudad de Huancayo 2018



Fuente: Propia

La edificación de la figura N° 7 muestra que la edificación de 17 pisos cuenta con la irregularidad de torsión en planta, esto ocurre cuando el centro de rigidez se aleja del centro de gravedad a causa de una mala configuración de los elementos que aportan rigidez lateral. En esta edificación se observa que su caja de escalera como su caja de ascensor (elementos que aportan gran rigidez lateral) están en una esquina esto genera que cuando exista cargas sísmicas estas aumentaran por el brazo de palanca que se generó entre el centro de gravedad y centro de rigidez (irregularidad de Torsión). Teniendo así una cortante basal muy elevada, ingenierilmente esto no es lo más adecuado. La solución es reubicar los elementos que aportan rigidez lateral para así tener el centro de rigidez cerca al centro de gravedad y no generar el brazo de palanca (irregularidad de Torsión).

Figura 7: Edificio con irregularidad de torsión en la ciudad de Huancayo 2018.



Fuente: Propia

La edificación ubicada en Jr. Ayacucho con Jr. Libertad muestra 14 niveles con un tipo de estructura solamente Aporticada, lo cual lo hace muy flexible ya que no cuenta con placas además está ubicada en una zona muy cerca de un rio lo cual aumenta el peligro sísmico. Se nota que esta estructura está diseñada solamente para cargas de gravedad y dejan de lado las cargas de sismo, y esto lo hace una estructura muy probable a fallar completamente ante un evento sísmico moderado o severo.

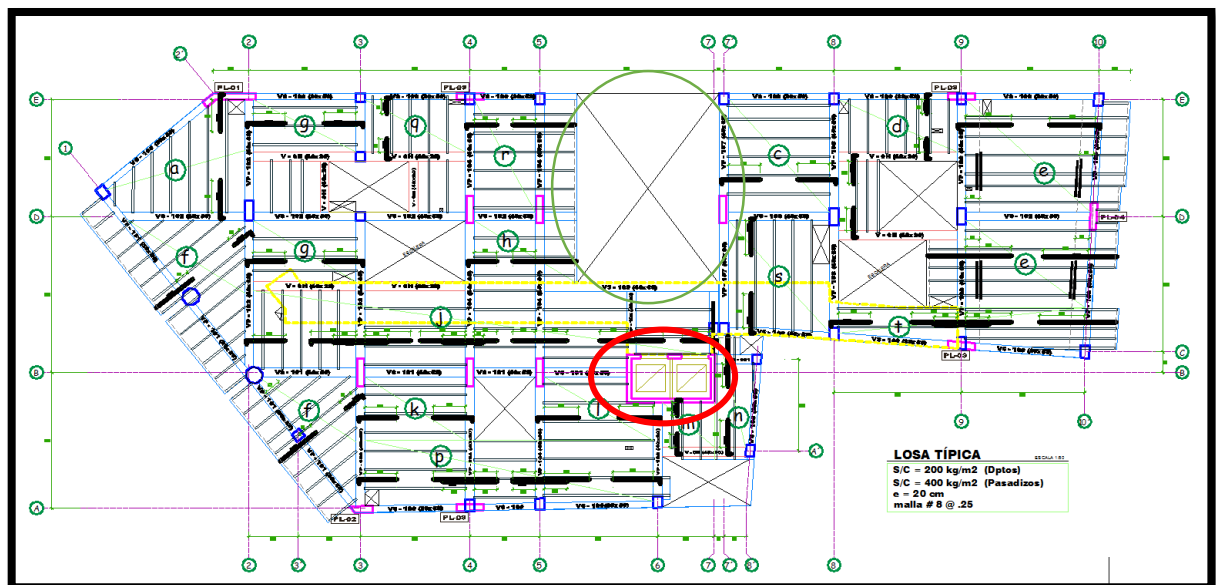
Figura 8: Edificio muy flexible cerca de un rio en la ciudad de Huancayo 2018.



Fuente: Propia

Existe varias edificaciones habitadas y en proceso de construcción que tiene irregularidades en el diseño estructural con sus respectivas licencias de construcciones otorgadas por las autoridades de la Municipalidad de Huancayo. En este caso existe una edificación en la esquina de Av. Giráldez y Av. José Olaya donde en sus planos estructurales revisadas por las autoridades respectivas de la Municipalidad de Huancayo, se nota varias irregularidades como es la de esquinas entrantes, esto se da cuando ambas proyecciones de la estructura, más allá de una esquina entrante son mayores al 150% de la dimensión de la estructura en dicha dirección. También existe irregularidad por torsión ya que la caja de ascensor esta en una esquina generando que el centro de rigidez este en una esquina y así dándole mayor vulnerabilidad ante un evento sísmica.

Figura 9: Planta Típica de una Edificación que tiene viguetas prefabricadas.



Fuente: Propia

Lo cual indica que no le toman ninguna importancia al diseño estructural, tanto las autoridades como los propios ingenieros, ya que en estas edificaciones mostradas habitan vidas humanas.

Dando así una gran falta de criterio en el diseño estructural que se debe de tomar en cuenta en edificaciones en Huancayo, más aún con nuevas tecnologías como es el de losa aligeradas prefabricadas que brinda ventajas económicas y estructurales con un correcto diseño y proceso constructivo.

Es por eso que esta tesis da conocer las ventajas y desventajas de 3 sistemas de losas aligeradas: Tradicional, Vigacero y Firth, en una edificación de uso de residencial tomando en cuenta las respectivas normas de diseño estructural. Para así elegir el mejor sistema de losa aligerada tanto estructuralmente y económicamente.

1.1.2 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

A) PROBLEMA GENERAL

¿Cómo diseñar una edificación de 12 pisos y 1 sótano empleando losas aligeradas de viguetas prefabricadas de tal forma que tenga una mejor respuesta sísmica ante una misma edificación tradicional en la ciudad de Huancayo?

B) PROBLEMAS ESPECÍFICOS

- a) ¿Cómo estructurar una edificación de 12 pisos y 1 sótano empleando losas aligeradas con viguetas prefabricadas para darle una suficiente rigidez ante el sismo?
- b) ¿Qué tipo de cimentación es el más adecuado para una edificación de 12 pisos y 1 sótano empleando losas aligeradas con viguetas prefabricadas?
- c) ¿Qué influencias estructurales y económica tiene una edificación de 12 pisos y 1 sótano empleando los siguientes sistemas de losas aligeradas: Tradicional, Vigacero y Firth en la ciudad de Huancayo?

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 OBJETIVO GENERAL

Diseñar una edificación de 12 pisos y 1 sótano empleando 3 sistemas de losas aligeradas: Tradicional, Vigacero, Firth; en Huancayo de tal forma que tenga una buena respuesta sísmica según la normativa vigente E.0.30

1.2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- a) Determinar un buen criterio de estructuración para una edificación de 12 pisos y 1 sótanos empleando losas aligeradas con viguetas prefabricadas.
- b) Determinar la cimentación más adecuada para una edificación de 12 pisos y 1 sótano empleando 3 sistemas de losas aligeradas.
- c) Determinar Costo y Beneficio de estos 3 diseños estructurales empleando los siguientes sistemas de losas aligeradas: Tradicional, Vigacero y Firth.

JUSTIFICACIÓN E IMPORTANCIA

En la ciudad de Huancayo existe una gran informalidad del diseño estructural con el sistema convencional de concreto armado, más aún con nuevas tecnologías como es el caso de los sistemas de losas aligeradas prefabricados. Por lo que se necesita información para guiar a las personas dedicadas a la construcción hacia una correcta configuración y diseño de edificaciones con estas nuevas tecnologías para cumplir con los lineamientos del Reglamento Nacional de Edificaciones.

La presente tesis pretende dar información manejable, ratios en diseño y costo de una edificación de 12 pisos y un sótano con uso residencial comparando 3 tecnologías en losas aligeradas:

Losas ligeras Tradicionales.

Losas ligeras prefabricadas Tipo VIGACERO.

Losas ligeras prefabricadas Tipo FIRTH.

1.3 HIPÓTESIS

Realizar un diseño estructural de una edificación de 12 pisos y un sótano de uso residencial en la ciudad de Huancayo, con 3 diferentes sistemas de losas aligeradas la tradicional, Vigacero, Firth, teniendo en cuenta el Reglamento Nacional de Edificaciones.

1.4 NORMAS EMPLEADAS

Las normas empleadas son las que están en el Reglamento Nacional de Edificaciones: E020, E030, E050, E060. Como también ACI 350 y el ACI 318 del 2014.

1.5 DELIMITACIÓN DE ESTUDIO

La presente tesis, tuvo con información principal la arquitectura de la edificación y el estudio de mecánica de suelos. Partiendo de esta información el trabajo tiene como contenido el diseño estructural de una edificación de 12 niveles y un sótano comparando costo-benéfico de 3 tecnologías de losas aligeradas prefabricadas, con sus verificaciones según la Normativa y plasmándolos en planos estructurales bien detallados de los siguientes elementos:

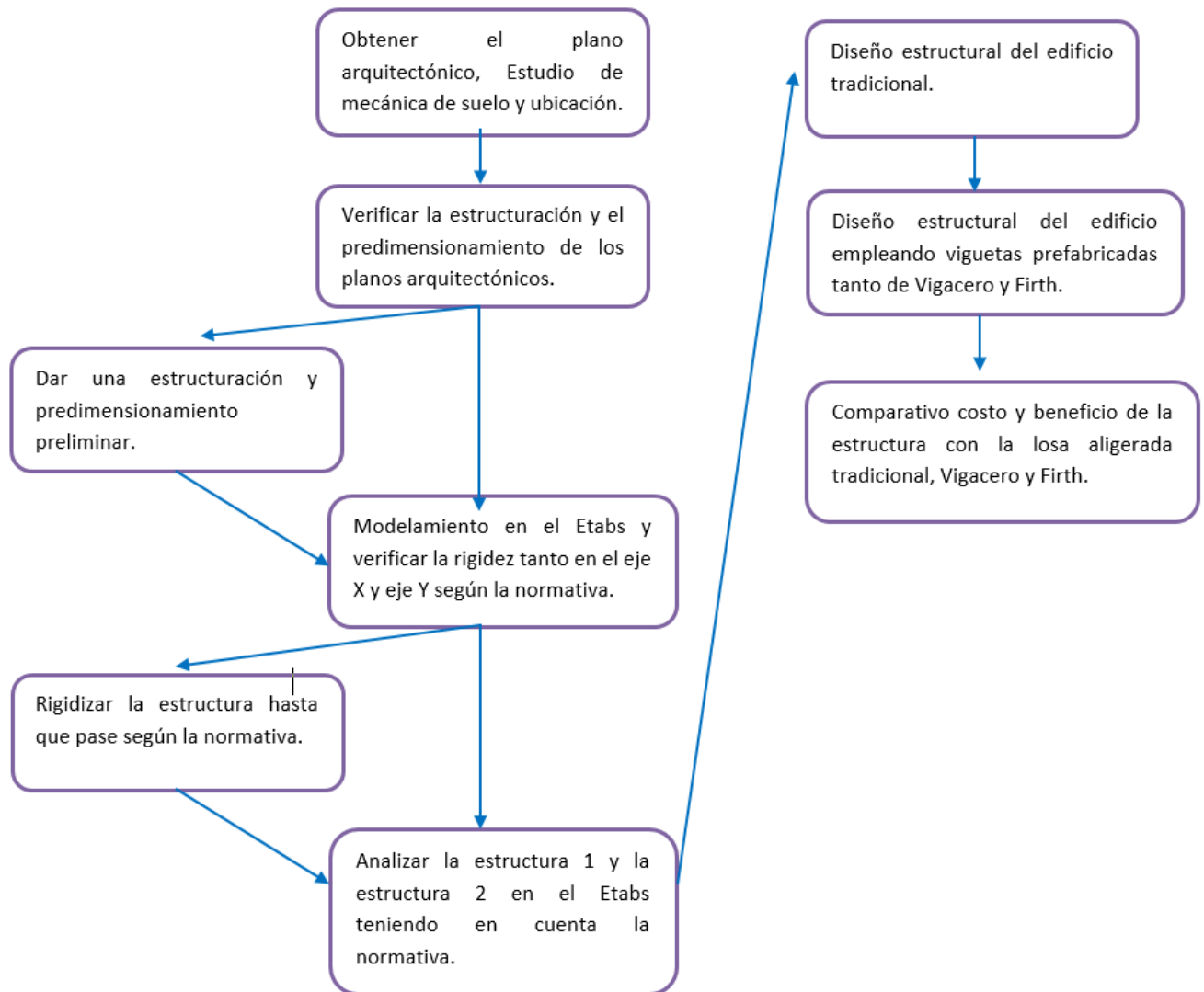
- Losa aligerada tradicional
- Losa aligerada tipo Vigacero
- Losa aligerada tipo Firth
- Vigas
- Columnas
- Placas
- Muros de sótano
- Cimentaciones

1.6 METODOLOGÍA

1. Aspectos generales del proyecto como: arquitectura, estudio de mecánica de suelos, ubicación.
2. Estructuración y predimensionamiento: se tendrá 2 alternativas, una propuesta por el arquitecto y otra realizada con los aspectos de configuración estructural que estable la norma y se realizará una verificación de desplazamiento para ver que la estructuración es la correcta.
3. Metrado y análisis estructural: se realizará el metrado tanto de carga muerta y viva para el sistema de losa aligerada Tradicional, se realizará un análisis sísmico tanto estático y dinámico.
4. Diseño estructural: se diseñará los elementos estructurales teniendo en cuenta el principio de diseño y teniendo en cuenta las verificaciones establecidas por la norma.
5. Aspectos generales de los sistemas de losas aligeradas de viguetas prefabricadas: veremos las bondades de los sistemas prefabricados de losas aligeradas del Vigacero y Firth con sus respectivos procesos constructivos.
6. Análisis y diseño con el sistema de Vigacero y Firth: se tendrá en cuenta el metrado de cargas, el análisis sísmico para poder realizar el diseño de los elementos estructurales.
7. Costo y Presupuesto: se realizará un metrado y presupuesto para los 3 sistemas de losas aligeradas.

En la figura N° 10 se muestra la metodología en forma gráfica dando a conocer los diagramas de actividades que se realizó para la presente tesis.

Figura 10: Flujograma de la metodología utilizada



Fuente: Propia

CAPITULO II

ARQUITECTURA Y CONFIGURACION ESTRUCTURAL

2.1 ASPECTOS GENERALES

2.1.1 DESCRIPCION DEL PROYECTO

La edificación del proyecto de tesis a desarrollar está ubicada en la ciudad de Huancayo en la intersección Av. Giráldez y Av. José Olaya.

Se tiene las siguientes dimensiones

- Frente: 13.75 m.
- Largo: 26.00 m.

Teniendo un área total de 357.8 m² que se dividirán 2 áreas: área verde y área techada de 211.5 (18 m x 11.8 m) ver los planos arquitectónicos.

El edificio multifamiliar cuenta con un sótano de uso para estacionamiento únicamente de 4 vehículos, el primer nivel cuenta con un teatrín, del nivel 2° al 12° cuenta con 1 departamentos por piso. Además, cuenta con una escalera independiente a la estructura principal. Se cuenta con un ascensor de 2 cabinas. Se tiene una cisterna en el sótano y un tanque elevado en la parte superior del ascensor

En las figuras N° 11, N° 12 y N° 13 se muestran los planos arquitectónicos del nivel del sótano, primer nivel y planta típica respectivamente, para la edificación que tendrá como uso de vivienda.

Figura 11: Plano Arquitectónico de la Planta del sótano.

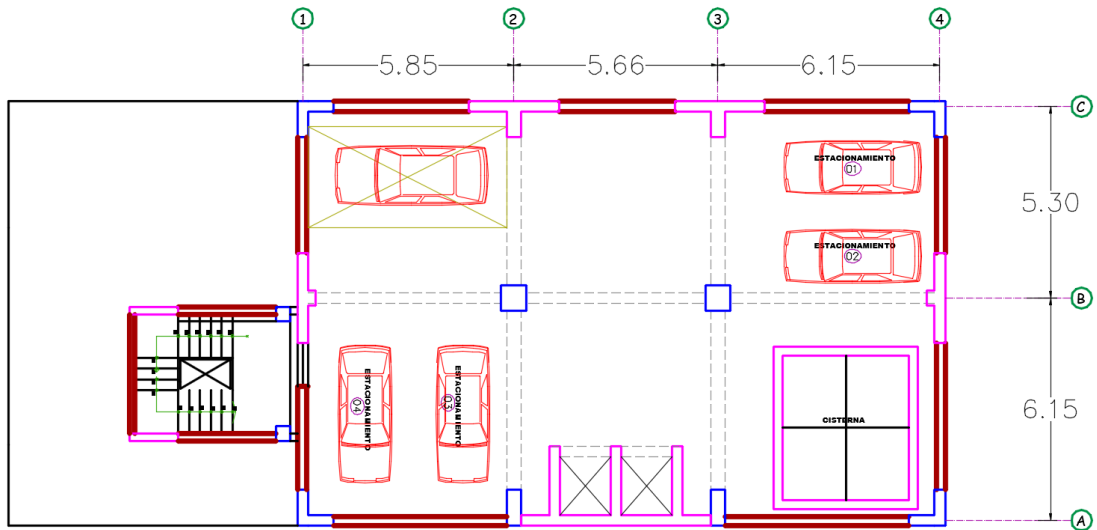


Figura 12: Plano Arquitectónico de la Planta 1° piso.

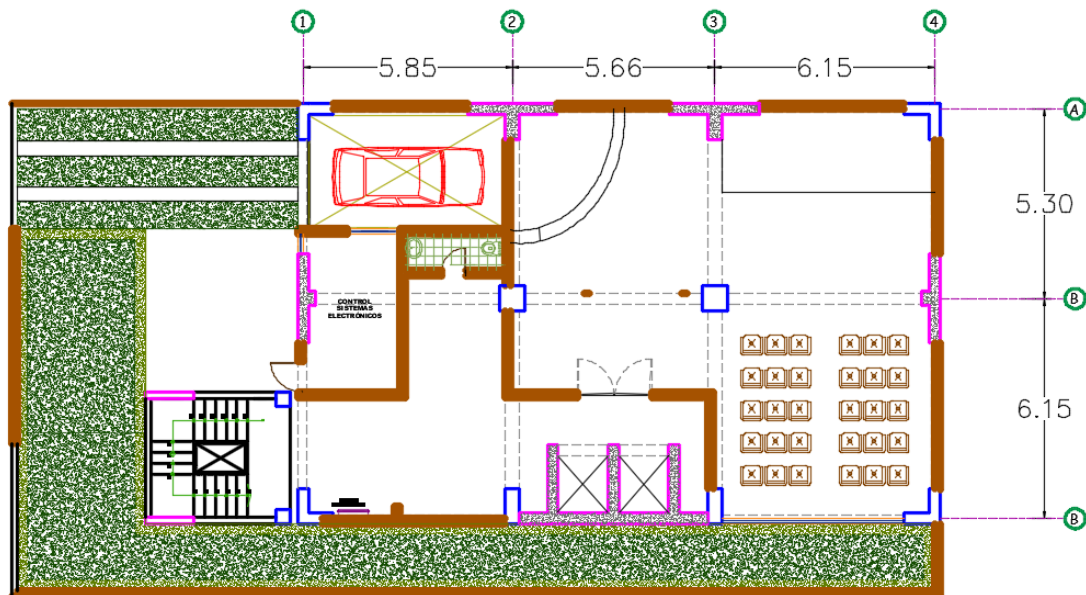
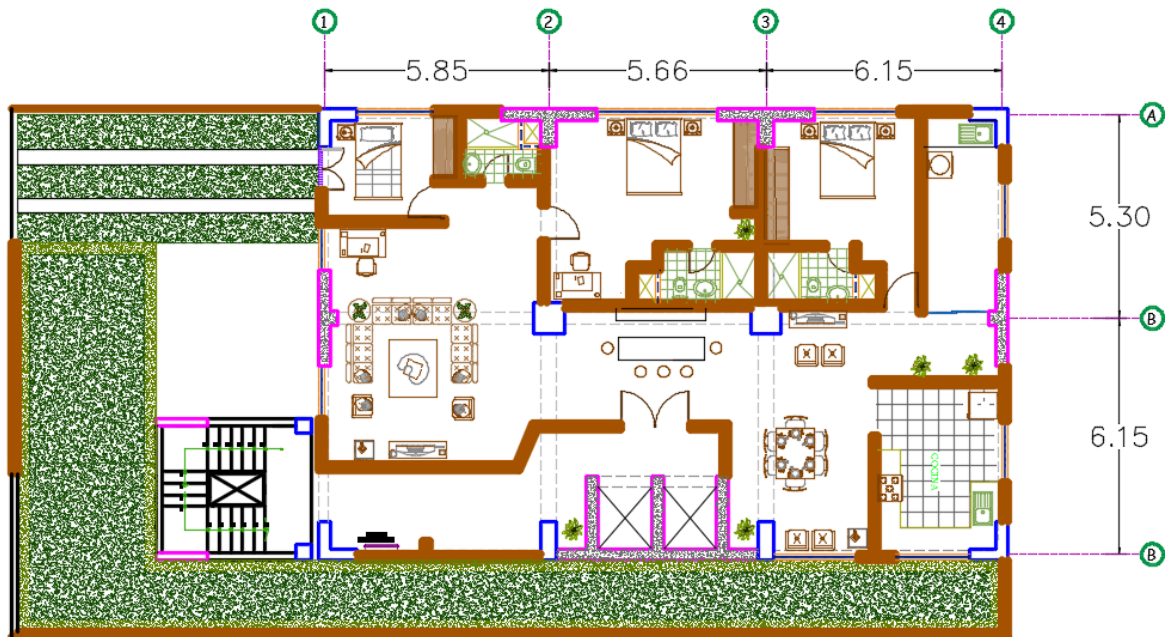


Figura 13: Plano Arquitectónico de la planta típica (2° al 12° piso).



2.1.2 ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS (EMS)

El estudio de mecánica de suelos (EMS) de la edificación en mención, fue proporcionado por el Arquitecto Arturo Palacios Mendizábal encargado del Proyecto: Edificio Multifamiliar SAHARA II. El EMS lo realizó el laboratorio UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA especialistas en ensayos de mecánica de suelos, concreto y asfalto (Ver Anexo 01), donde se han obtenido aspectos fundamentales del suelo, tales como:

- Hasta una profundidad de 6.00 metros se encontró la presencia de limos inorgánicos de media plasticidad de color marrón claro semicompacto.
- De 6.00 metros a 11.00 metros de profundidad el tipo de terreno está compuesto por gravas arcillosas de media plasticidad de color marrón claro compacto.
- Se calculó la capacidad de carga admisible, para diferentes geometría y profundidades de manera que sea el ingeniero a cargo de los diseños quien defina una profundidad de cimentación adecuada para los diseños de la estructura proyectada; teniendo en cuenta que los materiales a mayor profundidad van ganando propiedades de resistencia debido a su compacidad.

- Los asentamientos se encuentran debajo del rango permisible por lo tanto no se espera problemas por asentamientos.
- Con una clasificación SUCS ASTM D2487 de GW.
- Se tiene una capacidad portante de 2 kg/cm² con un Angulo de fricción de 31. 1º, con un peso volumétrico de 1.867 gr/cm³.

2.2 CRITERIOS GENERALES DE ESTRUCTURACION

La estructuración es un procedimiento en el que se ubica los elementos estructurales y se da ciertas características geométricas a estos elementos estructurales (losas, vigas, columnas y placas) para así evitar que la estructura en su conjunto tenga un buen comportamiento antes las sollicitaciones de cargas.

Teniendo en cuenta que mientras más compleja sea la estructura, más difícil resulta predecir su comportamiento sísmico por esta razón, se decidió que la estructura sea lo más simple y limpia posible, de manera que la idealización necesaria para su análisis sísmico se acerque lo más posible a la realidad.

Por lo tanto, se tomó los siguientes criterios para lograr una estructura Sísmoresistente (Blanco Blasco, 1996 y E.030 Diseño Sísmoresistente):

- Simplicidad y Simetría tanto en la dirección x e y.
- Resistencia y Ductilidad.
- Hiperestaticidad y Monolitismo.
- Uniformidad y Continuidad de la Estructura.
- Consideraciones de las condiciones Locales.
- Rigidez Lateral.
- Existencia de Diagramas Rígidos.
- Elemento no Estructurales.
- Cimentaciones.

2.2.1 SISTEMA ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO

Para la elección de sistema estructural se recurrió a la normativa E.0.30 Diseño Sísmoresistente 2018 del Reglamento Nacional de Edificaciones, teniendo en cuenta la tabla N^º 1. En esta tabla se muestran las alternativas de sistemas estructurales que se pueden utilizar teniendo en cuenta el uso

y la zona de la edificación. La edificación tiene un uso C (vivienda) y está en una zona 3 (medianamente sísmica)

Tabla 1: Sistema estructural para cada tipo de categoría de la edificación y en diferentes zonas.

Categoría y estructura de las edificaciones		
Categoría	Zona	Sistema estructural
A1	4 y 3	Aislamiento sísmico con cualquier sistema estructural
	2 y 1	Estructuras de acero tipo SCBF, OCBF y EBF. Estructuras de concreto: Sistema dual, muros de concreto armado. Albañilería armada o confinada.
A2	4,3 y 2	Estructuras de acero tipo SCBF, OCBF y EBF. Estructuras de concreto: Sistema dual, muros de concreto armado. Albañilería armada o confinada.
	1	Cualquier sistema
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. Estructuras de madera.
	1	Cualquier sistema
C	4,3,2 y	
	1	Cualquier sistema

Según lo estableció en la tabla N° 1 indica que se puede utilizar cualquier sistema estructural. Se eligió el sistema dual de concreto armado para satisfacer con los criterios básicos de estructuración y teniendo en cuenta que la edificación a diseñar es una edificación de altura media ya que tiene 12 pisos.

Se planteó 2 tipos de alternativas, la primera alternativa planteada por la arquitectura que cuenta con: 1) una caja de ascensor, columnas perimetrales de 0.40x0.50 metros y columnas centrales de 0.40x0.75 metros

ubicadas en los ejes C-C y D-D concordantes con la dirección X; 2) placas de 1.20 metros en los ejes 1-1 y 4-4 concordantes con el eje Y.

En las figuras N° 15, N° 16 y N° 17 se muestran la primera alternativa de estructuración del nivel de sótano, primer nivel y planta típica respectivamente. La estructuración fue planteada por la arquitectura y se ha demostrado en 2.2.5 que es muy flexible, debido que las derivas sobrepasan las derivas admisibles de la Norma E-0.30.

En las figuras N° 18, N° 19 y N° 20 se muestran la segunda alternativa que cuenta con un sistema dual con placas en las dos direcciones, columnas esquineras en L, caja de ascensor ubicada estratégicamente para que el centro de rigidez y el centro de masa concuerden y así no tenga torsión extrema. Las dimensiones para esta alternativa se darán en el predimensionamiento con criterios estructurales que se detallarán más adelante. Posteriormente, se realizó un análisis sísmico estático aproximado con una carga aproximada de 1Ton/m², se demostró según 2.2.5 que la segunda alternativa pasa satisfactoriamente en la etapa del predimensionamiento.

Con estos criterios de configuración estructural, se pretende que la estructura sea simétrica, simple y se comporte satisfactoriamente ante las diferentes solicitaciones de cargas sin perder la funcionalidad de la edificación.

COMPARACION DE LAS CONFIGURACIONES CORRESPONDIENTES A LAS ALTERNATIVAS 1 (ARQUITECTURA) Y 2 (PROPUESTA)

Figura 15: Planta del sótano de la alternativa 01.

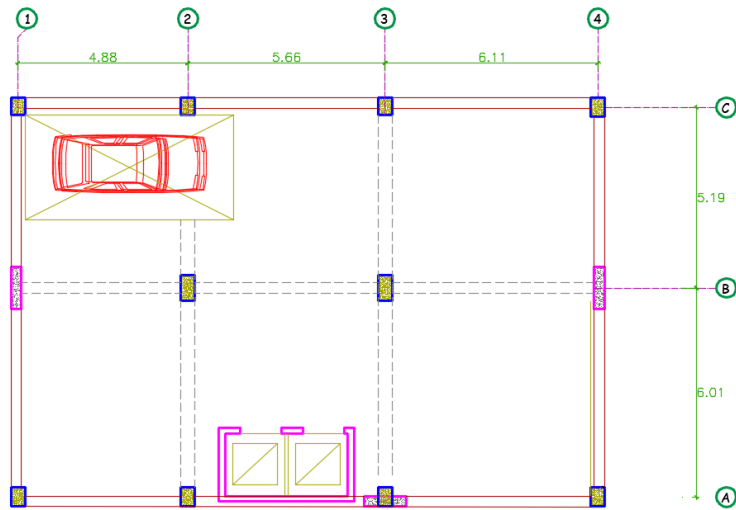


Figura 18: Planta del Sótano de la alternativa 02.

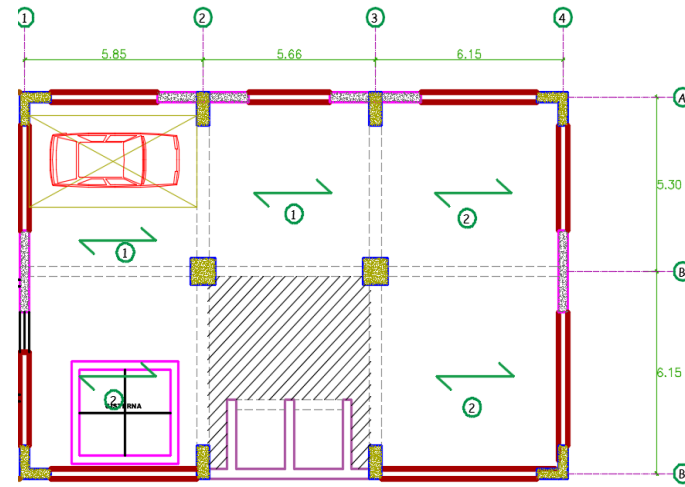


Figura 16: Plano estructural del 1º piso de la alternativa 01.

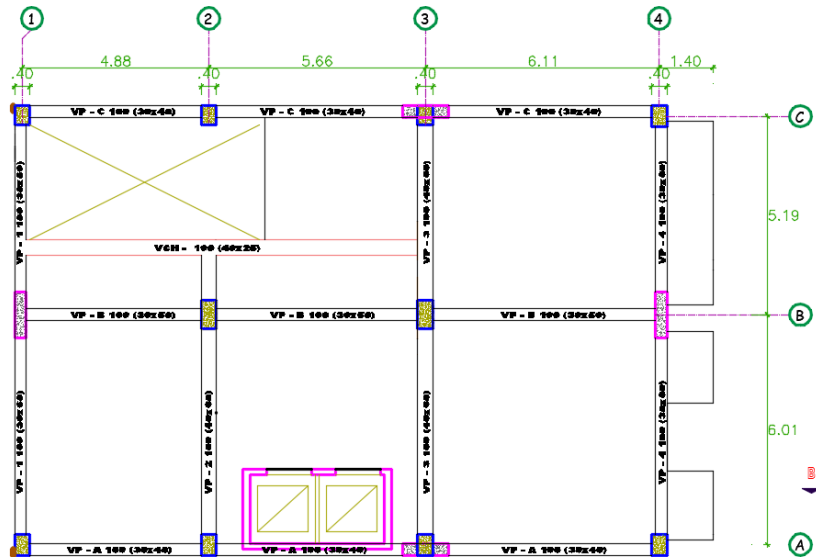
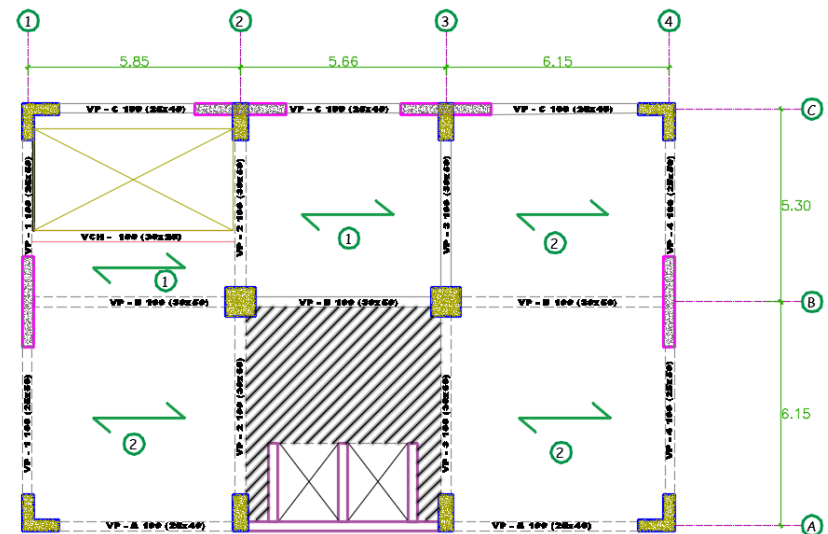


Figura 19: Plano estructural del 1º piso de la alternativa 02



COMPARACION DE LAS CONFIGURACIONES CORRESPONDIENTES A LAS ALTERNATIVAS 1 (ARQUITECTURA) Y 2 (PROPUESTA)

Figura 17: Plano estructural del 2º piso al 12º piso de la alternativa 01.

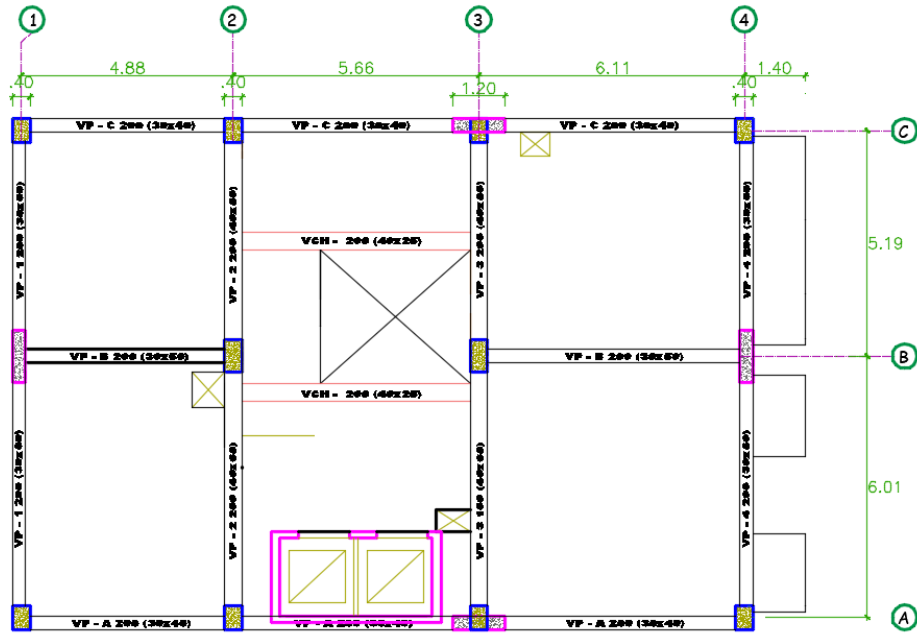
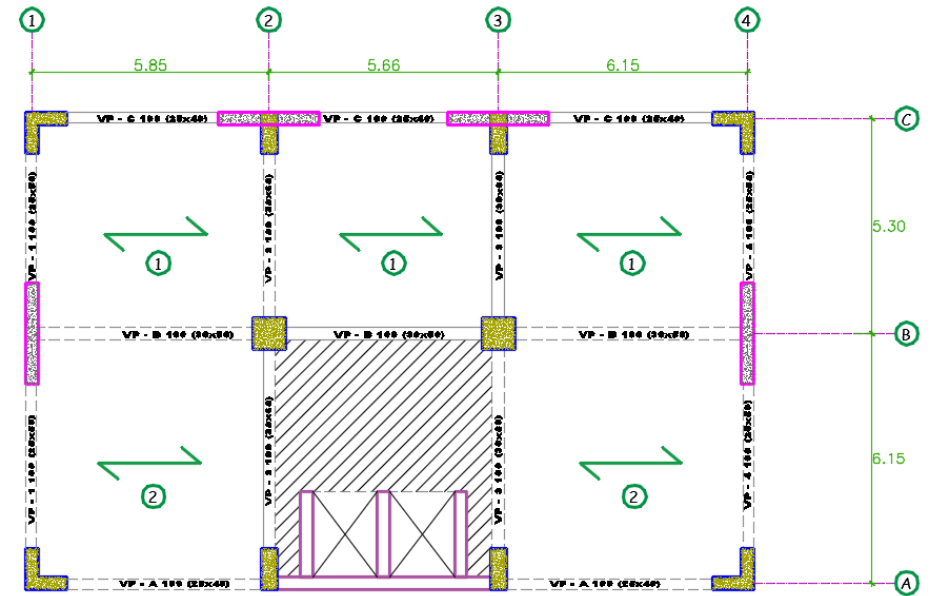


Figura 20: Plano estructural del 2º al 12º piso de la alternativa 02



2.1.1 ELEMENTOS ESTRUCTURALES

- LOSA ALIGERADA TRADICIONAL

Para el techo se optó por el sistema de losa aligerada de una dirección por tener muchos beneficios: menor peso porque se utilizarán ladrillos que sirven como encofrado para las viguetas del sistema tradicional, proporcionan un buen sonido acústico y tiene un comportamiento de diafragma rígido.

Las viguetas tradicionales estarán armadas en el eje x-x (Ver figura N° 20), ya que tiene menor luz libre en esta dirección y porque facilita la ubicación de las tuberías de instalación sanitaria.

- LOSA MACIZA

Para la zona del ascensor se utilizara un sistema de losa maciza de 15 cm de espesor para tener una mejor distribución de cargas.

- VIGAS PERALTADAS

Son elementos estructurales importantes que soportan la losa aligerada y que unen columnas y placas para así formar pórticos de concreto armado. Estas se diseñan bajo las solicitaciones de carga de gravedad y carga de sismo.

- COLUMNAS

Las columnas son elementos estructurales que soportan las vigas y la losa aligerada para así transmitir las hacia la cimentación. Forman parte de los pórticos de concreto armado y deben estar bien ubicadas para que así la distancia entre el centro de gravedad y centro de rigidez deben de coincidir, para así no tener irregularidades de torsión. Para las columnas que se ubiquen en la esquina su sección será en forma de L.

- PLACAS

Las placas son elementos estructurales muy importantes que brinda rigidez lateral a la estructura para que así reduzcan los desplazamientos laterales excesivos, para evitar daños estructurales cuando ocurra un sismo. También

se deben ubicar estos elementos estructurales de tal manera que no exista excentricidad entre el centro de rigidez y centro de gravedad.

2.2 PREDIMENSIONAMIENTO

La etapa de predimensionamiento consiste dar una dimensión tentativa a cada elemento estructural, según algunos criterios y recomendaciones establecidos por los especialistas, las estipulaciones mencionadas en la normativa E0.60 (Concreto Armado) y teniendo en cuenta los requerimientos Arquitectónicos.

La dimensión definitiva de cada elemento estructural será aquella que este en el rango de las derivas establecidas en la E0.30 Diseño Sísmoresistente.

En la tabla N° 2 establece la deriva limite que debe de alcanzar la estructura, esta deriva limite varía dependiendo del material de la estructura, en este caso la edificación es de concreto armado lo cual se tiene una deriva límite del 0.007, esta deriva se deberá de comprobar con las derivas inelásticas de la estructura en análisis.

Tabla 2: Limites de derivas del entrepiso.

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

2.2.1 LOSA ALIGERADA

Como se definió anteriormente que se utilizara una losa aligerada de una dirección (eje x-x). Para dar un espesor inicial de la losa aligerada de una sola dirección, se deberá tener en cuenta la siguiente formula practica:

$$\frac{ln}{25} \leq h, \quad h = 17, 20 \text{ o } 25 \text{ cm}$$

En la tabla N° 3 se halla la luz libre más crítica para el predimensionamiento de la losa aligerada en el sistema tradicional.

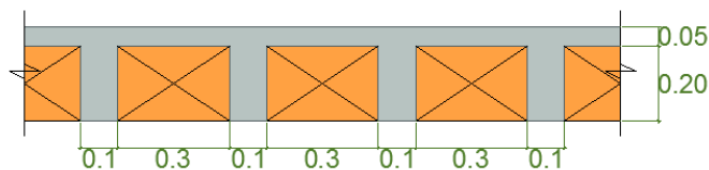
Tabla 3: Luz libre para cada tramo y luz critica.

TRAMO	LUZ LIBRE (m)
1 - 2	5.45
2 - 3	5.46
3 - 4	5.55
L critica	5.55

Teniendo la una luz de 5.81 metros nuestro peralte $h = 25$ cm y se verificara sus deflexiones como forma de comprobación.

En la figura N° 21 se muestra la losa aligerada que se utilizara, se tiene un peralte de 25 cm, un espesor de losa de 5 cm, ladrillos de arcilla de 30x20 cm, espesor de vigueta de 10cm. y distancia de eje a eje de viguetas de 40 cm.

Figura 21: Dimensiones de la losa aligera sistema convencional.



2.2.2 VIGAS

Las vigas generalmente para predimensionar su peralte generalmente se usa el siguiente criterio:

$$h = \frac{ln}{10} a \frac{ln}{12}$$

Para el cálculo del ancho de una viga hay varios aspectos para tener en cuenta una de ellas es lo que manifiesta la normativa E.0.60 (Concreto Armado) que para vigas que formen pórticos el ancho mínimo deberá de ser 25 cm, otra forma es considerar el proceso constructivo que dice que para que se forme columna fuerte y viga débil el ancho de la viga deberá ser menor que el de las columnas de apoyo. La mayoría utiliza el siguiente criterio:

$$b = \frac{1h}{3} a \frac{3h}{4}$$

Por lo tanto, en la tabla N° 4 se muestra los rangos de las dimensiones tanto del peralte como el ancho de las vigas.

Tabla 4: Rangos de dimensiones de vigas.

DIRECCION X	LUZ LIBRE (m)	Peralte (h) rangos	Base (b) rangos
VP-A 100	4.9	0.50 a 0.40	0.30 a 0.25
VP-B 100	5.1	0.51 a 0.42	0.30 a 0.25
VP-C 100	4.9	0.50 a 0.40	0.30 a 0.25
DIRECCION Y	LUZ LIBRE (m)	Peralte (h)	Base (b)
VP-1 100	5.60	0.56 a 0.46	0.30 a 0.25
VP-2 100	5.80	0.58 a 0.48	0.30 a 0.25
VP-3 100	5.80	0.58 a 0.48	0.30 a 0.25
VP-4 100	5.60	0.56 a 0.46	0.30 a 0.25

Las vigas de la dirección X solo soportan mayor carga de gravedad por el direccionamiento de la losa mientras que las vigas de la dirección Y soportan menor carga de gravedad, por lo cual las vigas de la dirección Y tendrán mayores dimensiones que las vigas de la dirección X. también se consideró que las vigas sean más angostas que las columnas para así evitar congestión de acero. Por lo tanto, se tiene las siguientes dimensiones. En la tabla N° 5 se muestra las dimensiones finales de todas las vigas.

Tabla 5: Dimensiones finales de vigas.

DIRECCION X	Peralte (h)	Base (b)
VP-A 100	0.50	0.25
VP-B 100	0.50	0.30
VP-C 100	0.50	0.25
DIRECCION Y	Peralte (h)	Base (b)
VP-1 100	0.50	0.25
VP-2 100	0.60	0.30
VP-3 100	0.60	0.30
VP-4 100	0.50	0.25

2.2.3 COLUMNAS

Estos elementos estructurales se diseñan por flexocompresión ósea trabajan por momento flector y carga axial, tienen que ser predimensionadas

considerando estos dos fenómenos simultáneamente. En edificaciones de sistema dual donde existen placas que contribuyen en mayor parte para dar rigidez lateral a la estructura, las columnas que trabajaran solo con cargas de gravedad se podrá predimensionar con la siguiente formula:

$$Area\ de\ Columna = \frac{P(servicio)}{0.45 \times f'c}$$

En la tabla N° 6 se muestra el cálculo del predimensionamiento de las columnas de la edificación, se tiene 4 tipos de columnas.

Tabla 6: Dimensiones finales de columnas.

Nivel	Columna	Área Tributaria	Carga Unitaria	Carga Axial P	f'c (kg/cm2)	Área Requerida (cm2)	Sección colocada	Área Colocada (cm2)
SOTANO	A1	9.15	1	118.93	280	1258	0.30 x 0.50	1500
	B1	17.03	1	221.41	280	2343	0.30 x 0.80	2400
	A2	18.16	1	236.05	280	2498	0.40 x 0.70	2800
	B2	33.58	1	436.51	280	4619	0.70 x 0.70	4900

Como se puede apreciar en el cuadro anterior las columnas solo se predimensionaron por cargas de gravedad, estas secciones serán recalculadas por cargas de sismo.

2.2.4 PLACAS

Para el predimensionamiento de las placas se deberá tener en cuenta que estas trabajan bajo a flexocompresión, estas tienen gran longitud para tener mayor rigidez y así poder absorben las solicitaciones del sismo. Es por eso que se deberá de tener placas tanto en el eje x como en el eje y para que la estructura en su conjunto tenga desplazamientos mínimos para que no ocasionen daños estructurales.

Tener en cuenta que las placas no deben afectar a la arquitectura ya que estos elementos estructurales tienen gran peralte y suelen manchar la arquitectura de la edificación. También se deberá controlar la flexibilidad de la edificación para no volverla tan rígida.

Para este caso la edificación al contar con 12 pisos y un sótano se considerará las placas con un espesor igual a 30 cm. La longitud final de las placas será evaluada con la verificación de desplazamientos

Por lo tanto, para la estructuración de la alternativa 02 que se muestra en la figura N° 22 con los criterios estructurales ya detallado se tiene las siguientes dimensiones ya calculados anteriormente se tiene un cuadro de resumen que muestra las dimensiones de las vigas, columnas y placas como se observa en la tabla N° 7.

Figura 22: Planta típica de la alternativa 02.

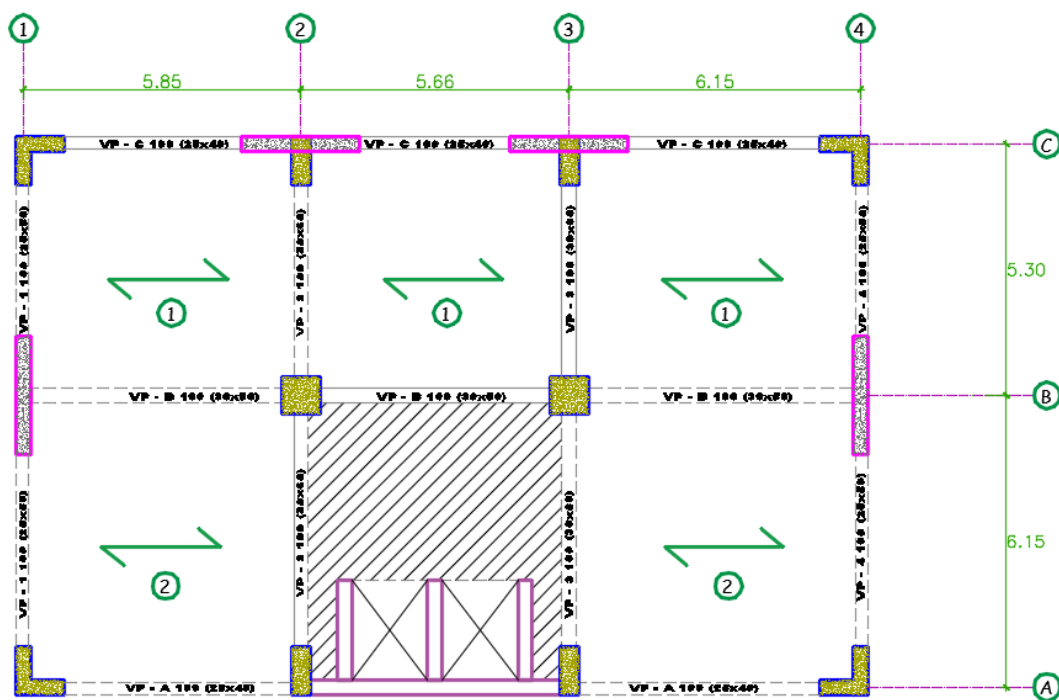


Tabla 7: Dimensiones de las columnas y placas de la alternativa 02.

	C 1	C 2	C 3	PL 01	PL 02
Sección	En L	Rectangular	Cuadrado	En T	En T
Long. en X (cm)	100	40	70	-	250
Long. en Y (cm)	100	100	70	250	-
Espesor (cm)	30	-	-	30	30
Alma (cm)	-	-	-	20	70

2.2.5 DESPLAZAMIENTOS LATERALES DE LAS ESTRUCTURAS CORRESPONDIENTES A LAS ALTERNATIVAS 1 Y 2

Ya teniendo las dimensiones halladas por criterios estándares de los elementos estructurales (losa, vigas, columnas y placas) tanto para las 2 alternativas de estructuración (la primera alternativa fue planteada por un arquitecto y la segunda alternativa fue planteada según los criterios de predimensionamiento) para la edificación de losas aligeradas tradicionales. Se realizará en previo cálculo de desplazamientos laterales de la estructura para elegir cual alternativa cumple con los desplazamientos admisibles según la norma E0.30.

Para calcular dichos desplazamientos laterales se seguirá el siguiente procedimiento:

- a. Cálculo de la Cortante Basal: La cortede basal es una fuerza originada por el sismo que se da en la edificación. Para el cálculo se tendrá en cuenta la segunda ley de Newton que dice que la fuerza es igual a la aceleración por la masa.

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

- Z es el factor de Zona, la edificación se construirá en la ciudad de Huancayo lo cual según la norma E0.30 se tiene:

$$Z = 0.35$$

- U es el factor de Uso que tendrá la edificación cuando esté en funcionamiento.

La edificación tendrá un uso de vivienda lo cual según la norma E0.30 el factor es U=1.0

- S es el factor de Suelo donde se construirá la edificación. Según el estudio de mecánica de suelos indica que el suelo a cimentar la estructura es un Suelo S1 teniendo como factor según la norma E0.30 se tiene:

$$S=1.0$$

- C es el factor de amplificación Sísmica que depende del periodo fundamental. Para el cálculo de este factor se tendrá en cuenta lo siguiente:

$$T = \frac{hn}{CT} \quad T \text{ es igual al periodo fundamental de la estructura.}$$

CT = 60, edificación con sistema estructural de concreto armado dual.

hn = 36 m (altura de la edificación en metros)

Con lo cual se tiene un Periodo Fundamental de Vibración (T)= 0.6seg. Según la Norma E0.30 se tiene los siguientes valores:

Periodo que define la plataforma del factor C (TP) = 0.4 seg.

Periodo que define el inicio de la zona del factor C con desplazamiento constante (TL) = 2.5 seg.

Si: TP < T < TL entonces C = 2.5 x TP / T (fórmula para hallar el factor C)

Por lo tanto, C = 1.67.

- R es el factor de Reducción, que depende de la estructuración que se dio a la edificación. Tiene como fórmula: R0 x la x lp.

Coeficiente básico de reducción R0 = 6 (ya que es un sistema estructural de muros estructurales, esto se verificará en el análisis sísmico detalladamente)

Factor de irregularidad en altura la = 1 (ya que no se tiene irregularidad en altura, esto se verificará en el análisis sísmico detalladamente)

Factor de irregularidad en planta lp = 0.75 (ya que se tiene irregularidad de esquina entrante, esto se verificará en el análisis sísmico detalladamente)

$$R = 6 \times 1 \times 0.9 = 4.5$$

- P es el Peso total de la edificación. Como es un cálculo previo de la cortante basal se tomará una carga de 1 Ton/m². Por lo tanto, el peso total tendrá la siguiente formula: 1 x Área Total x N° de Pisos.

$$P = 1 \times 216 \times 13 = 2808 \text{ Ton}$$

Por lo tanto, se tiene:

$$V = \frac{0.35 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.67 \times 2808}{4.5} = 364.73 \text{ ton}$$

Distribución de la fuerza sísmica en altura también se consideró una excentricidad accidental de 5% de la longitud paralela a la de análisis según la norma E0.30 diseño Sísmoresistente para el cálculo de la torsión.

Eacc y-y = 0.5875 m,

Eacc x-x = 0.8980 m,

En la tabla N° 8 se muestra la fuerza cortante que actuara en cada nivel de la edificación para las dos alternativas de estructuración ya que estamos en la etapa de predimensionamiento.

Tabla 8: Fuerzas cortante tanto para la dirección X e Y.

Nivel	PESO (tn)	Altura (m)	Pi*(hi)^k	alfa	Fi (ton)
T12	222	36	9560.28	0.1574	49.92
T11	222	33	8725.55	0.1437	56.47
T10	222	30	7894.60	0.1300	50.30
T9	222	27	7067.81	0.1164	44.27
T8	222	24	6245.61	0.1029	38.40
T7	222	21	5428.54	0.0894	32.69
T6	222	18	4617.31	0.0760	27.16
T5	222	15	3812.84	0.0628	21.83
T4	222	12	3016.43	0.0497	16.75
T3	222	9	2230.01	0.0367	11.94
T2	222	6	1456.84	0.0240	7.48
T1	211	3	668.74	0.0110	3.66
		Suma Pih ^k	60724.5714		364.73

En las tablas N° 9 y N° 11 se muestra las derivas inelásticas (deriva calculada multiplicada por 0.75 R) que dan la estructuración de la alternativa 01, estas derivas sobrepasas las derivas admisibles establecidas por la Normativa E0.30. Por lo tanto, se descara la alternativa 01 establecida por la arquitectura.

Figura 23: Planta típica de la alternativa 01

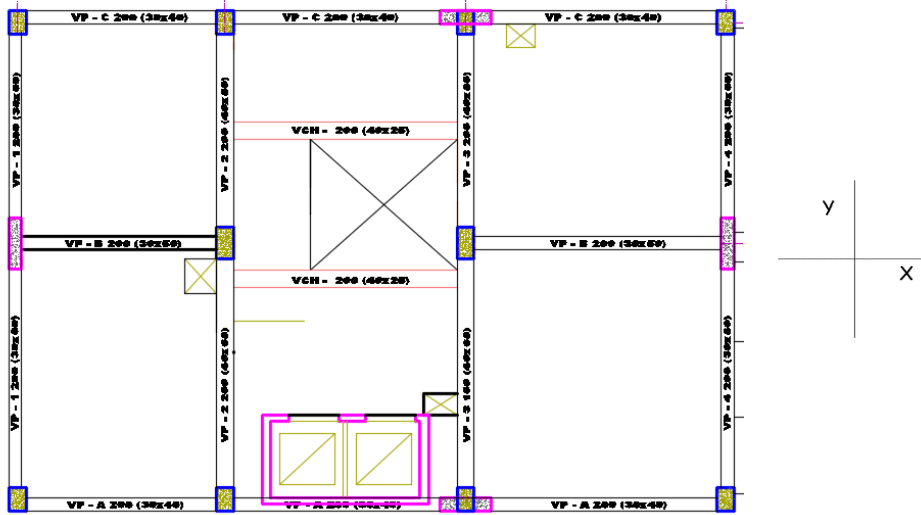


Figura 24: Planta típica de la alternativa 02.

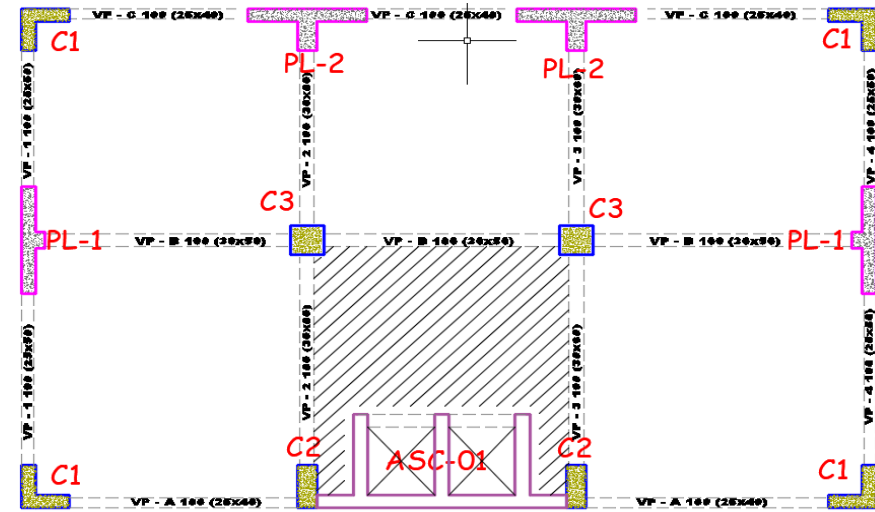


Tabla 9: Derivas de cada piso en la dirección “X” de la estructura de la alternativo 01.

PISO	DIREC.	DERIVA INELASTICA (a)	DERIVA LIMITE (b)	a/b	
PISO 12	X	0.014	0.007	1.93	NO CUMPLE
PISO 11	X	0.013	0.007	1.86	NO CUMPLE
PISO 10	X	0.014	0.007	1.97	NO CUMPLE
PISO 9	X	0.014	0.007	1.97	NO CUMPLE
PISO 8	X	0.013	0.007	1.80	NO CUMPLE
PISO 7	X	0.012	0.007	1.77	NO CUMPLE
PISO 6	X	0.012	0.007	1.77	NO CUMPLE
PISO 5	X	0.012	0.007	1.74	NO CUMPLE
PISO 4	X	0.012	0.007	1.70	NO CUMPLE
PISO 3	X	0.011	0.007	1.51	NO CUMPLE
PISO 2	X	0.009	0.007	1.24	NO CUMPLE
PISO 1	X	0.008	0.007	1.11	NO CUMPLE

Tabla 10: Derivas de cada piso en la dirección “X” de la estructura de la alternativo 02

PISO	DIREC.	DERIVA INELASTICA (a)	DERIVA LIMITE (b)	a/b	
PISO 12	X	0.006	0.007	0.89	CUMPLE
PISO 11	X	0.006	0.007	0.86	CUMPLE
PISO 10	X	0.006	0.007	0.87	CUMPLE
PISO 9	X	0.006	0.007	0.90	CUMPLE
PISO 8	X	0.006	0.007	0.89	CUMPLE
PISO 7	X	0.006	0.007	0.89	CUMPLE
PISO 6	X	0.006	0.007	0.83	CUMPLE
PISO 5	X	0.005	0.007	0.77	CUMPLE
PISO 4	X	0.005	0.007	0.74	CUMPLE
PISO 3	X	0.005	0.007	0.71	CUMPLE
PISO 2	X	0.005	0.007	0.69	CUMPLE
PISO 1	X	0.004	0.007	0.51	CUMPLE

Tabla 11: Derivas en la dirección “Y” de cada piso de la estructura de la alternativo 01. Tabla 12: Derivas en la dirección “Y” de cada piso de la estructura de la alternativo 02

PISO	DIREC.	DERIVA INELASTICA (a)	DERIVA LIMITE (b)	a/b	
PISO 12	Y	0.014	0.007	1.93	NO CUMPLE
PISO 11	Y	0.013	0.007	1.86	NO CUMPLE
PISO 10	Y	0.014	0.007	1.97	NO CUMPLE
PISO 9	Y	0.014	0.007	1.97	NO CUMPLE
PISO 8	Y	0.013	0.007	1.80	NO CUMPLE
PISO 7	Y	0.012	0.007	1.77	NO CUMPLE
PISO 6	Y	0.012	0.007	1.77	NO CUMPLE
PISO 5	Y	0.012	0.007	1.74	NO CUMPLE
PISO 4	Y	0.012	0.007	1.70	NO CUMPLE
PISO 3	Y	0.011	0.007	1.51	NO CUMPLE
PISO 2	Y	0.009	0.007	1.24	NO CUMPLE
PISO 1	Y	0.008	0.007	1.11	NO CUMPLE

PISO	DIREC.	DERIVA INELASTICA (a)	DERIVA LIMITE (b)	a/b	
PISO 12	Y	0.005	0.007	0.69	CUMPLE
PISO 11	Y	0.005	0.007	0.77	CUMPLE
PISO 10	Y	0.006	0.007	0.83	CUMPLE
PISO 9	Y	0.006	0.007	0.83	CUMPLE
PISO 8	Y	0.005	0.007	0.77	CUMPLE
PISO 7	Y	0.005	0.007	0.74	CUMPLE
PISO 6	Y	0.005	0.007	0.73	CUMPLE
PISO 5	Y	0.005	0.007	0.77	CUMPLE
PISO 4	Y	0.005	0.007	0.70	CUMPLE
PISO 3	Y	0.005	0.007	0.67	CUMPLE
PISO 2	Y	0.005	0.007	0.66	CUMPLE
PISO 1	Y	0.004	0.007	0.53	CUMPLE

En la figura N° 24 se observa la estructuración de la alternativa 02 planteada por los criterios establecidos por la norma E0.30. En las Tablas N° 10 y N°12 se muestra que la estructuración de la alternativa 02 cumple con los requisitos mínimos de la norma E. 030, por lo cual esta estructuración se utilizará para los 3 sistemas de losas aligeradas:

- Losa aligerada Convencional (Sistema Tradicional).
- Losa aligerada con viguetas prefabricadas tipo Vigacero (Sistema Vigacero).
- Losa aligerada con viguetas prefabricadas tipo Firth (Sistema Firth).

CAPITULO III

ANALISIS ESTRUCTURAL

3.1 ASPECTOS GENERALES:

Se realizará el cálculo de las cargas actuantes en cada elemento estructural de la estructura en análisis.

Las estructuras de las edificaciones deberán ser diseñadas tanto por las cargas de servicios y cargas ultimas.

3.2 METRADO DE CARGAS:

En este ítem se estimará las cargas actuantes sobre la estructura. Existen 2 tipos de metrado de cargas como es el isostático y el hiperestáticos. El isostático es un proceso simplificado donde no se considera las cargas producidos por los momentos flectores. El hiperestático es un metrado de cargas considerando los efectos de los momentos flectores en los nudos de columna-viga. En este caso no se considerará el hiperestático ya que contamos con una estructuración simétrica la cual este efecto se reduce.

Las cargas de gravedad se dividen en dos:

Las cargas muertas son las que permanecen en toda la vida útil de la edificación, en este caso tendríamos el peso propio de los elementos estructurares, los acabados, tabiques, etc.

Las cargas vivas o también conocidas como sobrecarga son cargas que actúan de manera esporádica. Como es el caso del peso de los muebles, peso de los habitantes, equipos que serán removidos después de un tiempo, etc.

A continuación, se muestra algunos pesos unitarios de algunos elementos que estarán en la edificación:

- Peso propio del concreto: 2400 kg/m³.
- Densidad del agua: 1000 kg/m³.
- Peso Propio de la losa aligerada Convencional (h=25cm): 350 kg/m².
- Peso Propio de los Acabados: 100 kg/m².
- Peso propio de la tabiquería fija: 210 kg/m².
- Tabiquería móvil (drywall): 60 kg/m².

Otras cargas como sobrecargas

- Oficinas y baños: 250 kg/m².
- Hall y escaleras: 400 kg/m².
- Azotea: 100 kg/m².
- Cuarto de máquinas: 1000 kg/m².

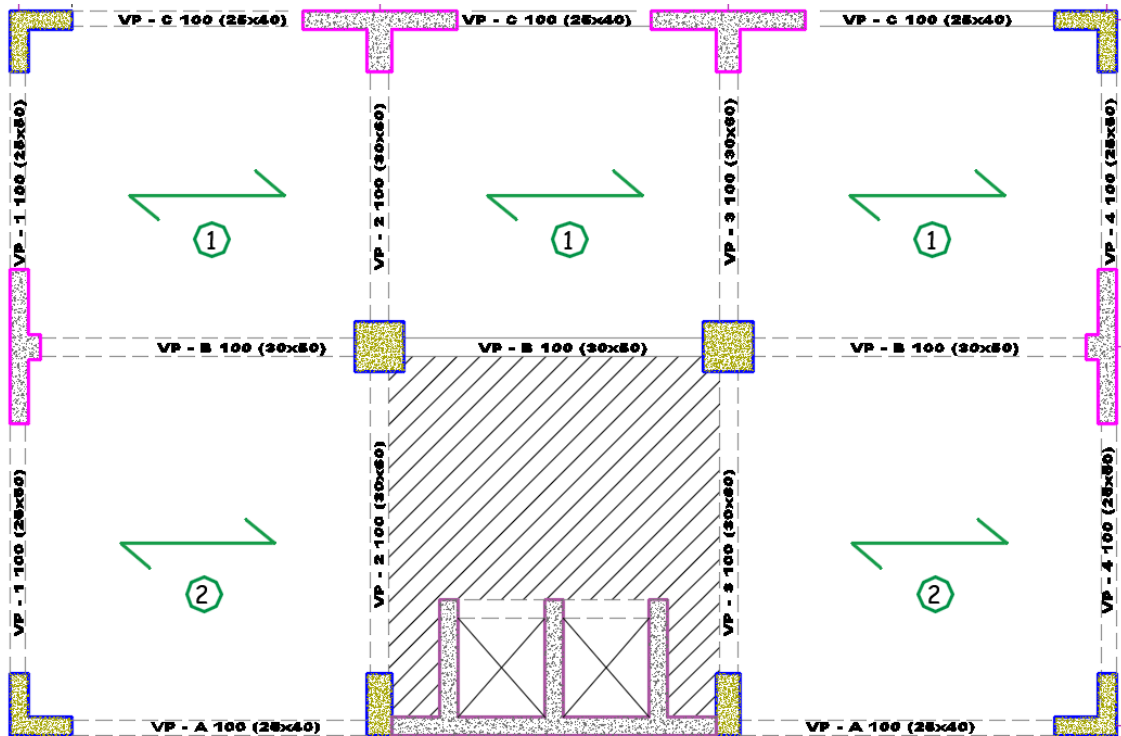
En la normativa de carga (E0.20 del Reglamento Nacional de Edificaciones) manifiesta que si existen varios tabiques tanto en la dirección x-x como en la dirección y-y se podrá considerar su peso total como una carga equivalente distribuida por m² esto se considerará en la carga muerta (60Kg/m².)-

3.2.1 METRADO DE LOSA ALIGERADA SISTEMA TRADICIONAL:

Como se sabe para las losas aligeradas se hallarán las cargas que actúan en una vigueta. Las viguetas de las losas aligeradas tradicionales están separadas de eje a eje a 40 cm, por lo tanto, estas viguetas tienen una franja tributaria de 40 cm. Entonces todos los pesos unitarios de los elementos que actúan en la vigueta será multiplicado por su franja tributaria.

Se muestra en la Figura N° 24, que existe 2 tipos de losas aligeradas con diferentes cargas ya que existe una losa maciza en la zona del ascensor.

Figura 24: Croquis de todas las losas aligeradas Tradicional, planta típica.



En la Tablas N° 12, N° 13 y N° 14 se muestran el cálculo de la carga muerta, carga viva y carga de diseño para la losa aligerada tradicional en los diferentes niveles de la edificación.

Tabla 12: Metrado de cargas para losa tipo 01, planta del sótano.

DESCRIPCIÓN	PARÁMETROS	TOTAL
Peso Propio	(0.35 Tn/m ²) * (0.4)	0.14 Tn/m ²
Piso Terminado	(0.10 Tn/m ²) * (0.4)	0.04 Tn/m ²
Tabiquería móvil	(0.06 Tn/m ²) * (0.4)	0.02 Tn/m ²
C.M.		0.20 Tn/m ²
DESCRIPCIÓN	PARÁMETROS	TOTAL
S/C	(0.40 Tn/m ²) * (0.4)	0.16 Tn/m ²
C.V		0.16 Tn/m ²
DESCRIPCIÓN	U = 1.4CM + 1.7CV	TOTAL
U	(1.40 * 0.20) + (1.70 * 0.16)	0.56 Tn/m
U		0.56 Tn/m

Tabla 13: Metrado de cargas para losa tipo 01, planta típica.

DESCRIPCIÓN	PARÁMETROS	TOTAL
Peso Propio	(0.35 Tn/m ²) * (0.4)	0.14 Tn/m ²
Piso Terminado	(0.10 Tn/m ²) * (0.4)	0.04 Tn/m ²
Tabiquería móvil	(0.06 Tn/m ²) * (0.4)	0.02 Tn/m ²
C.M.		0.20 Tn/m ²
DESCRIPCIÓN	PARÁMETROS	TOTAL
S/C	(0.20 Tn/m ²) * (0.4)	0.08 Tn/m ²
S/C		0.08 Tn/m ²
DESCRIPCIÓN	U = 1.4CM + 1.7CV	TOTAL
U	(1.40 * 0.20) + (1.70 * 0.08)	0.42 Tn/m
U		0.42 Tn/m

Tabla 14: Metrado de cargas para losa tipo 01, planta de azotea.

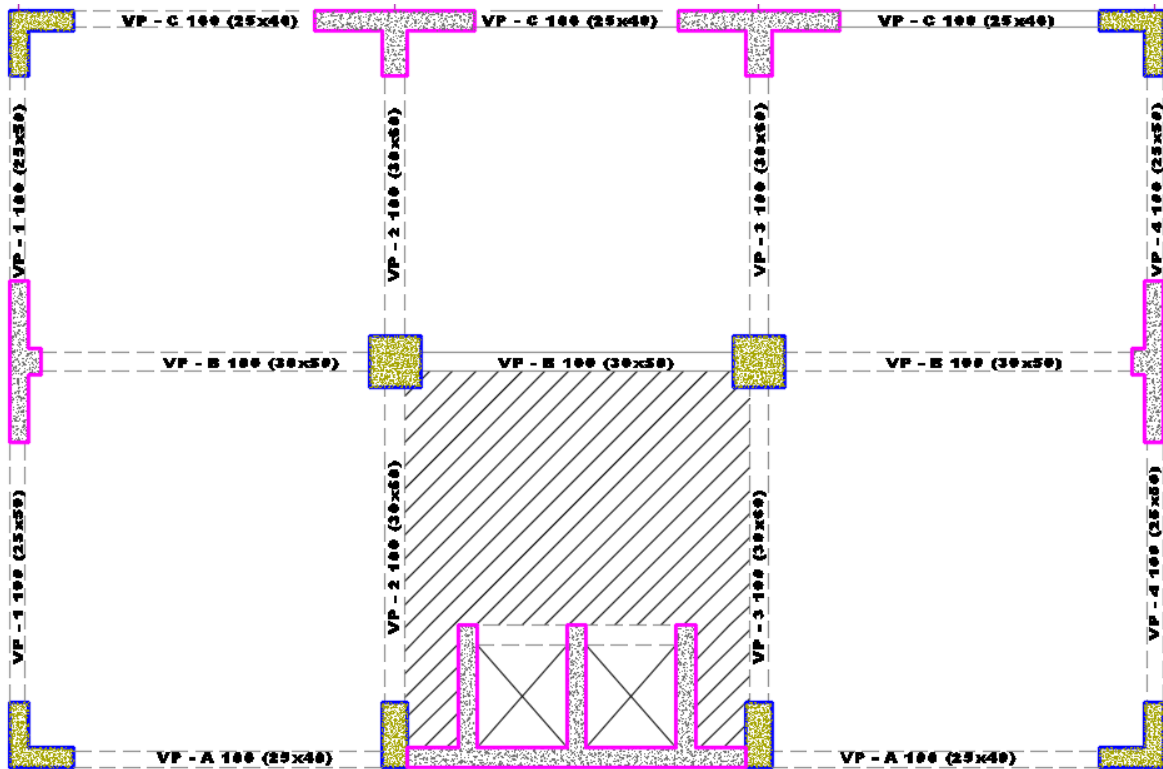
DESCRIPCIÓN	PARÁMETROS	TOTAL
Peso Propio	(0.35 Tn/m ²) * (0.4)	0.14 Tn/m ²
Piso Terminado	(0.10 Tn/m ²) * (0.4)	0.04 Tn/m ²
C.M.		0.18 Tn/m ²
DESCRIPCIÓN	PARÁMETROS	TOTAL
S/C	(0.10 Tn/m ²) * (0.4)	0.04 Tn/m ²
S/C		0.04 Tn/m ²
DESCRIPCIÓN	U = 1.4CM + 1.7CV	TOTAL
U	(1.40 * 0.18) + (1.70 * 0.04)	0.32 Tn/m
U		0.32 Tn/m

3.2.2 METRADO DE VIGAS:

La distribución o mejor dicho el camino de carga de cargas de gravedad es de la siguiente manera, las cargas que soporta la losa aligerada son transmitida a las vigas de apoyo, estas son transmitidas hacia columnas o en placas según el caso, estas transmiten las cargas hacia la cimentación superficial o profunda según el caso y estas por ultimo transmiten hacia el suelo donde se cimenta la estructura.

Para las vigas que no cargan la losa aligerada es decir las que son paralelas al armado de las viguetas del aligerado, estas reciben una carga mínima que es por el efecto del monolitismo al realizar el vaciado de vigas y losas. Para el cálculo de esta carga se considera una franja tributaria de 4 veces el espesor de la losa aligerada tradicional.

Figura 25: Croquis de todas las vigas, planta típica.



En las Tabla N° 15, N° 16 y N° 17 se muestran el cálculo de la carga muerta, carga viva y carga de diseño para la viga VP1-100 en los diferentes niveles de la edificación.

Tabla 15: Metrado de cargas para VP1-100, planta del sótano.

DESCRIPCIÓN	PARÁMETROS	TOTAL
Peso propio	$(2.40 \text{ Tn/m}^3) * (0.25 * 0.50)$	0.3000 Tn/m
Losa Aligerada	$(0.35 \text{ Tn/m}^2) * (2.8)$	0.9800 Tn/m
Acabados	$(0.10 \text{ Tn/m}^2) * (2.8 + 0.1)$	0.2900 Tn/m
Tabiquería Móvil	$(0.06 \text{ Tn/m}^2) * (2.8 + 0.1)$	0.174 Tn/m
C.M.		1.74 Tn/m
DESCRIPCIÓN	PARÁMETROS	TOTAL
S/C	$(0.40 \text{ Tn/m}^2) * (2.8 + 0.1)$	1.16 Tn/m
S/C		1.16 Tn/m
DESCRIPCIÓN	U = 1.4CM + 1.7CV	TOTAL
U	$(1.40 * 1.7440) + (1.70 * 1.1600)$	4.414 Tn/m
U		4.41 Tn/m

Tabla 16: Metrado de cargas para VP1-100, planta típica.

DESCRIPCIÓN	PARÁMETROS	TOTAL
Peso propio	(2.40 Tn/m ³) * (0.25 * 0.50)	0.3000 Tn/m
Losa Aligerada	(0.35 Tn/m ²) * (2.8)	0.9800 Tn/m
Acabados	(0.10 Tn/m ²) * (2.8 + 0.1)	0.2900 Tn/m
Tabiquería Móvil	(0.06 Tn/m ²) * (2.8 + 0.1)	0.174 Tn/m
C.M.		1.74 Tn/m
DESCRIPCIÓN	PARÁMETROS	TOTAL
S/C	(0.20 Tn/m ²) * (2.8 + 0.1)	0.58 Tn/m
S/C		0.58 Tn/m
DESCRIPCIÓN	U = 1.4CM + 1.7CV	TOTAL
U	(1.40 * 1.7440) + (1.70 * 0.58)	3.428 Tn/m
U		3.43 Tn/m

Tabla 17: Metrado de cargas para VP1-100, planta de azotea.

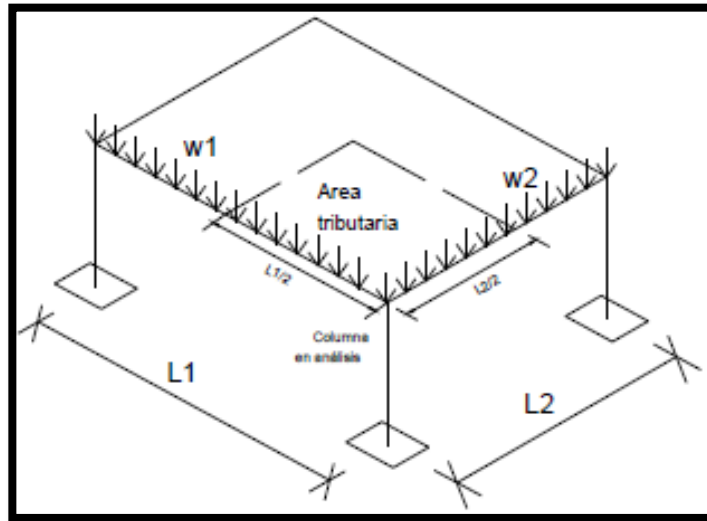
DESCRIPCIÓN	PARÁMETROS	TOTAL
Peso propio	(2.40 Tn/m ³) * (0.25 * 0.50)	0.3000 Tn/m
Losa Aligerada	(0.35 Tn/m ²) * (2.8)	0.9800 Tn/m
C.M.		1.28 Tn/m
DESCRIPCIÓN	PARÁMETROS	TOTAL
S/C	(0.10 Tn/m ²) * (2.8 + 0)	0.28 Tn/m
S/C		0.28 Tn/m
DESCRIPCIÓN	U = 1.4CM + 1.7CV	TOTAL
U	(1.40 * 1.2800) + (1.70 * 0.2800)	2.268 Tn/m
U		2.27 Tn/m

3.2.3 METRADO DE COLUMNAS:

La distribución o mejor dicho el camino de carga de cargas de gravedad es de la siguiente manera, las cargas que soporta la losa aligerada son transmitida a las vigas de apoyo, estas son transmitidas hacia columnas o en placas según el caso, estas transmiten las cargas hacia la cimentación superficial o profunda según el caso y estas por ultimo transmiten hacia el suelo donde se cimento la estructura.

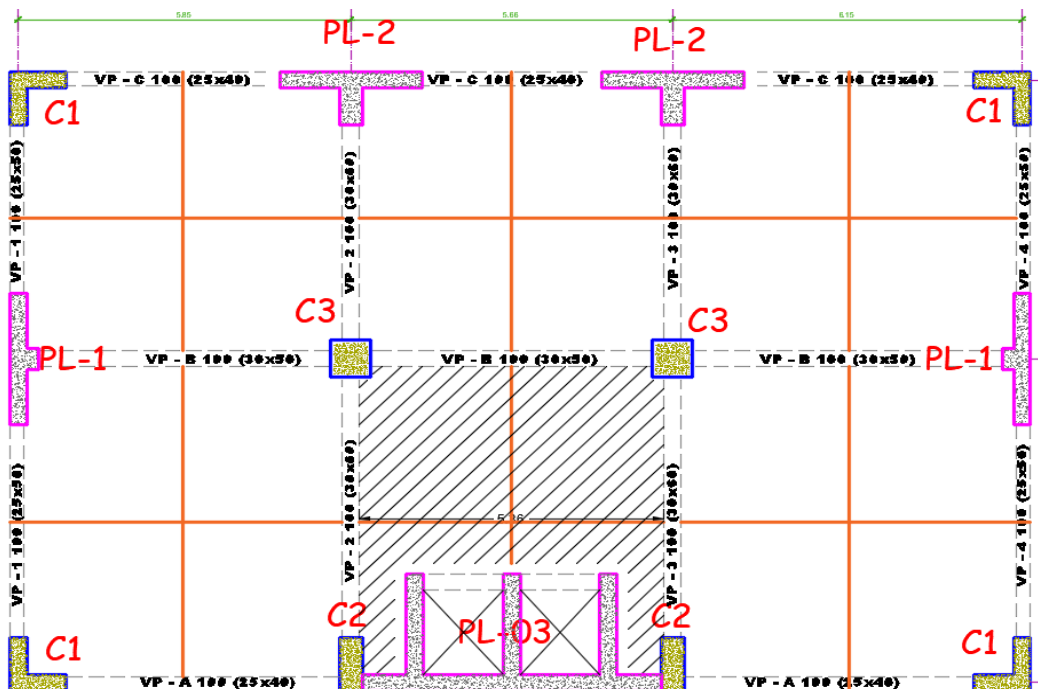
Para el caso de las columnas estas tendrá un área tributaria donde provienen las cargas del peso propio de la losa aligerada, acabados, parapetos, sobrecarga, etc. Para las vigas que soportan la columna será todo lo que estén en el área tributaria, como se muestra en la figura N° 26.

Figura 26: Área de influencia en columnas.



En la figura N° 27 se muestra las áreas tributarias para cada columna y placa para la edificación.

Figura 27: Croquis de todas las columnas, planta típica



En las Tabla N° 18, N° 19 y N° 20 se muestran el cálculo de la carga muerta, carga viva y carga de diseño para la columna central C1 en los diferentes niveles de la edificación.

Tabla 18: Metrado de cargas para C1, planta del sótano.

DESCRIPCIÓN	PARÁMETROS	b	h	L	TOTAL
Peso propio	(2.40 Tn/m ³) * (0.30 * 1.70) * (4.50)				5.51 Tn
Viga principal X-X	(2.40 Tn/m ³) * (0.25 * 0.40 (* (2.20)				0.528 Tn
Viga principal Y-Y	(2.40 Tn/m ³) * (0.25 * 0.50) * (2.20)				0.66 Tn
Losa	(0.35 Tn/m ²) * (2.95 * 2.95)				3.05 Tn
Acabados	(0.10 Tn/m ²) * (9.73)				0.97 Tn
Tabiquería	(0.06 Tn/m ²) * (9.73)				0.58 Tn
C.M.					11.30 Tn
DESCRIPCIÓN	PARÁMETROS				TOTAL
S/C	(0.40 Tn/m ²) * (9.73)				3.892 Tn
S/C					3.89 Tn
DESCRIPCIÓN	U = 1.4CM + 1.7CV				TOTAL
U	(1.40 * 11.30) + (1.70 * 3.892)				22.43 Tn
U					22.44 Tn

Tabla 19: Metrado de cargas para C1, planta típica.

DESCRIPCIÓN	PARÁMETROS	b	h	L	TOTAL
Peso propio	(2.40 Tn/m ³) * (0.30 * 1.70) * (3.50)				4.28 Tn
Viga principal X-X	(2.40 Tn/m ³) * (0.25 * 0.40 (* (2.20)				0.528 Tn
Viga principal Y-Y	(2.40 Tn/m ³) * (0.25 * 0.50) * (2.20)				0.66 Tn
Losa	(0.35 Tn/m ²) * (2.95 * 2.95)				3.05 Tn
Acabados	(0.10 Tn/m ²) * (9.73)				0.97 Tn
Tabiquería	(0.06 Tn/m ²) * (9.73)				0.58 Tn
C.M.					10.07 Tn
DESCRIPCIÓN	PARÁMETROS				TOTAL
S/C	(0.40 Tn/m ²) * (9.73)				3.892 Tn
S/C					3.89 Tn
DESCRIPCIÓN	U = 1.4CM + 1.7CV				TOTAL
U	(1.40 * 10.07) + (1.70 * 3.89)				20.721 Tn
U					20.72 Tn

Tabla 20: Metrado de cargas para C1, planta de azotea.

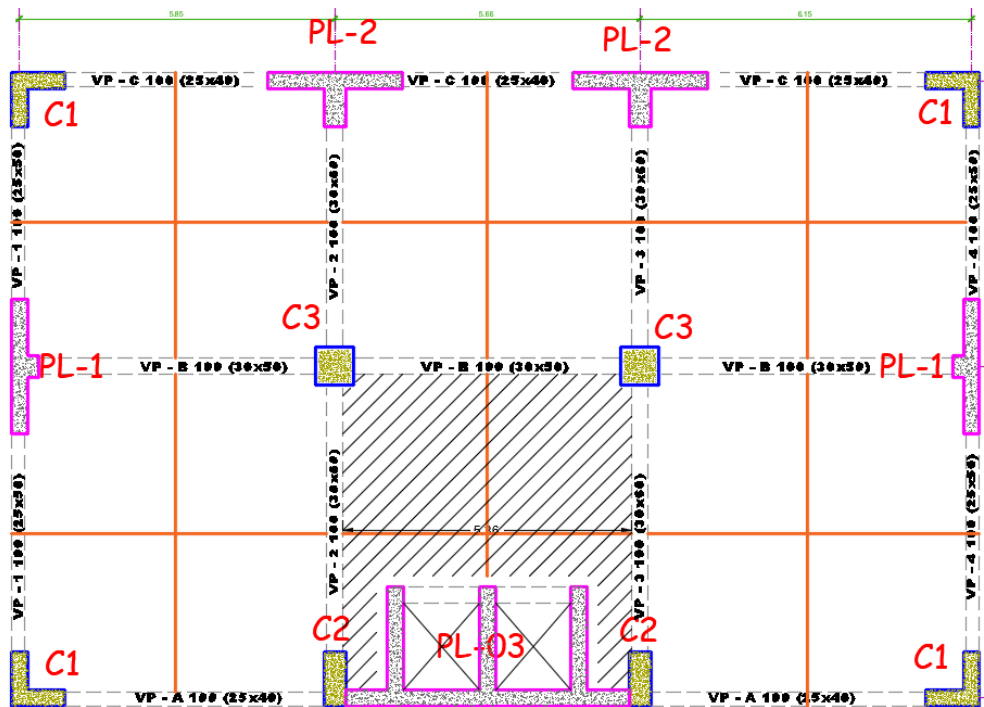
DESCRIPCIÓN	PARÁMETROS	b	h	L	TOTAL
Peso propio	(2.40 Tn/m ³) * (0.30 * 1.70) * (3.00)				3.67 Tn
Viga principal X-X	(2.40 Tn/m ³) * (0.25 * 0.40 (* (2.20)				0.528 Tn
Viga principal Y-Y	(2.40 Tn/m ³) * (0.25 * 0.50) * (2.20)				0.66 Tn
Losa	(0.35 Tn/m ²) * (2.95 * 2.95)				3.05 Tn
Acabados	(0.10 Tn/m ²) * (9.73)				0.97 Tn
Tabiquería	(0.06 Tn/m ²) * (9.73)				0.58 Tn
C.M.					9.46 Tn

DESCRIPCIÓN	PARÁMETROS	TOTAL
S/C	(0.20 Tn/m ²) * (9.73)	1.946 Tn
S/C		1.95 Tn
DESCRIPCIÓN	U = 1.4CM + 1.7CV	TOTAL
U	(1.40 * 9.46) + (1.70 * 1.946)	16.55 Tn
U		16.56 Tn

3.2.4 METRADO DE PLACAS:

La distribución o mejor dicho el camino de carga de cargas de gravedad es de la siguiente manera, las cargas que soporta la losa aligerada son transmitida a las vigas de apoyo, estas son transmitidas hacia columnas o en placas según el caso, estas transmiten las cargas hacia la cimentación superficial o profunda según el caso y estas por ultimo transmiten hacia el suelo donde se cimenta la estructura.

Figura 28: Croquis de todas las placas, planta típica.



En las Tabla N° 21, N° 22 y N° 23 se muestran el cálculo de la carga muerta, carga viva y carga de diseño para la placa PL-01 en los diferentes niveles de la edificación.

Tabla 21: Metrado de cargas para PL-01, planta del sótano.

DESCRIPCIÓN	PARÁMETROS	b	h	L	TOTAL
Peso propio	(2.40 Tn/m ³) * (0.30 * 2.50) * (4.50)				8.10 Tn
Viga principal X-X	(2.40 Tn/m ³) * (0.30 * 0.50) * (2.75)				0.99 Tn
Viga principal Y-Y	(2.40 Tn/m ³) * (0.25 * 0.50) * (3.35)				1.005 Tn
Losa	(0.35 Tn/m ²) * (2.8 * 5.55)				5.44 Tn
Acabados	(0.10 Tn/m ²) * (17.05)				1.71 Tn
Tabiquería	(0.06 Tn/m ²) * (17.05)				1.02 Tn
C.M.					18.26 Tn
DESCRIPCIÓN	PARÁMETROS				TOTAL
S/C	(0.40 Tn/m ²) * (17.05)				6.82 Tn/m
S/C					6.82 Tn/m
DESCRIPCIÓN	U = 1.4CM + 1.7CV				TOTAL
U	(1.40 * 18.26) + (1.70 * 6.82)				37.1608 Tn/m
U					37.16 Tn/m

Tabla 22: Metrado de cargas para PL-01, planta del primer piso.

DESCRIPCIÓN	PARÁMETROS	b	h	L	TOTAL
Peso propio	(2.40 Tn/m ³) * (0.30 * 2.50) * (3.50)				6.30 Tn
Viga principal X-X	(2.40 Tn/m ³) * (0.30 * 0.50) * (2.75)				0.99 Tn
Viga principal Y-Y	(2.40 Tn/m ³) * (0.25 * 0.50) * (3.35)				1.005 Tn
Losa	(0.35 Tn/m ²) * (2.80 * 5.55)				5.44 Tn
Acabados	(0.10 Tn/m ²) * (17.05)				1.71 Tn
Tabiquería	(0.06 Tn/m ²) * (17.05)				1.02 Tn
C.M.					16.46 Tn
DESCRIPCIÓN	PARÁMETROS				TOTAL
S/C	(0.40 Tn/m ²) * (17.05)				6.82 Tn
S/C					6.82 Tn
DESCRIPCIÓN	U = 1.4CM + 1.7CV				TOTAL
U	(1.40 * 16.46) + (1.70 * 6.82)				34.6408 Tn/m
U					34.64 Tn/m

Tabla 23: Metrado de cargas para PL-01, planta de la azotea.

DESCRIPCIÓN	PARÁMETROS	b	h	L	TOTAL
Peso propio	(2.40 Tn/m ³) * (0.30 * 2.50) * (3.00)				5.40 Tn
Viga principal X-X	(2.40 Tn/m ³) * (0.30 * 0.50) * (2.75)				0.99 Tn
Viga principal Y-Y	(2.40 Tn/m ³) * (0.25 * 0.50) * (3.35)				1.005 Tn
Losa	(0.35 Tn/m ²) * (2.80 * 5.55)				5.44 Tn
C.M.					12.83 Tn
DESCRIPCIÓN	PARÁMETROS				TOTAL
S/C	(0.10 Tn/m ²) * (9.73)				0.973 Tn/m

S/C		0.97 Tn/m
DESCRIPCIÓN	U = 1.4CM + 1.7CV	
U	(1.40 * 12.83) + (1.70 * 0.97)	19.6217 Tn/m
U		19.62 Tn/m

Realizado el metrado isostático de cargas de todos los elementos, se realiza un comparativo con el metrado hiperestático realizado por el ETABS.

Tabla 24: Metrado de cargas para PL-01, planta de la azotea.

	Metrado Isostático (Manual)	Metrado Hiperestático (ETABS)	Factor de Reducción
100%CM+25%CV	2860.15 Ton	3031.35 Ton	6%

De la tabla N° 24 se observa que el metrado isostático es menor al hiperestático en un 6%, por lo cual para el peso total de la edificación se utilizara el metrado hiperestático ya que este metrado es más real porque considera los momentos flectores generados por las cargas.

3.3 ANALISIS POR CARGAS DE SISMO:

La normativa que da los lineamientos para este tipo de análisis es la E0.30 que lleva por nombre Diseño Sísmoresistente. Donde manifiesta que se debe de realizar un análisis estático y compararlo con un análisis dinámico, y dependiendo de la regularidad de la estructura se hallar la cortante de diseño.

3.3.1 MODELAMIENTO DE LA ESTRUCTURA

Para realizar el análisis sísmico se deberá tener en cuenta las propiedades físicas de los elementos. Tanto para el análisis estático y el análisis dinámico se realizó con la ayuda de un programa de computación como es el ETABS.

La edificación se construirá con la tecnología de concreto armado y esta tiene las siguientes propiedades:

Su módulo de elasticidad del concreto es de 2.2×10^6 Ton/m².

Su módulo de Poisson es de 0.15 y el Modulo de corte es 9.5×10^6 Ton/m².

Como se sabe existe 2 tipos de metrado (para el cálculo del peso total de la edificación) isostático e hiperestático. El metrado hiperestático lo realizo el programa ETABS, este metrado es más real ya que considera los momentos en los nudos de columna-viga.

Para el modelamiento se consideró una excentricidad mínima denominada accidental, la norma E0.30 indica que esta excentricidad tiene el valor 5% de la dimensión perpendicular a la dirección de análisis del edificio.

Eacc y-y =0.5875 m.

Eacc x-x =0.8980 m.

Como se sabe el sismo no produce desplazamientos en el sótano, por lo cual para el análisis sísmico se deberá restringir los desplazamientos tanto en x e y para el nivel del sótano.

En la figura N° 29 se muestra modelamiento de la edificación en el ETABS en una vista tridimensional, teniendo en cuenta las restricciones que se pondrá en el nivel del sótano para no permitir el desplazamiento lateral como se muestra en la figura N° 30.

Figura 29: Modelo tridimensional del edificio.

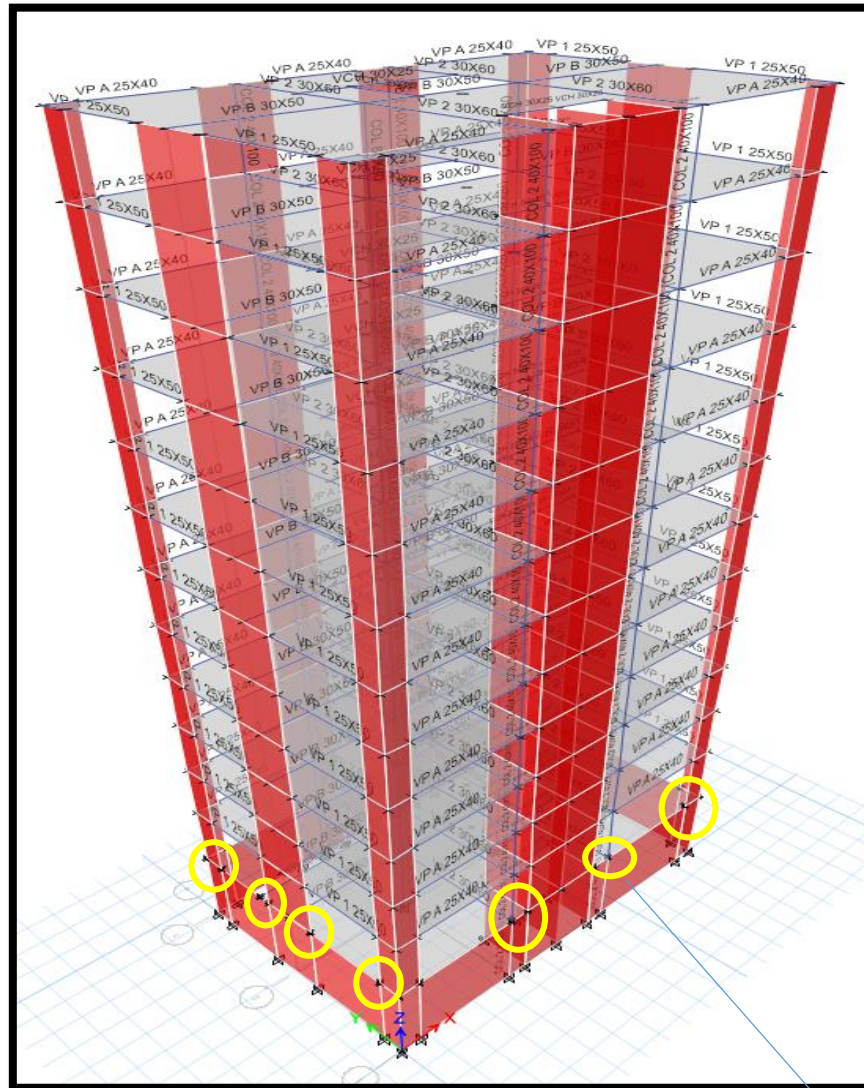
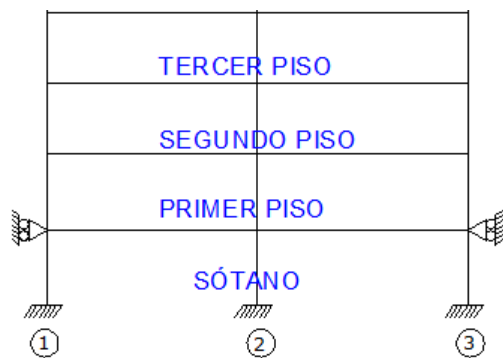


Figura 30: Idealización de los apoyos en el nivel del sótano.



3.3.2 CORTANTE BASAL DE LA EDIFICACION

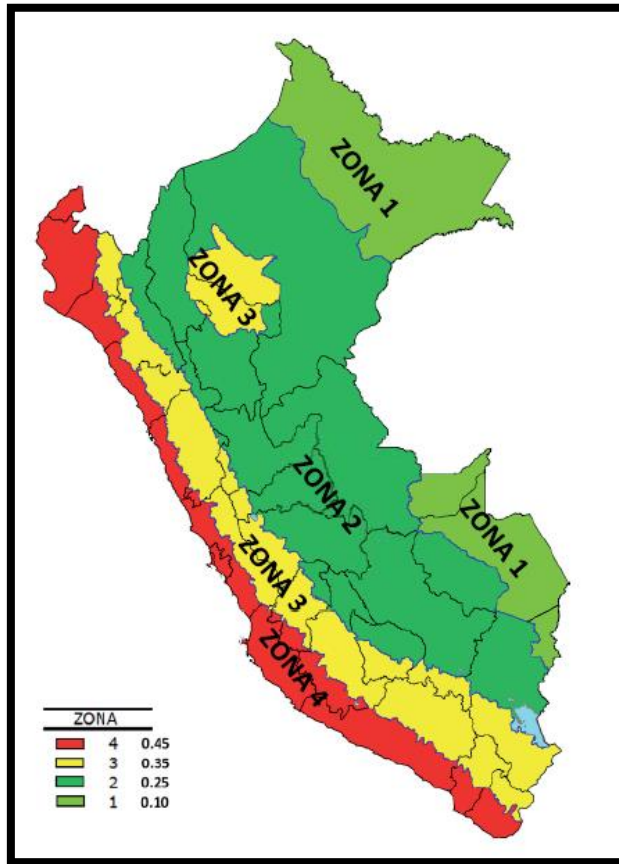
La normativa E.0.30 Diseño Sísmoresistente establece que para el cálculo de la cortante basal estática se calculara por la siguiente formula:

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

Donde:

- Z= Un factor de zonificación, donde considera las aceleraciones máximas del terreno para un periodo de 500 años, como la edificación tiene una vida útil de 50 años, teniendo así una probabilidad del 10%.
 - U= nos representa la importancia y uso que deberá de tener la edificación (Factor de Uso).
 - C= es un factor de amplificación dado por la respuesta de la edificación en respecto a las aceleraciones del terreno. Factor de amplificación sísmica.
 - S= es el factor de suelo que nos indica las propiedades del suelo en donde se encuentra la edificación.
 - R= es la reducción de la fuerza sísmica, su valor depende de la estructuración que se dio a la edificación.
 - P= es el peso de la edificación se considera 100%CM +25%CV.
 - V= Es la fuerza que actúa en la base a causa de un sismo.
1. Zonificación: En el territorio del Perú la norma E0.30 asigna 4 tipos de zonas de ocurrencia sísmica. Z1 es una zona de baja sismicidad, Z2 es una zona media baja sísmica, Z3 es una zona media alta sísmica y Z4 es una zona altamente sísmica. Estas zonas están distribuidas como se muestran en la figura N° 31, mientras que en la tabla N° 25 se muestran los valores numéricos para las diferentes zonas del Perú.

Figura 31: Mapa de zonas sísmicas del Perú.



Fuente: Normativa de Diseño Sísmoresistente.

Tabla 25: Factores de para cada diferente zona del país peruano.

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

Fuente: E. 0.30 Diseño Sísmoresistente.

La estructura del presente trabajo se ubica en la ciudad de Huancayo, por lo cual le corresponde un factor de:

$$Z = 0.35.$$

2. CATEGORIZACION DEL EDIFICIO: Según el uso que está destinado a tener la edificación que está basado en la ocurrencia de personas que tendrá la edificación la Norma establece la tabla N° 26, que muestra el valor numérico del factor de uso dependiendo de la categoría de la edificación.

Tabla 26: Categorización para cada tipo de edificación, con su factor de uso (U).

Tabla N° 5 CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES Y FACTOR "U"		
CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR U
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.	1,3
C Edificaciones Comunes	Edificaciones comunes tales como: viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes.	1,0
D Edificaciones Temporales	Construcciones provisionales para depósitos, casetas y otras similares.	Ver nota 2

Fuente: E. 0.30 Diseño Sísmoresistente.

La estructura de la presente tesis se considera como una edificación común ya que su uso es de vivienda, por lo cual $U = 1.0$

3. FACTOR DE SUELO: Se deberá considerar el tipo de perfil que mejor describa las condiciones locales, utilizándose los correspondientes valores del suelo S y de los periodos T_p y T_L .

En la tabla N° 27 se muestra el valor numérico del factor suelo dependiendo del tipo de suelo y la zonificación de la edificación. Mientras que en la figura N° 28 indica los periodos dependiendo del tipo de suelo.

Tabla 27: Factor de suelo S.

Tabla N° 3 FACTOR DE SUELO "S"				
SUELO ZONA	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
Z ₄	0,80	1,00	1,05	1,10
Z ₃	0,80	1,00	1,15	1,20
Z ₂	0,80	1,00	1,20	1,40
Z ₁	0,80	1,00	1,60	2,00

Fuente: E. 0.30 Diseño Sísmoresistente.

Tabla 28: Distintos periodos para cada tipo de suelo (Tp y Tl).

Tabla N° 4 PERÍODOS "T _p " Y "T _L "				
	Perfil de suelo			
	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
T _p (s)	0,3	0,4	0,6	1,0
T _L (s)	3,0	2,5	2,0	1,6

Fuente: E. 0.30 Diseño Sísmoresistente.

Según el EMS nos indica que el suelo es de perfil tipo S2 suelo muy rígido, por lo tanto, nuestros parámetros de sitio son S=1.15, Tp= 0.6 y TL= 2.0.

4. FACTOR DE AMPLIFICACION SISMICA: De acuerdo a las características de sitio, se define el factor de amplificación sísmica C por las siguientes expresiones.

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

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

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

5. REGULARIDAD ESTRUCTURAL: Las edificaciones deberán de ser, estructuras regulares o estructuras irregulares. Para poderlas tener los criterios de análisis y determinar el factor de reducción (R).

En la Tabla N° 29 indica las irregularidades que deberá de tener la estructura dependiendo de la categoría que tenga la edificación-

Tabla 29: Restricciones de irregularidad para distintos tipos de edificación.

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

Fuente: E. 0.30 Diseño Sísmoresistente.

La edificación tiene una categoría C y que está en una zona 3, lo cual indica que la estructura no deberá de tener irregularidades extremas.

6. CALCULO DEL PESO TOTAL: Para la estimación de peso total de la edificación se deberá tener en cuenta algunos alcancen que estable la normativa.

Para estructura con categorías de uso A y B, manifiesta que se deberá de tomar un 50% de la carga viva. Esto se debe que en esto tipo de edificación concurren mayor gente que en otros tipos de edificaciones
 Para estructuras que tienen la categoría de C, manifiesta que se debe tomar un 25% de la carga viva.

En nuestro caso la edificación por tener un uso de vivienda está considerada en una categoría de uso C, por lo cual la normativa dice un total de la carga muerta y una cuarta parte de la carga viva.

Por lo cual se tendrá lo siguiente: $P = 100\% \text{ CM} + 25\% \text{ CV}$

Según el metrado hiperestático el peso de la edificación es de 3031.35 Ton, con este peso se trabajará ya que el metrado hiperestático es más real. En la tabla N° 30 se calculará la densidad del peso total por unidad de área.

Tabla 30: Calculo de la densidad del Peso de la edificación.

Peso Total (Ton)	Peso x Piso (Ton)	Área Total (m2)	Densidad (Ton/m2)
3031.35	235.10	216	1.08

Como se ve la densidad de peso por metro cuadrado es 1.08 Ton/m2 la cual se aproxima a 1 Ton/m2 considerada inicialmente para el predimensionamiento.

3.3.3 ANALISIS ESTATICO

La normativa de Diseño Sísmoresistente da la siguiente fórmula para hallar la cortante mediante el método estático:

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

- Z = Factor de zonificación = 0.35
- U = Factor de Uso de la estructura= 1.0
- C xx = Factor de Amplificación de sismo en el eje x = 1.553; para un periodo de Txx = 0.966 seg.
- C yy = Factor de Amplificación de sismo en el eje y = 1.571; para un periodo de Tyy = 0.955 seg.
- S = Factor de Suelo= 1.15.
- R = Factor de reducción = 6 x 0.75 = 4.5 (irregularidad torsional). Posteriormente se verificara la regularidad de la estructura.
- P = Peso total = 3031.35 Tn.

Finalmente, la cortante basal seria

$$V_{xx} = 360.87 \text{ Tn}$$

$$V_{yy} = 365.04 \text{ Tn}$$

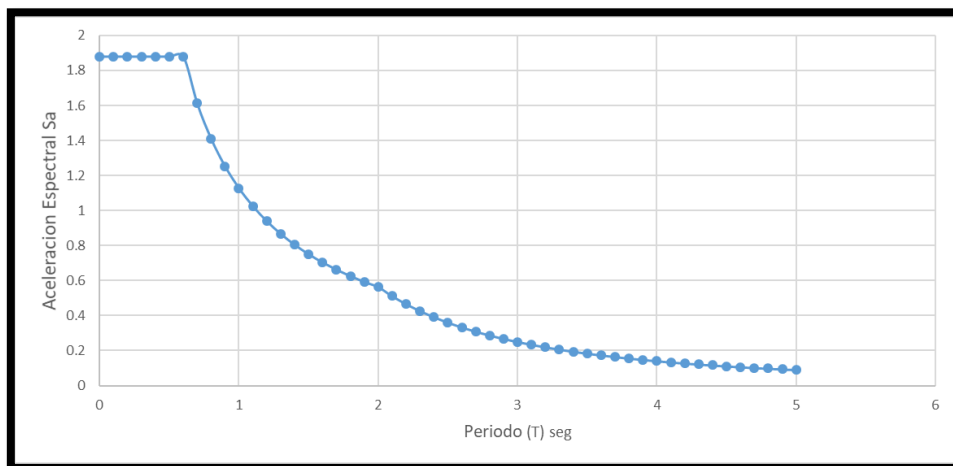
3.3.4 ANALISIS DINAMICO

Para el análisis sísmico dinámico de la estructura se tiene varios métodos como el del tiempo historia y de la superposición espectral. Para este trabajo al tener una estructura típica de uso de vivienda se procederá a analizar por el método de superposición espectral. La normativa establece que para este método se deberá de calcular la aceleración espectral, que tiene la siguiente fórmula:

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

La normativa manifiesta que este método de superposición espectral halla la fuerza de la cortante basal con la combinación de fuerzas cortantes para los distintos modos de vibración. Para estas combinaciones existen varios métodos complejos, pero por ser una estructura convencional se usará el método de la combinación cuadrática completa. La figura N° 32 se muestra el espectro de diseño de la estructura.

Figura 32: Espectro de la estructura analizada.



3.3.4.1 Derivas de entresijos

Se deberá calcular las derivas de cada nivel para luego compararlas con las derivas máximas o admisibles establecidas por la Normativa E0.30. Se debe de tener en cuenta que estas derivas son inelásticas por lo cual se deberá de multiplicar las derivas obtenidas por el análisis sísmico por 0.75 R (edificaciones regulares) y R

(edificaciones irregulares). Por lo cual en la tabla N° 31 y N° 32 se muestra las derivas inelásticas de la estructura para cada piso de la estructura en las 2 direcciones.

Tabla 31: Derivas de cada nivel en la dirección x, análisis dinámico.

TECHO	DIRECCION	DERIVA INELASTICA	DERIVA MAXIMA	
TECHO 12	X	0.006	0.007	CUMPLE
TECHO 11	X	0.006	0.007	CUMPLE
TECHO 10	X	0.007	0.007	CUMPLE
TECHO 9	X	0.007	0.007	CUMPLE
TECHO 8	X	0.007	0.007	CUMPLE
TECHO 7	X	0.007	0.007	CUMPLE
TECHO 6	X	0.007	0.007	CUMPLE
TECHO 5	X	0.007	0.007	CUMPLE
TECHO 4	X	0.007	0.007	CUMPLE
TECHO 3	X	0.006	0.007	CUMPLE
TECHO 2	X	0.004	0.007	CUMPLE
TECHO 1	X	0.002	0.007	CUMPLE

Tabla 32: Derivas de cada nivel en la dirección y, análisis dinámico.

TECHO	DIRECCION	DERIVA INELASTICA	DERIVA MAXIMA	
TECHO 12	Y	0.005	0.007	CUMPLE
TECHO 11	Y	0.005	0.007	CUMPLE
TECHO 10	Y	0.006	0.007	CUMPLE
TECHO 9	Y	0.007	0.007	CUMPLE
TECHO 8	Y	0.007	0.007	CUMPLE
TECHO 7	Y	0.007	0.007	CUMPLE
TECHO 6	Y	0.007	0.007	CUMPLE
TECHO 5	Y	0.007	0.007	CUMPLE
TECHO 4	Y	0.007	0.007	CUMPLE
TECHO 3	Y	0.006	0.007	CUMPLE
TECHO 2	Y	0.005	0.007	CUMPLE
TECHO 1	Y	0.003	0.007	CUMPLE

Como podemos observar en las anteriores tablas todas las derivas inelásticas son menores que las derivas máximas establecidas por norma E 0.30, por lo cual la configuración estructural es la adecuada.

3.3.4.2 Análisis modal

Para este análisis se debe de considerar 3 grados de libertad para cada nivel, esta edificación cuenta con 12 niveles, lo cual tendremos un total de 36 grados de libertad. Por lo tanto, se considerará 36 modos de vibración. En la tabla N° 33 se observa los diferentes periodos de vibración de la estructura con sus respectivas masas participativas.

Tabla 33: Modos de vibración, periodos y porcentajes de masa participativa.

Modo	Periodo	Masa Participativa en X-X	Masa Participativa en Y-Y
1	0.966	64.05%	0.98%
2	0.955	0.89%	72.45%
3	0.673	6.48%	0.00%
4	0.253	2.39%	10.86%
5	0.252	8.49%	3.07%
6	0.164	5.57%	0.00%
7	0.117	3.49%	0.02%
8	0.113	0.01%	5.51%
9	0.073	2.40%	0.00%
10	0.066	1.50%	0.00%
11	0.064	0.00%	2.91%
12	0.044	1.64%	0.00%
13	0.043	0.39%	0.00%
14	0.041	0.00%	1.68%
15	0.031	1.04%	0.00%
16	0.03	0.11%	0.00%
17	0.029	0.00%	1.03%
18	0.023	0.64%	0.00%
19	0.023	0.04%	0.00%
20	0.022	0.00%	0.64%
21	0.019	0.40%	0.00%
22	0.018	0.00%	0.00%
23	0.017	0.00%	0.39%
24	0.016	0.23%	0.00%
25	0.014	0.00%	0.00%
26	0.014	0.00%	0.24%
27	0.013	0.14%	0.00%
28	0.012	0.00%	0.00%
29	0.012	0.07%	0.00%
30	0.012	0.00%	0.14%
31	0.011	0.02%	0.00%
32	0.011	0.00%	0.07%
33	0.01	0.00%	0.00%
34	0.01	0.00%	0.02%
35	0.009	0.00%	0.00%
36	0.009	0.00%	0.00%

La norma E 0.30; manifiesta que para el análisis se deberá de tener en cuenta que la suma de los modos de vibración, sumen un 90% de la masa total de la estructura, como se muestra en la tabla N° 34.

Tabla 34: Masa participativa para cada dirección.

Modo	Periodo	Masa Participativa en X-X	Masa Participativa en Y-Y
1	0.966	64.05%	
2	0.955		72.45%
3	0.673	6.48%	
4	0.253		10.86%
5	0.252	8.49%	3.07%
6	0.164	5.57%	
7	0.117	3.49%	
8	0.113		5.51%
9	0.073	2.40%	
		90.48%	91.89%

3.3.5 VALIDACION DE LA ESTRUCTURA

Después del análisis sísmico, se procederá en la verificación de la regularidad o irregularidad de la estructura de la edificación.

3.3.5.1 Irregularidad de piso blando: Esta irregularidad se presenta en aquellas edificaciones aporticadas, donde en el piso en análisis presenta alta flexibilidad por la escasa densidad de muros que no controlan los desplazamientos laterales en comparación con los pisos adyacentes que son más rígidos al tener mayor cantidad de muros. La norma E0.30 indica que para el cálculo de la rigidez. En la tabla N° 35 y N° 36 se realiza el cálculo de la irregularidad del piso blando en las 2 direcciones con la Norma E0.30-2016.

Tabla 35: Irregularidad de piso blando en la dirección X, E0.30.

PISO	F. COR. (Tn)	DESPL. REL. (cm)	RIGIDEZ (Tn/cm)	Piso superior ady.	RELACION MINIMA	Prom. De 3 sup. Inmed.	RELACION MINIMA	
PISO 12	49.92	1.13	44.29	-				CUMPLE
PISO 11	56.47	1.09	51.91	1.17	0.7		0.8	CUMPLE
PISO 10	50.30	1.09	46.16	0.89	0.7	1.32	0.8	CUMPLE
PISO 9	44.27	1.13	39.06	0.85	0.7	1.22	0.8	CUMPLE
PISO 8	38.40	1.17	32.94	0.84	0.7	1.15	0.8	CUMPLE
PISO 7	32.69	1.18	27.72	0.84	0.7	1.02	0.8	CUMPLE
PISO 6	27.16	1.17	23.28	0.84	0.7	1.00	0.8	CUMPLE
PISO 5	21.83	1.12	19.50	0.84	0.7	1.00	0.8	CUMPLE
PISO 4	16.75	1.03	16.27	0.83	0.7	1.01	0.8	CUMPLE
PISO 3	11.94	0.89	13.49	0.83	0.7	1.01	0.8	CUMPLE
PISO 2	7.48	0.68	11.08	0.82	0.7	1.01	0.8	CUMPLE
PISO 1	3.66	0.47	7.83	0.71	0.7	1.17	0.8	CUMPLE

Tabla 36: Irregularidad piso blando en la dirección Y, E0.30.

PISO	F. CORT. (Tn)	DESPL. REL. (cm)	RIGIDEZ (Tn/cm)	Piso superior ady.	RELACION MINIMA	Prom. De 3 sup. Inme.	RELACION MINIMA	
PISO 12	50.50	1.57	32.24	-		-		CUMPLE
PISO 11	57.12	1.63	35.05	1.09	0.7	1.27	0.8	CUMPLE
PISO 10	50.88	1.69	30.03	0.86	0.7	1.27	0.8	CUMPLE
PISO 9	44.78	1.76	25.51	0.85	0.7	1.14	0.8	CUMPLE
PISO 8	38.84	1.80	21.58	0.85	0.7	1.10	0.8	CUMPLE
PISO 7	33.06	1.82	18.21	0.84	0.7	1.01	0.8	CUMPLE
PISO 6	27.47	1.79	15.34	0.84	0.7	1.00	0.8	CUMPLE
PISO 5	22.09	1.71	12.89	0.84	0.7	1.00	0.8	CUMPLE
PISO 4	16.94	1.57	10.79	0.84	0.7	1.01	0.8	CUMPLE
PISO 3	12.08	1.35	8.98	0.83	0.7	1.01	0.8	CUMPLE
PISO 2	7.56	1.02	7.41	0.83	0.7	1.01	0.8	CUMPLE
PISO 1	3.70	0.72	5.16	0.70	0.7	1.19	0.8	CUMPLE

Se comprueba de que no existe irregularidad en altura por piso blando ya que todas las relaciones son menores a los requisitos mínimos de la norma E 0.30-2018.

3.3.5.2 Irregularidad torsional: Esta irregularidad torsional se presenta en aquellas edificaciones con diafragma rígido donde el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, es mayor que 1.3 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso. En la tabla N° 37 y N° 38 se realiza el cálculo de la irregularidad del piso blando en las 2 direcciones con la Norma E0.30-2016.

Tabla 37: Irregularidad torsional en la dirección X, E0.30-2016.

TECHO	DERIVA PC	DERIVA CM	RELACION	RELACION MINIMA	
TECHO 12	0.006	0.005	1.33	1.20	NO CUMPLE
TECHO 11	0.006	0.004	1.38	1.20	NO CUMPLE
TECHO 10	0.007	0.005	1.40	1.20	NO CUMPLE
TECHO 09	0.007	0.005	1.40	1.20	NO CUMPLE
TECHO 08	0.007	0.005	1.40	1.20	NO CUMPLE
TECHO 07	0.007	0.005	1.40	1.20	NO CUMPLE
TECHO 06	0.007	0.005	1.40	1.20	NO CUMPLE
TECHO 05	0.007	0.005	1.44	1.20	NO CUMPLE
TECHO 04	0.007	0.005	1.33	1.20	NO CUMPLE
TECHO 03	0.006	0.004	1.43	1.20	NO CUMPLE
TECHO 02	0.004	0.003	1.48	1.20	NO CUMPLE
TECHO 01	0.002	0.001	1.47	1.20	NO CUMPLE

Tabla 38: Irregularidad de torsional en la dirección Y, E0.30-2016.

TECHO	DERIVA PC	DERIVA CM	RELACION	RELACION MINIMA	
TECHO 12	0.005	0.005	1.00	1.20	NO CUMPLE
TECHO 11	0.005	0.006	0.83	1.20	NO CUMPLE
TECHO 10	0.006	0.006	1.00	1.20	NO CUMPLE
TECHO 09	0.007	0.006	1.24	1.20	NO CUMPLE
TECHO 08	0.007	0.006	1.24	1.20	NO CUMPLE
TECHO 07	0.007	0.006	1.24	1.20	NO CUMPLE
TECHO 06	0.007	0.006	1.24	1.20	NO CUMPLE
TECHO 05	0.007	0.006	1.24	1.20	NO CUMPLE
TECHO 04	0.007	0.006	1.23	1.20	NO CUMPLE
TECHO 03	0.006	0.005	1.20	1.20	NO CUMPLE
TECHO 02	0.005	0.004	1.23	1.20	NO CUMPLE
TECHO 01	0.003	0.002	1.46	1.20	NO CUMPLE

Vemos que se tiene una irregularidad moderada por torsión en la edificación ya que todas las relaciones son mayores al 1.2 según la norma E 0.30. Esto se consideró previamente para el cálculo del factor R.

3.3.5.3 Estabilidad del edificio

El sismo también ocasiona un momento de volteo, por lo cual la edificación también deberá resistir este momento. La Norma E0.30 establece la siguiente relación:

$$\frac{Me}{Mv} \geq 1.2$$

Me = Momento estabilizante causado por el peso de la estructura.

Mv = Momento de volteo causado por la fuerza sísmica que se da en cada piso de la estructura.

Tabla 39: Momento de volteo para cada piso de la edificación.

PISO	Fi (Ton)	h (m)	Mv (Ton-m)
12	50.50	36.5	1843.22
11	57.12	33.5	1913.63
10	50.88	30.5	1551.94
9	44.78	27.5	1231.58
8	38.84	24.5	951.57
7	33.06	21.5	710.83
6	27.47	18.5	508.19
5	22.09	15.5	342.33
4	16.94	12.5	211.75
3	12.08	9.5	114.73
2	7.56	6.5	49.17
1	3.70	3.5	12.95
Total			9441.91

$$(Me) = (\text{Peso} \times d)$$

d = es la mitad de la longitud de la estructura en la dirección de análisis.

$$M_{ex} = 3062.25 \times 9 = 28687.5 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

$$M_{ey} = 3062. \times 5.875 = 18726.6 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

Por lo cual se tiene los siguientes factores de seguridad para las dos direcciones analizadas. En la tabla N° 40 se muestra el cálculo del factor de estabilidad de la edificación.

Tabla 40: Factor de seguridad de la estabilidad del edificio.

Me (Ton-m)	Mv(Ton-m)	F.S.
28687.5	9441.91	3.038
18726.6	9441.91	1.983

Por lo tanto, la estructura es estable ante un sismo.

3.3.6 FUERZA CORTANTE EN LA BASE

Según la normativa E0.30, la fuerza cortante de diseño, calculada por el método dinámico debe ser el 90% del valor de la fuerza cortante basal estática para estructuras irregulares y 80% para estructuras regulares, en este caso nuestra estructura con losas aligeradas tradicionales es irregular (irregularidad por torsión) por lo tanto nuestra fuerza cortante de diseño será igual al 90% de la cortante basal, como se muestra en la tabla N° 41.

Tabla 41: Cortante basal estática, dinámica y factor de amplificación.

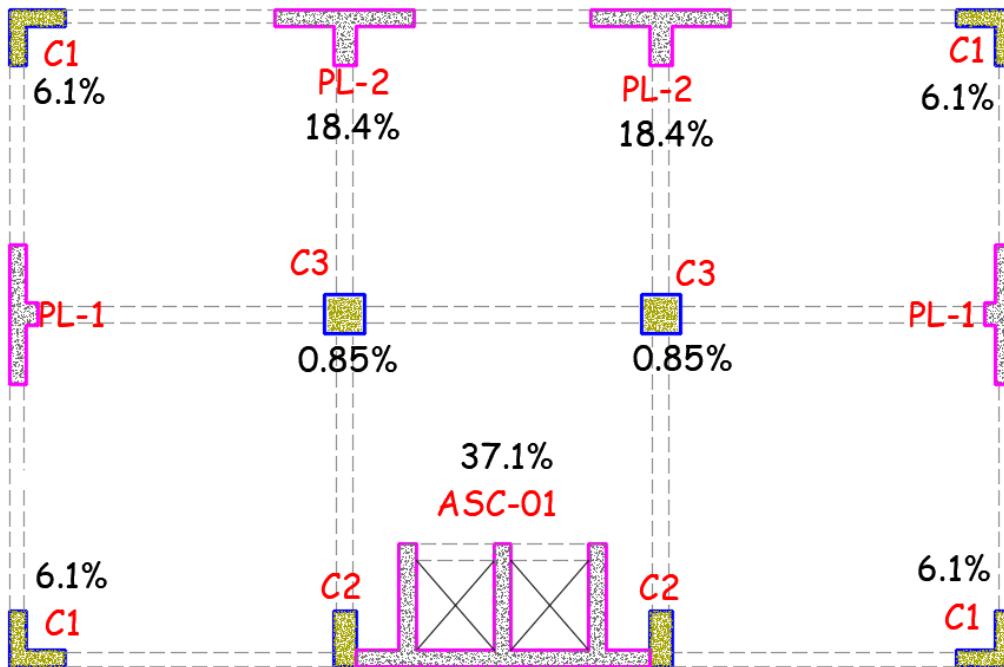
DIRECCION	CORTANTE ESTATICA	CORTANTE ESTATICA AL 90% (DISEÑO)	CORTANTE DINAMICA	FACTOR DE AMPLIFICACION
X-X	360.87 Ton	324.83 Ton	254.13 Ton	1.42
Y-Y	365.04 Ton	328.59 Ton	272.42 Ton	1.34

Notamos que la cortante basal calculado por el método dinámico es menor al 90% de la cortante basal por el método estática. Por lo cual se deberá escalar la cortante dinámica por un factor para tener la córtate basal de diseño.

3.3.7 DISTRIBUCION DE FUERZAS

La distribución de la cortante basal para cada elemento como placas y columnas es directamente proporcional a su rigidez. En la figura N° 33 y N° 34 se muestra los porcentajes de absorción de la cortante basal para las 2 direcciones de análisis

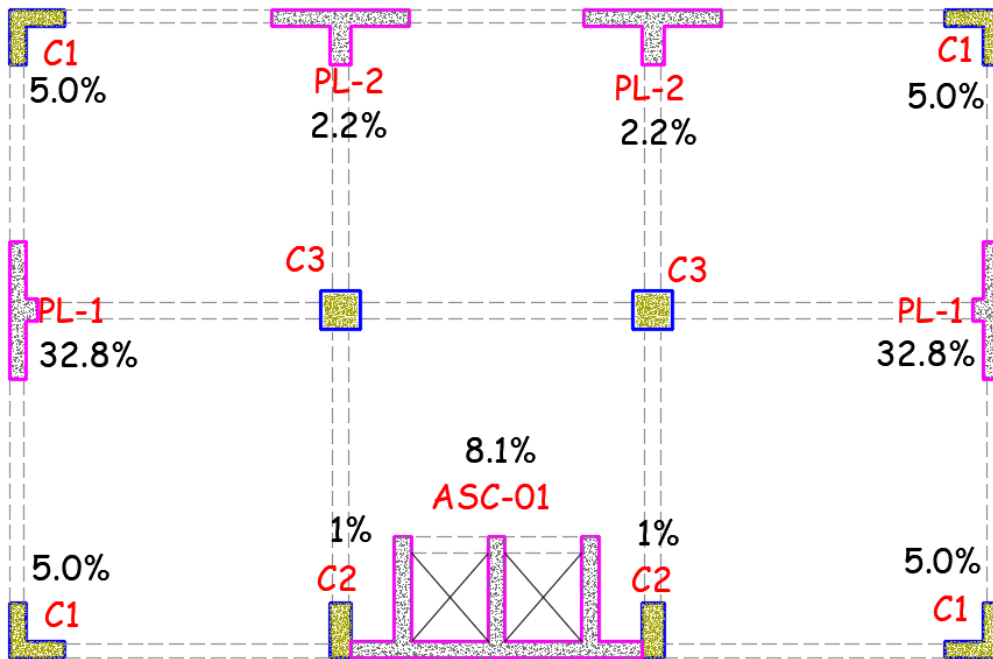
Figura 33: Porcentaje absorbido por la fuerza cortante en el primer nivel dirección X.



Como se observa que en la dirección de análisis X-X las columnas C3 (sección cuadrada) absorben un porcentaje mínimo de fuerza cortante llegando al 1% del cortante basal en el primer piso. Las columnas C1 (sección L) absorben una mayor fuerza cortante llegando a un 6% del cortante basal en el primer piso. Las placas PL2 (sección T) absorben una considerable cortante basal de 18.4% mientras que la caja de ascensor absorbe un 37.1% de la cortante basal.

Para el diseño de las columnas se considerarán principalmente las cargas de gravedad. La caja de ascensor se diseñará con el 125% de la carga de diseño porque está actuando una fuerza cortante mayor al 30% de la fuerza cortante basal

Figura 34: Porcentaje absorbido por la fuerza cortante en el primer nivel dirección Y.



Como se observa que en la dirección y-y, las columnas C2 (sección rectangular) absorben un porcentaje mínimo de fuerza cortante llegando al 1% del cortante basal en el primer piso. Las columnas C1 (sección L) absorben una mayor fuerza cortante llegando a un 5% del cortante basal en el primer piso. Las placas PL1 (sección T) absorben una considerable cortante basal de 32.8% mientras que la caja de ascensor absorbe un 8.1% de la cortante basal.

Para la PL1 se diseñará con el 125% de la carga de diseño porque está actuando una fuerza cortante mayor al 30% de la fuerza cortante basal.

CAPITULO IV

DISEÑO ESTRUCTURAL

4.1 PRINCIPIO DE DISEÑO:

El diseño estructura tiene como objetivo determinar las dimensiones y características de los elementos que forman parte de la estructura, para que estas cumplan la función para la cual fueron concebidas con un factor de seguridad aceptable, durante su vida útil. Teniendo un comportamiento satisfactorio de toda la estructura, bajo los estados límites de la estructura.

La norma E0.60 Concreto Armado manifiesta que la filosofía de diseño de elementos de concreto armado se debe de hacer mediante el Diseño de Resistencia Ultima. Este método está basado en los estados límites de la estructura, teniendo mayor énfasis los estados limites últimos. Para que después de tener el diseño del acero se verifique por el estado límite de servicio.

En el artículo 9.1.1 de la Normativa peruana de concreto armado dice lo siguiente: “Las estructuras y los elementos estructurales deberán diseñarse para obtener en todas sus secciones resistencia de diseño (ϕR_n) por lo menos iguales a las resistencia requeridas (R_u), calculadas para las cargas y fuerzas amplificadas en las combinaciones de cargas”. En la misma norma en el artículo 9.2.2 también manifiesta “Las estructuras y los elementos estructurales también deberán de cumplir con todos los demás requisitos de esta norma, para garantizar un comportamiento adecuado bajo cargas de servicio”.

Por lo cual este método de diseño por resistencia, requiere q las cargas actuantes en la estructura sean amplificadas y tener mayor Resistente de Diseño que la Resistencia Requerida, entonces tendremos la siguiente ecuación:

$$Rr \geq Ru$$

$$\phi Rn \geq Ru$$

Donde:

ϕRn = Resistencia Proporcionada o Suministrada, Resistencia de Diseño.

ϕ = Factor de Reducción de Resistencia, esta es menor que la unidad.

Rn = Resistencia del concreto y del acero en condiciones ideales, también llamada Resistencia Nominal.

La E0.60 nos indica que para tener la resistencia requerida (U), se deberá de tener 5 combinaciones con distintos factores de amplificación para diferentes cargas como cargas muertas, cargas vivas y cargas de sismo.

$$U = 1.4 CM + 1.7 CV$$

$$U = 1.25 (CM+CV) + CS$$

$$U = 1.25 (CM+CV) - CS$$

$$U = 0.9 CM + CS$$

$$U = 0.9 CM - CS$$

Los factores de reducción de resistencia (ϕ), afectan a las resistencias nominales del elementos y toman en cuenta varias incertidumbres como: la variabilidad en la resistencia, las consecuencias de la falla del elemento y el tipo de falla del elemento.

La normativa E0.60 especifica los factores de reducción de resistencia para cada tipo de sollicitación:

Para Diseño por flexión un $\phi = 0.90$

Para Diseño por flexión con tracción un $\phi = 0.90$

Para Diseño por compresión y flexocompresión:

Elementos con refuerzo en forma de espiral un $\phi = 0.75$

Elementos con estribos un $\phi = 0.70$

Para Diseño cortante y torsión un $\phi = 0.85$

4.2 DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS TRADICIONAL:

4.2.1 DISEÑO POR FLEXION:

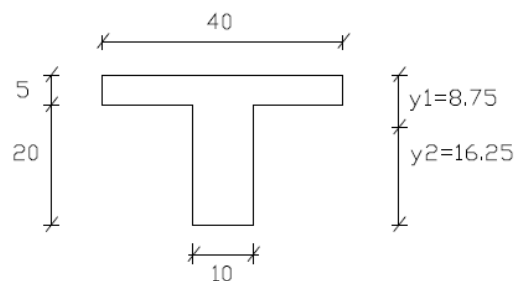
La losa aligerada tradicional tiene un comportamiento de diafragma rígido que no se deforma ante las cargas de sismo y compatibiliza los desplazamientos laterales. Por esta razón las losas aligeradas se diseñan por flexión.

Para el cálculo de la resistencia requerida para cargas de gravedad se tendrá en cuenta la siguiente formula:

$$U = 1.4 CM + 1.7 CV \text{ (CM = Carga Muerta y CV = Carga Viva)}$$

Estas losas tradicionales se diseñan como vigas que tiene una sección "T". Tener en cuenta que para el diseño de acero para momentos negativos el ancho es de $b = 10 \text{ cm}$. y para el diseño de acero para momentos positivos el ancho es de $b = 40 \text{ cm}$. En la figura N° 35 se muestra las dimensiones de la sección de la vigueta tradicional.

Figura 35: Sección T de la vigueta de una losa aligerada tradicional.



4.2.2 DISEÑO POR CORTE:

Para las losas aligeradas tradicionales, las viguetas tienen un peralte muy reducido por el cual, al diseñar por cortante, la cortante actuante solo debe de ser absorbido por el concreto ya que las viguetas no cuentan con estribos. Esto quiere decir que la contribución del acero para el corte es nula ($V_s = 0$).

Para el caso de que la cortante de diseño sea mucho mayor a la cortante que soporta el concreto, se realizara los ensanches, estos ensanches se logran al realizar el retirado alternado de los ladrillos de arcilla en los

extremos de la losa aligerada, esto se hace para que aumente el ancho de la vigueta y por consecuente aumenta su resistencia al cortante.

La Norma E0.60 estipula que solo para el diseño por corte, se aumente un 10% de la resistencia al cortante en las viguetas de losas. Así se tiene las siguientes fórmulas para el cálculo de la cortante que absorbe el concreto:

$$V_n = 1.1 \times 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d \quad (\text{resistencia nominal al corte})$$

$$\phi V_n = 0.85 \times 1.1 \times 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d \quad (\text{resistencia ultima de diseño})$$

4.2.3 VERIFICACION DE DEFLEXIONES

Después del diseño por la Resistencia Ultima de la losa aligerada tradicional, esto no garantiza necesariamente que su comportamiento bajo cargas de servicio sea el más adecuado. Esto ocurre ya que en su mayor parte del tiempo los elementos se encuentran bajo las solicitaciones de cargas en servicio y no por las cargas ultimas o amplificadas. Por lo cual se deberá de hacer una verificación de estos elementos para que no excedan los estados límites de servicio.

Por lo cual para el cálculo de deflexión para una losa aligerada tradicional se tendrá en cuenta los siguientes aspectos:

- Momento de agrietamiento de la sección (M_{cr}):

$$M_{cr} = \frac{f_r \times I_g}{Y_t}$$

f_r = módulo de rotura del concreto.

I_g = momento de inercia de la sección bruta.

Y_t = distancia entre la fibra más extrema en tracción y el centroide de la sección.

- Inercia efectiva (I_{ef}):

Se debe tener las siguientes consideraciones:

Si $M_{a\ cs} < M_{cr}$ entonces $I_{ef} = I_g$

Si $M_{a\ cs} > M_{cr}$ entonces $I_{ef} = I_g$

$M_{a\ cs}$ = Momento actuante por carga máxima sin amplificar.

M_{cr} = Momento de agrietamiento de la sección.

I_g = Momento de inercia de la sección bruta.

- Momento de inercia para la sección agrietada (I_{cr}):

Se calculará mediante la siguiente formula:

$$I_{cr} = I_{ef} = \frac{b c^3}{3} + n A_s (d - c)^2 + (2n - 1) A'_s (c - d')^2$$

b = ancho de la sección (cm).

d = peralte efectivo (cm).

d' = recubrimiento (cm).

c = profundidad del eje neutro considerando las barras de acero (cm).

n = relación entre módulo de elasticidad del acero y módulo de elasticidad del concreto ($E_a/E_c = 9.20$)

A_s = acero colocado en la zona de tracción (cm)

A'_s = acero colocado en la zona de compresión (cm)

Para el cálculo de c se realizará mediante la siguiente formula:

$$\frac{b}{2} c^2 + (n x (A'_s + A_s) - A'_s) c - (n x (A_s d + A'_s d') - A'_s d') = 0$$

Para obtener la inercia efectiva promedio se tendrá en cuenta la siguiente formula:

$$I_{ef} = \frac{I_{ef1} + 2 \times I_{ef2} + I_{ef3}}{4}$$

I_{ef1} = momento de inercia en el extremo derecho.

I_{ef2} = momento de inercia en la parte central.

I_{ef3} = momento de inercia en el extremo izquierdo.

- Deflexión instantánea:

$$\Delta_i = \frac{5xLn^2}{48xE_c x I_{ef}} [M_{CL} - 0.10(M_L + M_D)]$$

L_n = luz libre del tramo

E_c = módulo de elasticidad del concreto

I_{ef} = inercia efectiva de la sección.

M_{CL} = momento en el centro del tramo debido a cargas de servicio

M_L = momento negativo en el extremo izquierdo (sin signo)

MD = momento negativo en el extremo derecho (sin signo)

- Deflexión diferida:

Deflexión Diferida = λ Deflexión Instantánea

$$\lambda = \frac{\xi}{1 + 50\rho'}$$

ρ' = cuantía del acero en compresión en el centro del tramo para vigas simples o continuas y en el apoyo de voladizos.

ξ = 2.0 para la duración de la carga de 5 años a más.

- Deflexión admisible:

La E0.60 establece límites admisibles para las deflexiones para cada tipo de elemento. En la tabla N° 42 se muestra las deflexiones límites que está en función de la luz libre y el tipo de la vigueta tradicional.

Tabla 42: Deflexiones admisibles para cada tipo de elemento.

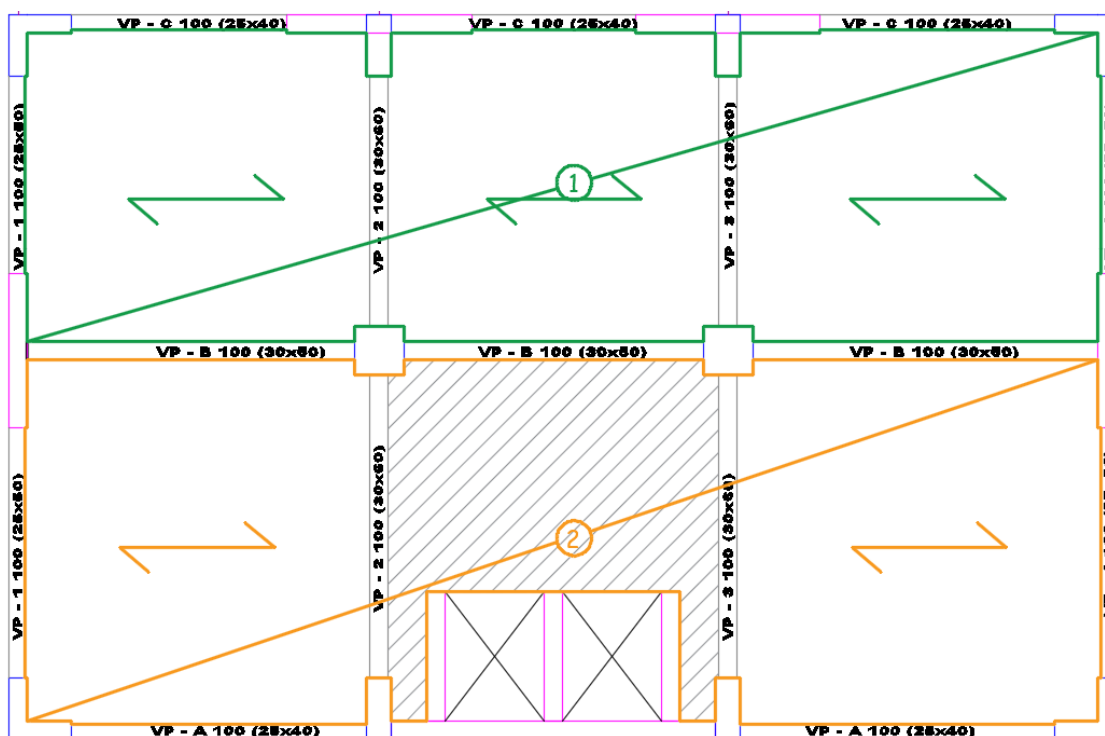
TIPO DE ELEMENTO	DEFLEXIÓN CONSIDERADA	DEFLEXIÓN LÍMITE
Techos planos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños por deflexiones excesivas	Deflexión inmediata debida a la carga viva.	L / 180 (*)
Pisos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños por deflexiones excesivas.	Deflexión inmediata debida a la carga viva.	L / 360(**)

Piso o techos que soporten o estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños por deflexiones excesivas	La parte de la deflexión total que ocurre después de la unión de los elementos no estructurales (la suma de la deflexión diferida debida a todas las cargas sostenidas y la deflexión inmediata debida a cualquier carga viva adicional). (*)	L / 480 (***)
Pisos o techos que soporten o estén ligados a elementos no estructurales no susceptibles de sufrir daños por deflexiones excesivas.	$\Delta_{DIF. CM} =$ $\Delta_{DIF. CV(30\%)} =$ $\Delta_{INST. CV} =$	L / 240 (****)

4.2.4 EJEMPLO DE DISEÑO

Se realiza el diseño de la vigueta tipo 1 de la planta típica como ejemplo. En la figura N° 36 se muestra la planta típica con las losas aligeradas.

Figura 36: Croquis de la vigueta tipo 1 planta típica.



Diseño por flexión:

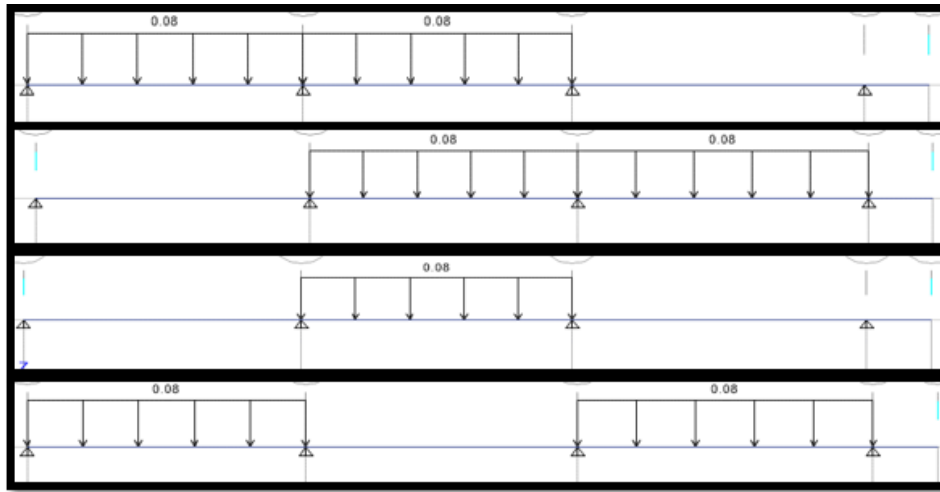
Para el diseño por flexión primero se deberá de tener los momentos máximos flectores por cualquier método de análisis. Para determinar estos momentos flectores se deberá de realizar la alternancia de cargas solamente para la carga viva, este proceso estudia las diversas posiciones que deberá de tener la carga viva o sobrecarga en la estructura. Esta alternancia se realiza con la finalidad de obtener momentos flectores máximos positivos, máximos negativos, mínimos, máximas cortantes, deflexiones, etc. para así construir las envolventes de momentos flectores y de fuerzas cortantes, como se muestra en la figura N° 37.

Cargas de gravedad:

$$CM = 0.204 \text{ Tn/m}$$

$$CV = 0.080 \text{ Tn/m}$$

Figura 37: Alternancia de sobrecarga en la vigueta tipo 1



En la tabla N° 43 se observa el cálculo del acero para la losa tradicional tipo 01 para la planta típica.

Tabla 43: Diseño de la losa tipo 01, planta típica.

	TRAMO 1-2			TRAMO 2-3			TRAMO 3-4		
	Mizq (-)	Mcen (+)	Mder (-)	Mizq (-)	Mcen (+)	Mder (-)	Mizq (-)	Mcen (+)	Mder (-)
M CM (kg-m)	267	558	591	591	145	578	578	544	158
M Cv 1 (kg-m)	105	202	271	271	137	60	60	0	115
M Cv 2 (kg-m)	105	0	80	80	130	283	283	235	115
M Cv 3 (kg-m)	105	0	123	123	196	90	90	0	115
M Cv 4 (kg-m)	105	273	130	130	0	162	162	301	115
M max Cv (kg-m)	105	273	271	271	196	283	283	301	115
Mu (kg-m)	552	1245	1288	1288	536	1290	1290	1273	417
As cm2 (requerido)	0.69	1.53	1.70	1.70	0.65	1.71	1.71	1.56	0.52
As min	1.06	0.53	1.06	1.06	0.53	1.06	1.06	0.53	1.06
As colocado	1Ø12mm	1Ø12mm +1Ø8mm	1Ø12mm +1Ø3/8"	1Ø12mm +1Ø3/8"	1Ø3/8	1Ø12mm +1Ø3/8"	1Ø12mm +1Ø3/8"	1Ø12mm +1Ø8mm	1Ø12mm
As colocado (cm2)	1.13	1.64	1.84	1.84	0.71	1.84	1.84	1.64	1.13

Diseño por Corte:

Calculo de la fuerza cortante que soporta la vigueta considerando un incremento del 10% según la E0.60:

$$Vu \text{ resistente} = 1.1 \times 0.85 \times 0.53 \sqrt{210} \times 10 \times 22 = 1580 \text{ kg.}$$

Según el análisis estructural tenemos una Cortante ultima Máxima de 1431.64 kg.

Por lo que según el principio de $\phi R_n \geq R_u$, se cumple que la vigueta de peralte 25 cm. y un ancho de 10 cm absorberá la cortante ultima máxima. Lo cual indica que no será necesario los ensanches.

Verificación de Deflexiones: Se procederá a calcular la Deflexion máxima como se muestra en la tabla N° 44.

Tabla 44: Deflexión máxima de la losa tipo 01, planta típica.

	Apoyo 1	Centro	Apoyo 2
Módulo de ruptura del concreto (fr)	29.98 kg/cm ²		
Momento de inercia de la sección bruta (I _g)	22708 cm ⁴		
Distancia desde del eje hacia el extremo (Y _t)	8.75 cm	16.25 cm	8.75 cm
Momento de agrietamiento (M _{cr})	752.2 kg-m	405.0 kg-m	752.2 kg-m
Momento Actuante (M _a)	372 kg-m	760 kg-m	862 kg-m
Por lo tanto	I _{ef} = I _g	I _{ef} = I _{cr}	I _{ef} = I _{cr}
Inercia efectiva (I _{ef})	22708 cm ⁴	5728.16 cm ⁴	6336.67 cm ⁴
Inercia efectiva promedio (I _{ef})	10125.25 cm ⁴		
CALCULO DE DEFLEXION INSTANTANEA CM			
Momentos por CM	267 kg-m	558 kg-m	591 kg-m
Deflexión instantánea	0.070 cm		
CALCULO DE DEFLEXION INSTANTANEA 100%CV			
Momentos por 100%CV	105 kg-m	273 kg-m	271 kg-m
Deflexión instantánea	0.035 cm		
CALCULO DE DEFLEXION INSTANTANEA 30%CV			
Momentos por 30%CV	31.5 kg-m	81.9 kg-m	81.3 kg-m
Deflexión Instantánea	0.011 cm		
CALCULO DE DEFLEXION DIFERIDA			
	2		
Deflexión diferida CM	0.140 cm		
Deflexión diferida 100%CV	0.070 cm		
Deflexión diferida 30%CV	0.022 cm		

CALCULO DE DEFLEXION QUE INTERVENDRAN	
Deflexión diferida CM	0.140 cm
Deflexión diferida 30%CV	0.070 cm
Deflexión Instantánea 100%CV	0.035 cm
Deflexión Total	0.245 cm
Deflexión Limite o Admisible	1.17 cm
CUMPLE	

Como se observa en la anterior tabla las deflexiones totales de las viguetas son menores a las deflexiones admisible propuestas por la normativa E0.60. Lo cual indica que no fallara por los esfuerzos admisibles ocasionados por las cargas de servicio.

4.3 DISEÑO DE VIGAS

4.3.1 DISEÑO POR FLEXION:

La normativa E0.60 del reglamento nacional de edificaciones manifiesta que para el diseño por resistencia ultima (diseño por rotura) de elementos estructurales que están bajo las sollicitaciones de flexión se deberá de tener las siguientes consideraciones:

- Las secciones planas permanecen planas después del efecto de flexión, esta es la hipótesis de Navier, esto solo se cumple para vigas esbeltas.
- No existe deslizamiento entre el concreto circundante y el acero, es decir existe adherencia. Por lo cual las deformaciones en el acero y el concreto que lo rodea son iguales.
- Se asume que el concreto fallara cuando se agota su capacidad de deformación, cuando la deformación en compresión llega al valor límite de 0.003 según la normativa E0.60.
- Los esfuerzos que se da en e concreto y en el acero serán calculados a partir de las deformaciones utilizando las relaciones constitutivas del acero y del concreto.

- Se desprecia la resistencia a tracción del concreto para los cálculos de la resistencia. Es decir, solo el acero absorberá los esfuerzos a tracción.

Con las anteriores hipótesis o consideraciones anteriores es posible determinar la resistencia por solicitaciones a flexión de cualquier sección de concreto armado, siempre y cuando este elemento sea esbelto. Por lo cual nos ayuda a simplificar las ecuaciones para el análisis y diseño por flexión.

4.3.2 DISEÑO POR FUERZA CORTANTE:

Para el diseño por fuerza cortante se deberá de tener en cuenta el principio de diseño, que es el del diseño por resistencia ultima, que tiene la siguiente formula:

$$\phi V_n \geq V_u$$

V_u = Resistencia requerida por las solicitaciones de fuerza cortante.

V_n = Resistencia nominal, que es la suma del aporte del concreto más el aporte del acero o refuerzo en el alma (estribos).

ϕ = Factor de reducción de resistencia por fuerza cortante igual a 0.85, la norma E0.60 manifiesta que la falla por fuerza cortante es una falla frágil es por eso que este factor tiene este valor.

La capacidad de corte del elemento está dada por la sumatoria del aporte del concreto y el refuerzo en el alma. Para el aporte del concreto este dado conservadoramente por los ensayos realizados en laboratorios por vigas sin refuerzo en el alma, teniendo así la siguiente expresión:

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_u = \phi (V_c + V_s)$$

Para el aporte del concreto para el corte V_c para elementos sujeto a flexión, se podrá calcula con la siguiente expresión:

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

Si $V_u > \phi V_c$ entonces se tendrá que utilizar refuerzo en el alma del elemento. El refuerzo (estribo) por corte deberá de soportar la siguiente solicitación:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

El caso más frecuente es el de utilizar estribos verticales perpendiculares al eje del elemento. Por lo cual se tendrá la siguiente ecuación:

$$V_s = \frac{A_v \times f_y \times d}{s}$$

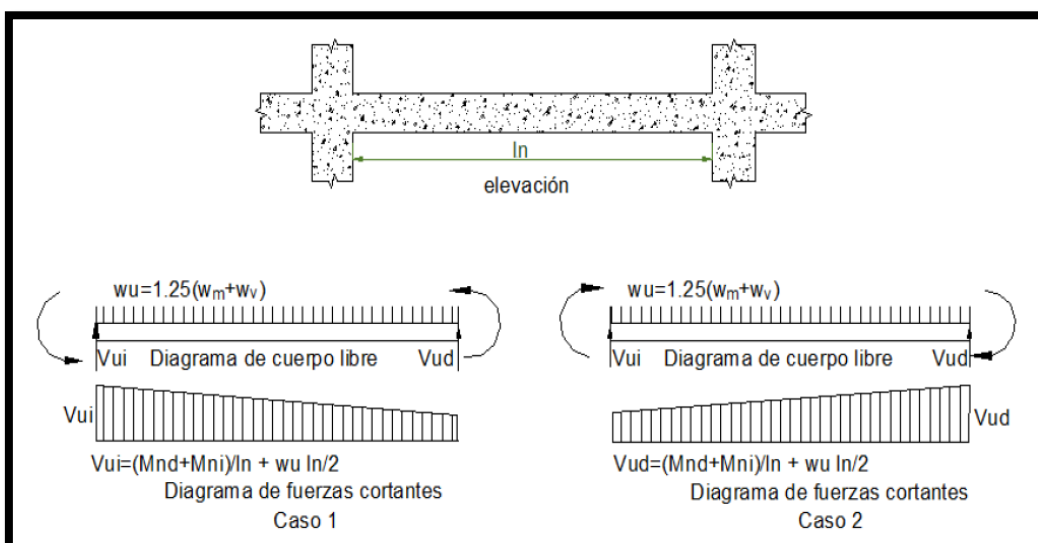
A_v = es el área de refuerzo que se colocara para resistir las solicitaciones por corte.

s = espaciamiento de los estribos que se colocaran.

Para el cálculo de la cortante actuante ultima, se tiene 2 tipos:

- Cortante ultima calculado por el Diseño por Resistencia, es decir por las cargas amplificadas.
- Para que prime la falla por flexión antes que la falla por corte del elemento se hace uso del Diseño por Capacidad. Para el cálculo de la cortante ultima actuante por este diseño se calcula en base al refuerzo colocado por flexión, es decir darle más acero en el alma que el acero longitudinal para que este tenga una falla dúctil antes que se produzca la falla por cortante (falla frágil). En la figura N° 38 se muestra el cálculo de la cortante ultima por el diseño de capacidad.

Figura 38: Fuerza cortante ultima por el Diseño de Capacidad.



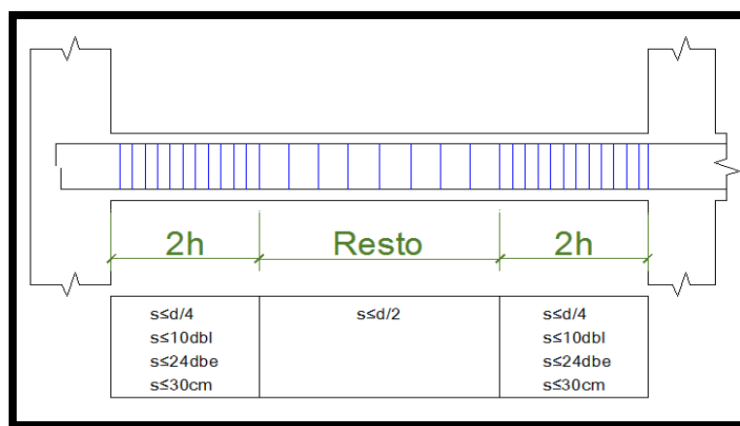
Fuente: NTE 0.60.

La Norma E0.60 estipula espaciamientos mínimos para los estribos en vigas:

La Zona de confinamiento será la longitud considerada 2 veces el peralte de la viga, medida desde la cara del apoyo.

En la zona de confinamiento y el resto los estribos deberán estar espaciadas como se muestra en la figura N° 39, que indica los espaciamientos mínimos de estribo en vigas para un sistema dual tipo I, que es el caso de la edificación en análisis,

Figura 39: Distribución mínima de estribos en vigas para un sistema dual tipo I.



Fuente: NTE 0.60.

4.3.3 CONTROL DE DEFLEXIONES

Después del diseño por la Resistencia Última de la viga esbelta, esto no garantiza necesariamente que su comportamiento bajo cargas de servicio sea el más adecuado. Esto ocurre ya que en su mayor parte del tiempo los elementos se encuentran bajo las solicitaciones de cargas en servicio y no por las cargas últimas o amplificadas. Por lo cual se deberá de hacer una verificación de estos elementos para que no excedan los estados límites de servicio.

Por lo cual, para el cálculo de deflexión para una viga esbelta, se tendrá en cuenta los siguientes aspectos:

- Momento de agrietamiento de la sección (M_{cr}):

$$M_{cr} = \frac{f_r \times I_g}{Y_t}$$

fr = módulo de rotura del concreto.

Ig = momento de inercia de la sección bruta.

Yt = distancia desde el eje centroidal de la sección total a la fibra extrema en tracción sin considerar el refuerzo.

- Inercia efectiva (Ief):

Se debe tener las siguientes consideraciones.

Si $M_a c_s < M_{cr}$ entonces $I_{ef} = I_g$.

Si $M_a c_s < M_{cr}$ entonces $I_{ef} = I_g$.

$M_a c_s$ = Momento actuante por carga máxima sin amplificar.

M_{cr} = Momento de agrietamiento de la sección.

I_g = Momento de inercia de la sección bruta.

- Momento de inercia de la sección agrietada (Icr):

Se calculará mediante la siguiente formula:

$$I_{cr} = I_{ef} = \frac{b c^3}{3} + n A_s (d - c)^2 + (2n - 1) A'_s (c - d')^2$$

b = Ancho de la viga (cm)

d = Peralte efectivo de la viga (cm)

d' = recubrimiento (cm)

c = profundidad del eje neutro considerando las barras de acero (cm)

n = relación entre módulo de elasticidad del acero y módulo de elasticidad del concreto ($E_a/E_c = 9.20$).

A_s = acero colocado en la zona de tracción (cm).

A'_s = acero colocado en la zona de compresión (cm).

Para el cálculo de c se realizará mediante la siguiente formula:

$$\frac{b}{2} c^2 + (n x (A'_s + A_s) - A'_s) c - (n x (A_s d + A'_s d') - A'_s d') = 0$$

Para obtener la inercia efectiva promedio se tendrá en cuenta la siguiente formula:

$$I_{ef} = \frac{I_{ef1} + 2 \times I_{ef2} + I_{ef3}}{4}$$

Ief 1 = momento de inercia en el extremo derecho.

Ief 2 = momento de inercia en la parte central.

Ief 3 = momento de inercia en el extremo izquierdo.

- Deflexión instantánea:

$$\Delta_i = \frac{5xLn^2}{48xE_cxI_{ef}} [M_{CL} - 0.10(M_L + M_D)]$$

Ln = luz libre del tramo.

Ec = módulo de elasticidad del concreto.

Ief = inercia efectiva de la sección.

MCL = momento en el centro del tramo debido a cargas de servicio.

ML = momento negativo en el extremo izquierdo (sin signo).

MD = momento negativo en el extremo derecho (sin signo).

- Deflexión diferida:

Deflexión Diferida = λ Deflexión Instantánea

$$\lambda = \frac{\xi}{1 + 50\rho'}$$

ρ' = cuantía del acero en compresión en el centro del tramo para vigas simples o continuas y en el apoyo de voladizos.

$\xi = 2.0$ para la duración de la carga de 5 años a más.

- Deflexión admisible:

La E0.60 establece límites admisibles para las deflexiones para cada tipo de elemento.

4.3.4 CHEQUEO DE ANCHO DE FISURAS

Como ya lo hemos mencionado que el diseño por Resistencia de un elemento no garantiza necesariamente que su comportamiento bajo cargas de servicio sea satisfactorio.

Por lo tanto, es necesario verificar que los elementos no excedan los estados límites de servicio, en este caso verificaremos los anchos de grietas en los elementos originados por la flexión.

La normativa E0.60 controla el ancho de las fisuras indirectamente con el cálculo del parámetro Z y está basada en las formulas empíricas de Gergely-Lutz, que permite estimar el ancho máximo de fisuras en la cara de tracción

por flexión de vigas y losas armadas en una dirección. Para el cálculo del parámetro Z se tendrá en cuenta las siguientes consideraciones:

- El parámetro Z está definido por la siguiente formula:

$$Z = fs \times \sqrt[3]{dc \times Act}$$

- Para el cálculo del esfuerzo del acero en estado de servicio, se calculará de la siguiente manera:

$$fs = 0.6 \times fy$$

- Para el cálculo del área efectiva del concreto en tracción que rodea el acero de refuerzo en tracción tiene la siguiente formula:

$$Act = 2 \times dc \times b / n$$

Donde:

dc = es el espesor del recubrimiento del concreto.

n = número de barras

el refuerzo en la zona de tracción por flexión debe distribuirse de tal modo que $Z < Z_{max}$, donde $Z_{max} = 26\ 000\ \text{kg/cm}$ para condiciones normales de exposición.

4.3.5 ADHERENCIA Y ANCLAJE DEL REFUERZO

Para un elemento de concreto armado es indispensable que existe adherencia entre el acero de refuerzo y el concreto que rodea al acero, de tal manera que ambos materiales trabajen juntos y logren la acción compuesta del concreto reforzado. Si no existiera esta adherencia, las barras de refuerzo se deslizarán dentro de la masa del concreto y así tendrías diferentes deformaciones tanto el concreto como el acero. Tener una buena adherencia conlleva a asegurar el anclaje de las barras de acero y transmitir los esfuerzos cortantes.

LONGITUD DE DESARROLLO: También llamado longitud de anclaje, que tiene como definición la longitud mínima que necesita una barra de acero para que los esfuerzos varíen desde cero hasta alcanzar el esfuerzo de fluencia. La longitud de anclaje o de desarrollo de una barra de acero en tracción depende de los siguientes factores:

- El diámetro de la barra.
- Tipo de barra lisa o corrugada.
- Esfuerzo de fluencia del acero.
- Posición de la barra (superior o inferior).
- Resistencia a la compresión del concreto ($f'c$), etc.

En la tabla N° 42 se muestra las longitudes de desarrollo para los diferentes diámetros de barras de acero.

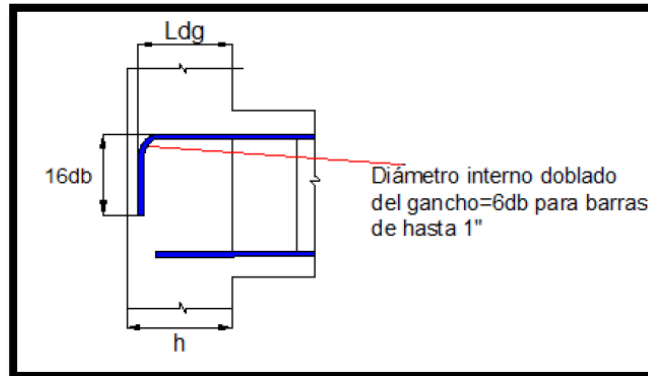
Tabla 45: Longitudes de anclaje en tracción para barras superiores e inferiores.

LONGITUDES DE DESARROLLO DE BARRAS EN TRACCIÓN					
ϕ	ϕ mm	$f'c=210 \text{ kg/cm}^2$		$f'c=280 \text{ kg/cm}^2$	
		ld(mm)		ld(mm)	
		Barras superiores	Otras barras	Barras superiores	Otras barras
8mm	8	367	282	317	244
3/8"	9.525	436	336	378	291
12mm	12	550	423	476	366
1/2"	12.7	582	448	504	388
5/8"	15.875	727	560	630	485
3/4"	19.05	873	672	756	582
1"	25.4	1441	1109	1248	960
1 3/8"	34.925	1982	1524	1716	1320

Fuente: Norma E0.60, artículo 12.2.

GANCHO ESTANDAR: Los ganchos se emplean cuando no hay suficiente espacio para anclar la barra, esto es bastante común en los extremos de las vigas que se apoyan en columnas o muro. Este anclaje se caracteriza por una longitud recta mínima denominada L_{dg} , un doblez a 90° o 180° y una extensión recta. Los valores de L_{dg} son los mismo para barras de lecho superior e inferior, es decir el valor no se modifica por la posición de la barra. Tenga presente que los ganchos en barras gruesas requieren de bastante espacio para acomodar todas las características geométricas, por lo tanto, en los nudos extremos hay que prestar atención a la congestión de refuerzo y a las dimensiones del nudo. En la figura N° 40 se muestra el detallado del anclaje de un gancho estándar.

Figura 40: Detalle del gancho estándar en barras longitudinales.



Fuente: Ottazzi Pasino, 2011.

En la tabla N° 46 se muestra la longitud de desarrollo de barras en tracción para un gancho estándar dependiendo de su diámetro y el f'_c del concreto.

Tabla 46: Longitudes de desarrollo de barras en tracción para un gancho estándar.

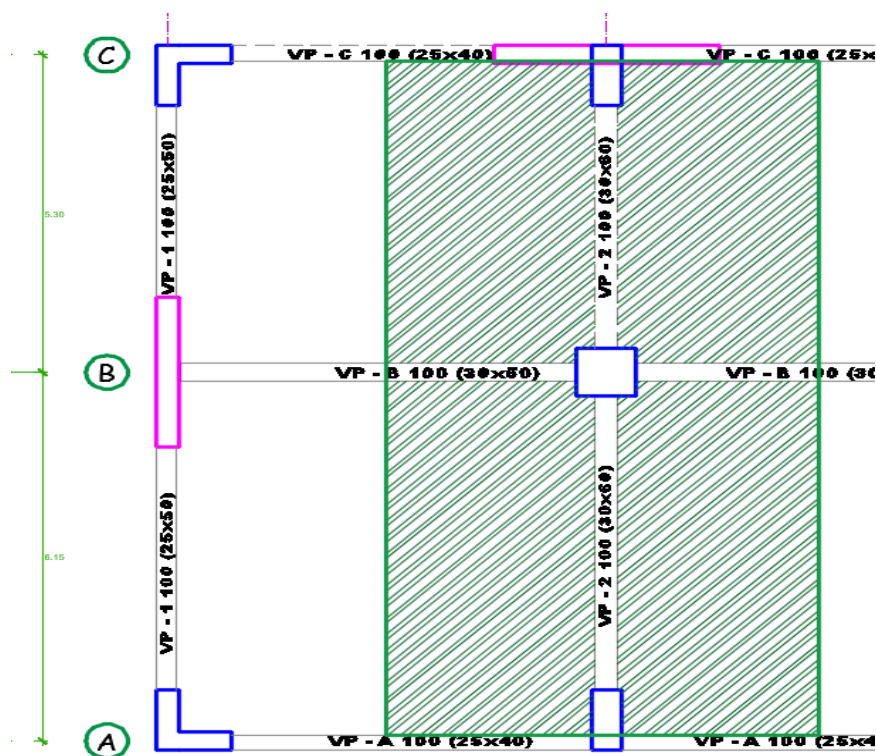
f'_c (kg/cm ²) \ d_b (mm)	210	250	280	320	350
10	22	20	19	18	17
12	26	24	23	21	20
14	30	28	26	25	24
16	35	32	30	28	27
18	39	36	34	32	30
20	43	40	38	32	34
22	48	44	41	39	37
25	54	50	47	44	42
32	70	64	60	56	54

Fuente: Norma E0.60, artículo 12.2.

4.3.6 EJEMPLO DE DISEÑO

Se realiza el diseño de la viga VP – 3 de la planta típica. En la figura N° 41 se muestra el ancho tributario de la viga a diseñar.

Figura 41: Ancho tributario de la viga VP-3 planta típica.

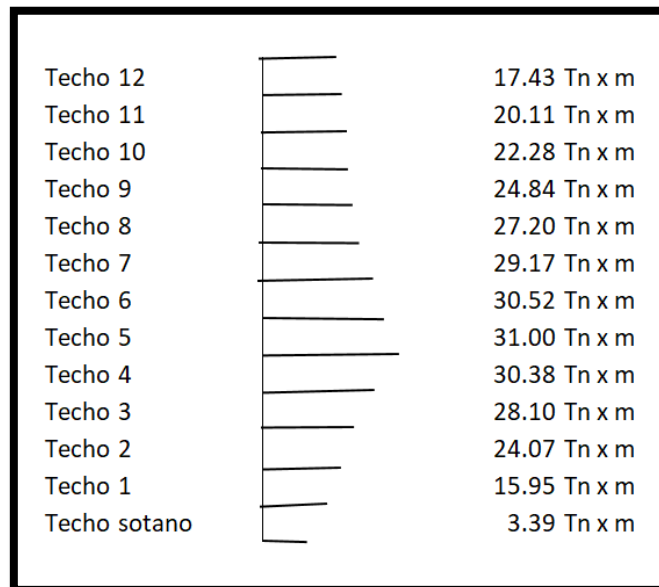


Diseño por flexión:

Los momentos de diseño producidos por las 5 combinaciones en los distintos niveles de la viga VP – 3 tiene una distribución parabólica como se muestra en la figura N° 41. Como se nota los momentos máximos están ocurriendo en los pisos intermedios (4º, 5º y 6º nivel) de la edificación, también notamos que el momento mínimo se da en el nivel de sótano y en el último piso.

Por lo cual se sectorizo los momentos para el diseño, planta del sótano, planta típica y nivel de la azotea.

Figura 42: Variación de Momentos en las vigas de la dirección y-y (se toma como referencia la VP-3, tramo A-B.)



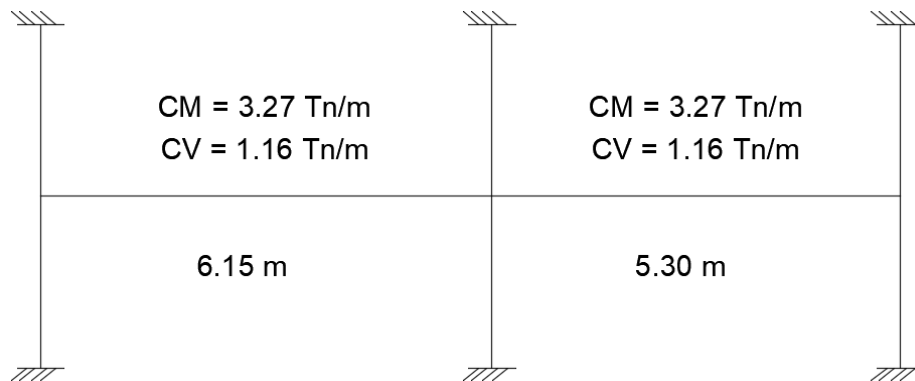
Los momentos son considerables debido a que es una estructura dual y las fuerzas sísmicas son absorbidos por las placas y pórticos.

Los momentos de diseño del análisis estructural serán los siguientes: 17.43 Tn x m para azotea, 31.00 Tn x m para techos del 1 al 11 y 3.39 Tn x m para sótano. Asimismo, para las demás vigas se tomará los momentos de diseño teniendo en cuenta el mismo criterio.

Para las cargas de gravedad se utilizó el modelo simplificado que considera el efecto constructivo. Este método simplificado asume que los extremos lejanos de las columnas que concurren a la viga en estudio están empotrados, se supone que no existe repercusión de los giros entre niveles consecutivos. También se admite que los pórticos no tienen desplazamiento lateral o que estos desplazamientos son despreciables (Ver figura N° 43).

Luego se realizó las 5 combinaciones de cargas con una tabla Excel y hallamos los momentos y cortantes de la envolvente de diseño. Los momentos de diseño serán a la cara del apoyo.

Figura 43: Modelo simplificado para el análisis de cargas de gravedad VP-3



A continuación, se presenta las 5 combinaciones de momentos de la VP-3 del techo 1 al techo 11, como se muestra en la tabla N° 47.

Tabla 47: Combinación de cargas para la viga VP-3.

TRAMO	DISTANCIA	COMB 1 $1.4CM+1.7CV$	COMB 2 $1.25(CM+CV)+CS$	COMB 3 $1.25(CM+CV)-CS$	COMB 4 $0.9CM+CS$	COMB 5 $0.9CM-CS$
	m	ton-m	ton-m	ton-m	ton-m	ton-m
TRAMO 1-2	0.50	-10.91	18.75	-44.76	24.73	-38.78
	0.98	-6.12	17.59	-34.48	21.47	-30.60
	1.45	-2.21	15.74	-24.89	17.84	-22.80
	1.93	0.81	13.20	-16.00	13.83	-15.36
	2.41	2.95	9.96	-7.80	9.45	-8.30
	2.89	4.20	6.03	-0.29	4.71	-1.61
	3.36	4.56	1.41	6.53	-0.42	4.70
	3.84	4.03	-3.90	12.66	-5.91	10.65
	4.32	2.61	-9.90	18.09	-11.78	16.22
	4.80	0.31	-16.60	22.83	-18.02	21.42
	5.27	-2.88	-23.99	26.88	-24.63	26.25
5.75	-6.95	-32.07	30.24	-31.61	30.70	
TRAMO 2-3	0.40	-8.44	33.18	-38.06	34.74	-36.50
	0.89	-2.37	28.99	-26.33	28.66	-26.66
	1.38	2.05	23.52	-15.88	21.91	-17.49
	1.87	4.82	16.77	-6.71	14.49	-8.99
	2.36	5.93	8.75	1.19	6.42	-1.15
	2.84	5.39	-0.54	7.81	-2.33	6.03
	3.33	3.19	-11.12	13.16	-11.74	12.54
	3.82	-0.66	-22.96	17.23	-21.81	18.38
	4.31	-6.16	-36.09	20.02	-32.55	23.57
	4.80	-13.32	-50.49	21.54	-43.95	28.08

A continuación, se presenta el diagrama de momentos de la envolvente de diseño de la VP-3 del techo 1 al techo 11 en la figura N° 44 y N°45 del tramo A-B y B-C respectivamente.

Figura 44 Envolverte de momentos de diseño de la VP-3 tramo A-B

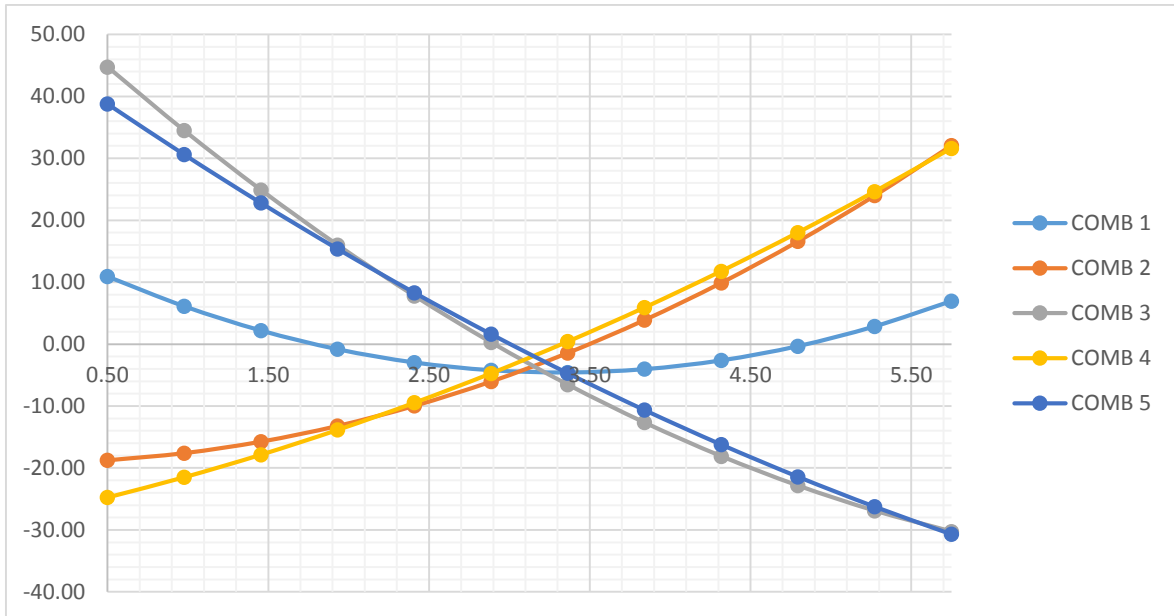
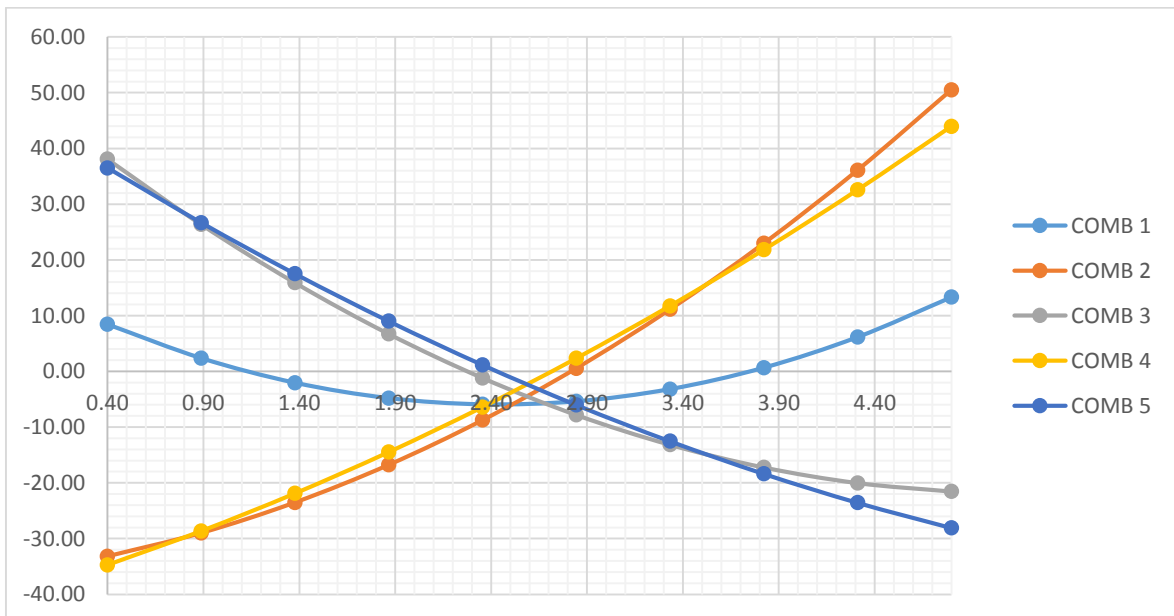


Figura 45: Envolverte de momentos de diseño de la VP-3 tramo B-C



Luego se procede a diseñar el acero longitudinal utilizando los momentos críticos tanto positivos como negativos del diagrama de la envolvente, como se muestra en la tabla N°48.

Tabla 48: Diseño por flexión de la viga VP-3.

	TRAMO A-B			TRAMO B-C		
	M izq (-)	M (+)	M der (-)	M izq (-)	M (+)	M der (-)
Mu (Tn-m)	44.76	18.49	33.12	38.06	16.27	-50.49
b (cm)	30	73	30	30	30	30
d (cm)	52	52	52	52	52	52
As cm ² (requerido)	27.05	8.71	20.51	24.02	8.24	30.49
As max	25.27	27.22	25.27	25.27	25.27	25.27
As min	9.02	2.90	6.84	8.01	2.75	10.16
As colocado (Tracción)	4Ø1"+ 2Ø3/4	2Ø1"	2Ø1"+ 5Ø3/4		2Ø1"	6Ø1"
As colocado (Compresión)	2Ø3/4"	-	-		-	2Ø3/4"
As colocado (cm ²)	26.08	10.2	24.4		10.2	30.6

Diseño por Fuerza Cortante:

Se calcula la fuerza cortante ultima actuante por las 5 combinaciones (Diseño por Resistencia) y por el Diseño de Capacidad.

1. Cálculo del Vu por las combinaciones de carga (Diseño por Resistencia), como se muestra en la tabla N° 49:

Tabla 49: Combinación de cargas de la viga VP-3.

	TRAMO A-B		TRAMO B-C	
	M izq	M der	M izq	M der
Combinación 1	10.98	9.47	14.12	16.34
Combinación 2	1.70	6.31	7.27	1.80
Combinación 3	22.26	17.66	25.29	30.76
Combinación 4	6.44	8.94	11.77	8.56
Combinación 5	17.52	15.02	20.79	24.02
Vu (Ton)	22.26	17.66	25.29	24.02

Estas fuerzas cortantes son a una distancia $d = 52\text{cm}$ de la cara del apoyo.

2. Cálculo del Vu por el Diseño de Capacidad: teniendo así la siguiente formula:

$$V_u = V_u \text{ isostático} + 1.25 (M_{ni} + M_{nd}) / l_n$$

M_{ni} = Momento Nominal en el apoyo izquierdo, con el acero realmente colocado.

M_{nd} = Momento Nominal en el apoyo derecho, con el acero realmente colocado.

Para el cálculo de V_u isostático se halla con la siguiente formula:

$$V_u \text{ isostático} = 1.25 (C_M + C_V) \times l_n / 2$$

Tabla 50: Calculo de la fuerza cortante ultima de la viga VP-3 por el método de la capacidad.

	TRAMO A-B		TRAMO B-C	
	M izq	M der	M izq	M der
M_{ni} (Ton x m)	45.20		38.50	
M_{nd} (Ton x m)	34.10		50.40	
l_n (m)	6.15		5.30	
1.25 ($C_M + C_V$)	4.75		5.54	
V_u (Ton)	30.72		35.64	

Como el V_u del Diseño por Capacidad es más crítico que el hallado de las cinco combinaciones (ver tabla N° 50), se procederá a calcular el espaciamiento de los estribos de la viga VP 3:

Tabla 51: Diseño de estribos de la viga VP-3.

	TRAMO A-B		TRAMO B-C	
	M izq	M der	M izq	M der
V_u final (Ton)	30.72	30.72	35.64	35.64
V_c (Ton)	10.37	10.37	10.37	10.37
V_s (Ton)	20.35	20.35	25.27	25.27
S (esp. en cm) con estribos de 3/8	30.94	30.94	28.45	28.45

Se observa que los espaciamientos al utilizar estribos de 3/8 por el método de la capacidad son muy grandes (ver tabla N° 51), lo cual la Norma E0.60 de Concreto Armado estipula espaciamientos mínimos:

Primer estribo a 5 cm de la cara del apoyo

Zona de confinamiento = $2d = 108$ cm, se colocará 120 cm.

Espaciamiento de estribos en zona de confinamiento = $d/4 = 13.5$ cm, se colocará estribos a 12.5 cm.

Espaciamiento de estribos fuera de la zona de confinamiento = $d/2 = 27$ cm, se colocará los estribos a 25 cm.

Control de ancho de fisuras:

Tabla 52: Calculo del ancho de fisuras para la viga VP-3.

CALCULO Z	
Esfuerzo del acero $f_s = 0.6f_y$	2520 kg/cm ²
Numero de barras n	2
Recubrimiento del concreto hasta el centro del acero d_c	6 cm
Ancho de la viga b	30 cm
Área efectiva de concreto a tracción A_{ct}	180 cm ²
Parámetro Z	25654 Kg/cm

Para no tener fisuraciones graves el parámetro Z calculado (ver la tabla N° 52) deberá ser menor o igual a 26 000 kg/cm.

Control de deflexión:

Tabla 53: Calculo de deflexión para la viga VP-3.

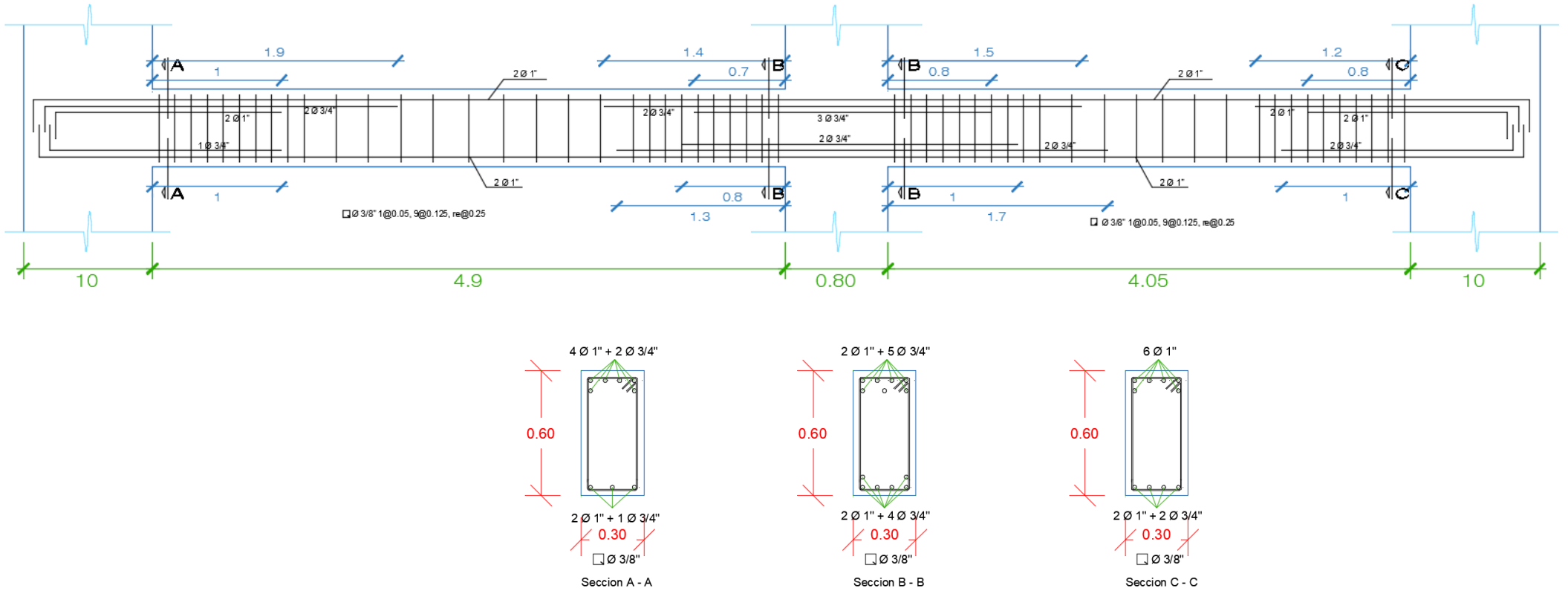
	Apoyo 1	Centro	Apoyo 2
Módulo de ruptura del concreto (f_r)	29.98 kg/cm ²		
Momento de inercia de la sección bruta (I_g)	2160000 cm ⁴		
Distancia desde del eje hacia el extremo (Y_t)	30 cm	30 cm	30 cm
Momento de agrietamiento (M_{cr})	20865.60 kg-m	20865.60 kg-m	20865.60 kg-m
Momento Actuante (M_a)	30252.5 kg-m	12497.1 kg-m	34125.3 kg-m
Por lo tanto	$I_{ef} = I_{cr}$	$I_{ef} = I_{cr}$	$I_{ef} = I_{cr}$
Inercia efectiva (I_{ef})	441616.06 cm	189614.15 cm	441616.06 cm
Inercia efectiva promedio (I_{ef})	2160000 cm ⁴		
CALCULO DE DEFLEXION INSTANTANEA CM			
Momentos por CM	22585.8 kg-m	9330.2 kg-m	25477.1 kg-m
Deflexion Instantanea	0.028 cm		
CALCULO DE DEFLEXION INSTANTANEA 100%CV			
Momentos por 100%CV	7666.7 kg-m	3166.9 kg-m	8648.2 kg-m
Deflexion Instantanea	0.020 cm		

CALCULO DE DEFLEXION INSTANTANEA 30%CV			
Momentos por 30%CV	2300.1 kg-m	950.1 kg-m	2594.5 kg-m
Deflexion Instantanea	0.006 cm		
CALCULO DE DEFLEXION DIFERIDA			
Factor	1.88		
Deflexion diferida CM	0.053 cm		
Deflexion diferida 100%CV	0.038 cm		
Deflexion diferida 30%CV	0.011 cm		

CALCULO DE DEFLEXION QUE INTERVENDRAN	
Deflexion diferida CM	0.053 cm
Deflexion diferida 30%CV	0.038 cm
Deflexion Instantanea 100%CV	0.011 cm
Deflexion Total	0.245 cm
Deflexion Limite	1.25 cm
CUMPLE	

Como se observar de la tabla N° 53 la deflexión máxima obtenida de la viga VP-3 son menores que las máximas admisibles por la norma.

Figura 46: Detallado de acero de la VP 2 para la planta típica.



4.4 DISEÑO DE COLUMNAS

Se suele denominar columnas a los elementos verticales que soportan carga axial y flexocompresión en la estructura de un edificio. Asimismo, esto aplica para las placas o muros de corte, la caja de los ascensores, los muros de sótano.

Se optó para el dimensionamiento de las columnas y placas mantener las mismas secciones en los 12 pisos con el fin de economizar los encofrados. Solo se cambiará la resistencia a compresión del concreto f'_c en los pisos inferiores y superiores. $f'_c=280$ kg/cm² en los pisos del sótano, 1º nivel, 2º nivel y $f'_c = 210$ kg/cm² del 3º nivel al 12º nivel.

4.4.1 DISEÑO POR FLEXOCOMPRESION

A diferencia de lo que se vio en el diseño por flexión en vigas existen ecuaciones simples para el análisis y diseño de vigas. En columnas resultan muy complejas las ecuaciones para utilizarlo manualmente, esto se debe por la presencia de la carga axial acompañada por el momento flector ya que la resistencia en flexión depende de la carga axial, la gran variedad de disposiciones de las armaduras longitudinales de refuerzo y la variedad de geometrías de la sección transversal.

Por lo cual haremos uso del diagrama de interacción, que está definido como un lugar geométrico de las combinaciones de carga axial y momento flector para una sección de columna (f'_c , f_y , dimensiones de sección y refuerzo longitudinal)

La Normativa Peruana E0.60 exige las siguientes cuantías mínimas y máximas en elementos de columnas:

$$p \geq 1\% \text{ y } p \leq 6\%$$

Tener en cuenta que el ACI permite cuantías máximas de 8%, y para elementos con responsabilidad sísmica lo limita al 6%. Se aplica el máximo de cuantía de 6% para evitar congestionamiento del refuerzo en columnas, ya que es muy importante en los empalmes de los refuerzos verticales. Adicionalmente se tiene columnas más económicas en el orden de cuantías del 1% al 3%.

Con la sección que se obtuvo en el predimensionamiento se calcula el refuerzo mínimo, con el cual se da la primera tentativa de distribución de refuerzo en la sección de la columna. Con esta distribución de acero se realiza el diagrama de interacción, el cual representa las combinaciones de momento flector $\emptyset M_n$ y carga axial $\emptyset P_n$ resistentes. Con el diagrama de interacción se puede saber si la columna va a resistir las cargas últimas (M_u , P_u) obtenidas de las cinco combinaciones de carga,

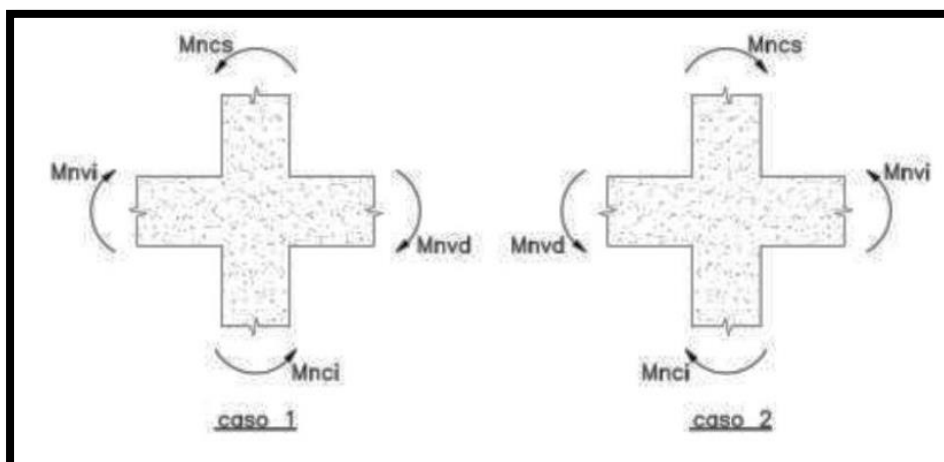
Las resistencias a flexión de las columnas en las caras de los nudos (ver figura N° 47) para un sistema estructural dual tipo II deben de satisfacer la siguiente ecuación:

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

$\sum M_{nc}$ = suma de momentos nominales de flexión de las columnas que llegan a un 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.

$\sum M_{nv}$ = suma de momentos nominales a flexión de las vigas que llegan al nudo evaluados en la cara del nudo.

Figura 47: Resistencia a flexión de las columnas y vigas en las caras de los nudos para un sistema dual tipo II.



4.4.2 DISEÑO POR CORTE

El diseño por fuerza cortante busca una falla por flexión para lo cual la fuerza cortante (V_u) deberá determinarse a partir de las resistencias nominales en flexión (M_n) en los extremos de la luz libre de los elementos.

Estos momentos nominales están referidos a la fuerza axial P_u que dé como resultado el mayor nominal posible. Por tanto:

$$V_u = (M_{ni} + M_{ns}) / h_n$$

M_{ni} = Momento nominal inferior.

M_{ns} = momento nominal superior.

h_n = Luz libre de la columna.

Sin embargo, el cortante calculado con el método de la capacidad no debe de sobrepasar del cortante último más crítico obtenido de las 5 combinaciones de carga, amplificando los valores de sismo por un factor de 2.5.

En toda la sección transversal se cumplirá:

$$V_n \leq \phi (V_c + V_s)$$

El cálculo de la fuerza cortante nominal se tiene la siguiente expresión del E-0.60.

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} \times b_w \times d \left(1 + \frac{P_u}{140 A_g} \right)$$

b_w = Ancho de la columna.

d = Peralte efectivo de la columna.

P_u = Carga axial última.

A_g = Área de la sección.

Para hallar el espaciamiento de los estribos será igual a:

$$S = A_v \times f_y \times d / V_s$$

A_v = Área del estribo.

d = Peralte efectivo de la columna.

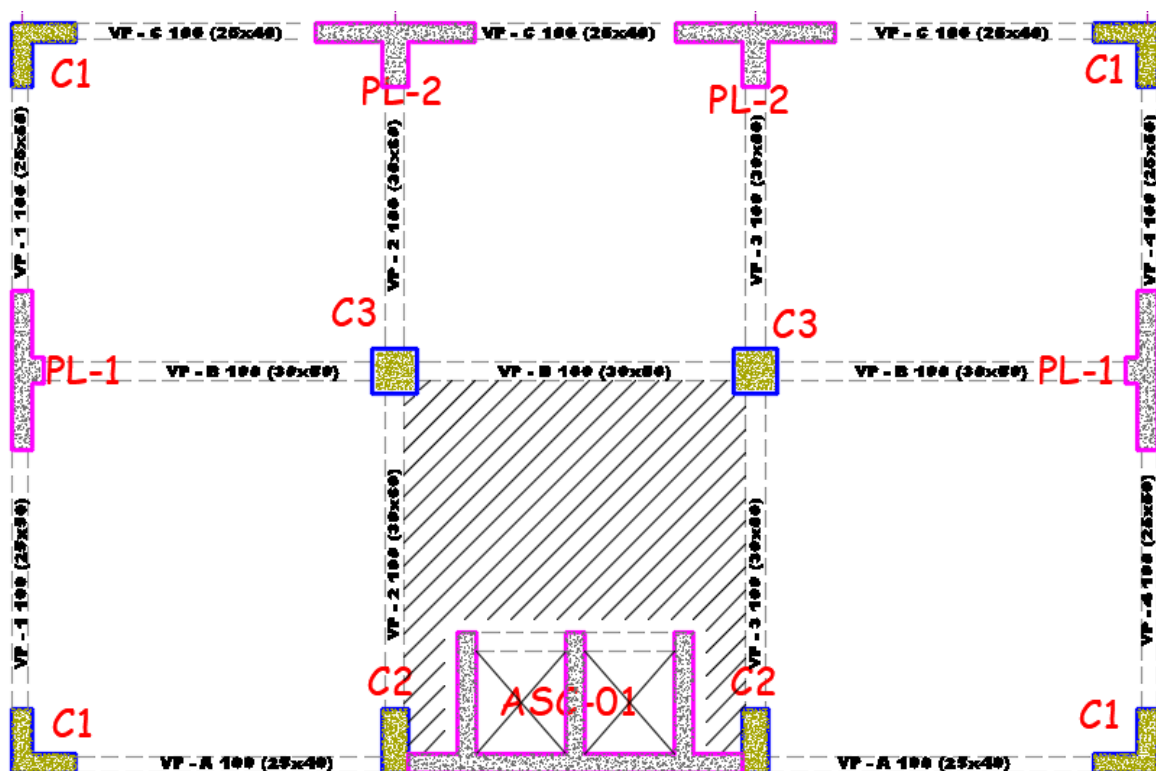
s = Espaciamiento del estribo.

Se tendrá en cuenta que si se utiliza barras longitudinales hasta 1" se deberá de usar estribos de 3/8" y para barras longitudinales mayores a 1" se debe de utilizar estribos de 1/2".

4.4.3 EJEMPLO DE DISEÑO

Se realiza el diseño de la columna central C3 (0.60 x 0.60), en la figura N° 48 se muestra las columnas de la estructura.

Figura 48: Croquis de las columnas de la edificación:



Se tiene los siguientes estados de carga para la columna C3, como se observa en la tabla N° 54.

Tabla 54: Estado de cargas de la columna C3.

	Carga Axial (Ton)	Momento 2-2 (Ton-m)	Momento 3-3 (Ton-m)
CM	215.10	-0.31	0.30
CV	45.04	-0.49	0.03
CS XX	74.74	5.73	23.58
CS YY	24.48	34.40	1.39

Se realizó las respectivas combinaciones de cargas tanto para un sismo en X y un Sismo en Y como se muestra en la tabla N° 55 y tabla N° 56 respectivamente.

Tabla 55: Combinaciones de cargas para un sismo en X, columna C3.

	COMBOS	Carga Axial (Ton)	Momento 2-2 (Ton-m)	Momento 3-3 (Ton-m)
	1.4CM+1.7CV	377.72	-1.27	0.47
SIS XX POSITIVO	1.25(CM+CV)+SISXX	399.93	4.73	23.99
	1.25(CM+CV)-SISXX	250.44	-6.74	-23.16
	0.9CM+SISXX	268.34	5.45	23.84
	0.9CM-SISXX	118.85	-6.01	-23.31
SIS XX NEGATIVO	1.25(CM+CV)+SISYY	399.93	-4.73	-23.99
	1.25(CM+CV)-SISYY	250.44	-6.74	-23.16
	0.9CM+SISYY	268.34	5.45	23.84
	0.9CM-SISYY	118.85	-6.01	-23.31

Tabla 56: Combinaciones de cargas para un sismo en Y, columna C3.

	COMBOS	Carga Axial (Ton)	Momento 2-2 (Ton-m)	Momento 3-3 (Ton-m)
	1.4CM+1.7CV	377.72	-1.27	0.47
SIS YY POSITIVO	1.25(CM+CV)+SISYY	349.66	33.39	1.80
	1.25(CM+CV)-SISYY	300.70	-35.41	-0.98
	0.9CM+SISYY	218.07	34.12	1.66
	0.9CM-SISYY	169.12	-34.68	-1.12
SIS YY NEGATIVO	1.25(CM+CV)+SISYY	349.66	1.27	-0.47
	1.25(CM+CV)-SISYY	300.70	-33.39	-1.80
	0.9CM+SISYY	218.07	35.41	0.98
	0.9CM-SISYY	169.12	-34.12	-1.66

Como se observa las solicitaciones tanto por carga axial como por momentos flectores son reducidos ya que esta columna absorbe casi nada de fuerza sísmica, ya que las placas son las que absorben estas.

Diseño por Flexocompresión:

Se considerará un acero mínimo ya que esta columna tiene esfuerzos reducidos, por lo que colocando 4 Ø1" +12 Ø3/4" es adecuada con lo cual se tendrá una cuantía de 1.11%.

Teniendo ya la cuantía y su distribución se realizó el diagrama de interacción para verificar si resiste las solicitaciones de carga axial y momentos flectores actuantes, como se muestra en la figura N° 49 y N° 50.

Figura 49: Diagrama de Interacción de la Columna C3 para un sismo X-X:

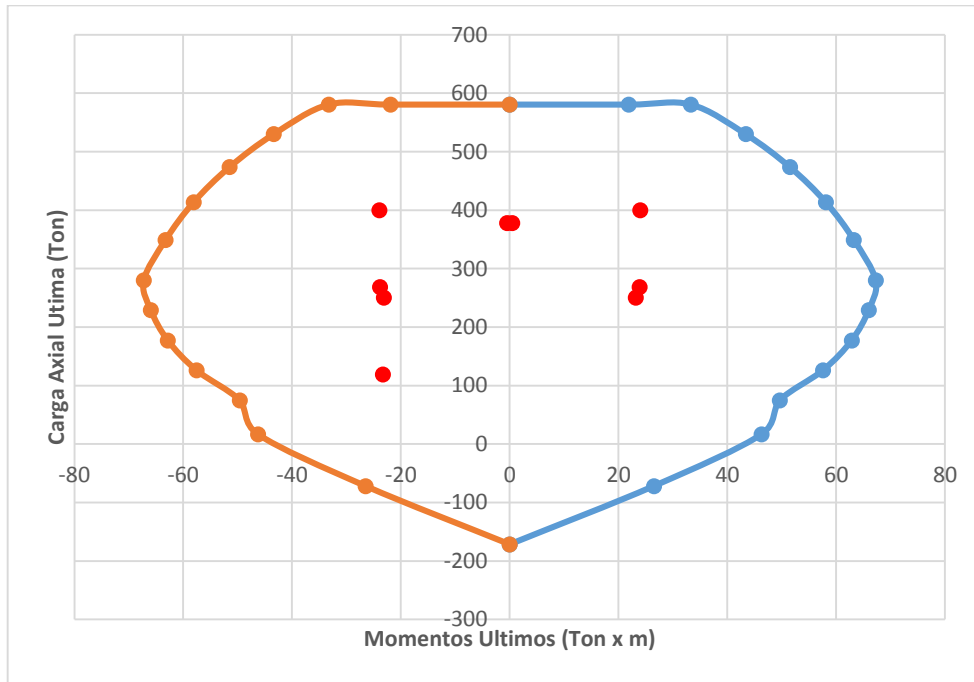
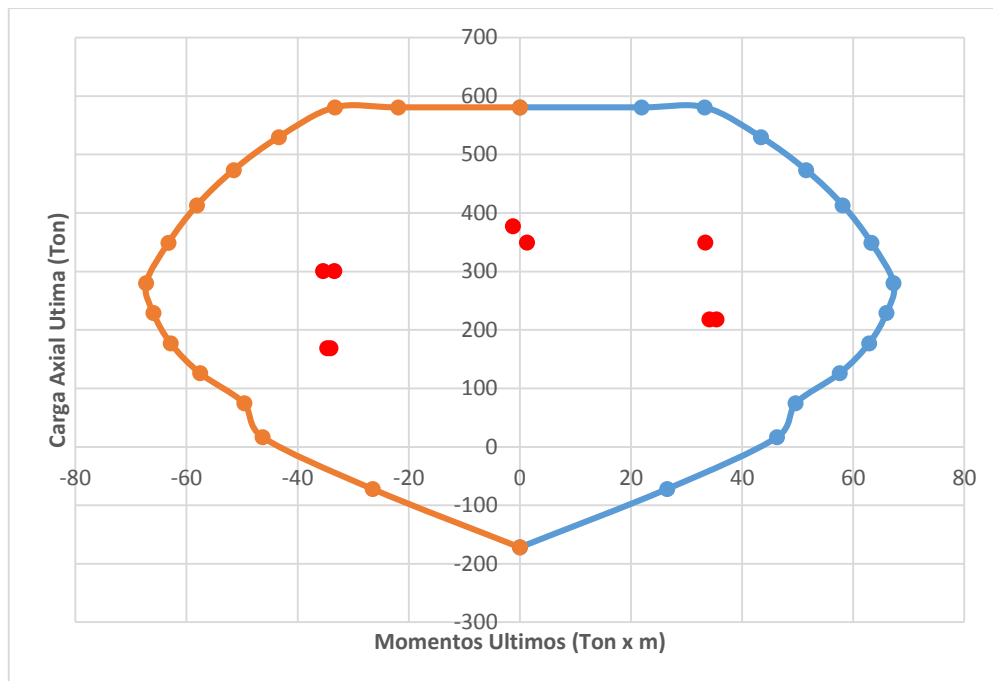


Figura 50: Diagrama de Interacción de la Columna C3 para un sismo Y-Y:



Se observa que la columna central con una distribución de acero de 4 Ø1" +12 Ø3/4" es la adecuada ya que las solicitaciones tanto de carga axial y momento flector están dentro del diagrama de interacción.

Diseño por Fuerza Cortante:

Para el diseño por fuerza cortante primero es necesario conocer el cortante ultimo critico

1. Cálculo del V_u por el Diseño de Resistencia (las 5 combinaciones), la cual se obtuvo:

$$V_u = 8.54 \text{ Ton.}$$

2. Cálculo del V_u del Diseño por Capacidad, teniendo la siguiente formula:

$$V_u = V_u \text{ isostático} + V_{\text{nominal}}$$

$$V_u \text{ isostático} = 0 \text{ (no hay cargas transversales)}$$

$$V_{\text{nominal}} = 2 M_{\text{nominal}} / l_n$$

$$\text{Dónde: } P_u = 392 \text{ Ton; } M_{\text{nominal}} = 82.6 \text{ Ton} \times \text{m; } l_n = 2.5 \text{ m}$$

$$V_u = 66.08 \text{ Ton.}$$

Por lo tanto, nuestro V_u critico es 66.08 Ton, calcularemos el espaciamiento de estribos:

$$V_c = 0.53 \times \sqrt{f'_c} b_w \times d (1 + 0.0071 \times P_u / A_g)$$

$$V_c = 64.25 \text{ Ton.}$$

$$V_s = 13.49 \text{ Ton.}$$

Usando estribos de 3/8", hallamos el espaciamiento:

$$S = 30.05 \text{ cm.}$$

La normativa da espaciamientos mínimos para columnas, por lo cual se tiene:

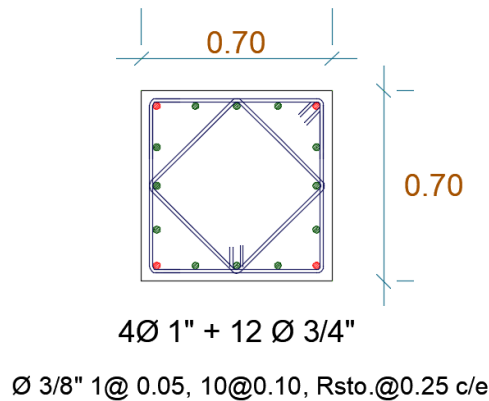
La zona de confinamiento de la columna será 70 cm.

Se colocará un estribo a 5 cm de la cara de apoyo.

Es espaciamiento en la zona de confinamiento será 10cm

Fuera de la zona de confinamiento el espaciamiento será a 25 cm.

Figura 51: Detallado de acero para la columna C3:



4.5 DISEÑO DE PLACAS

También denominados como muros de concreto armado, estos elementos estructurales tienen responsabilidad sísmoresistente ya que cuentan con alta rigidez lateral en comparación de las columnas. Su función principal es de dar rigidez a la estructura, por lo cual estos elementos absorben las fuerzas horizontales causadas por el sismo.

El diseño de estos elementos estructurales es parecido al de las columnas, pero se deberá tener en cuenta que las placas son más largas y tiene otras consideraciones para el análisis y diseño de estos elementos estructurales. Tener en cuenta que nuestro sistema estructural es un sistema dual tipo I ya que la fuerza cortante en los muros o placas es mayor al 60% y menor al 80% de la cortante basal.

4.5.1 DISEÑO POR FLEXOCOMPRESION

Para Muros esbeltos:

Para el diseño de una placa esbelta (cuando $h/l > 1$), como es el caso de la presente tesis ($h/l = 14.8 > 1$) por solicitaciones de flexocompresión se realiza construyendo el diagrama de interacción al igual que la de una columna, considerando núcleos reforzados en los extremos y una cuantía mínima de acero en lo que sobra de la sección.

Estos núcleos extremos deben ser verificados además como columnas sujetas a momentos en la dirección transversal pues en esas ubicaciones se

tiene las vigas transversales. Se construye el diagrama de interacción de la placa para cada dirección y sentido, y se comprueba que los puntos (M_u , P_u) queden dentro del diagrama de diseño. De no caer dentro del diagrama se aumenta el refuerzo en la cabeza.

Cálculo preliminar del acero en los núcleos de refuerzo, se utiliza la siguiente formula, recomendada por Blanco, 1996:

$$A_s = M_u / (\phi f_y x z)$$

$$z = 0.9 l_m \text{ (peralte efectivo de la placa en análisis).}$$

l_m = longitud de la placa.

Para Muros poco esbeltos:

Para el diseño por flexión para una placa que tiene la relación de $h/l < 1$, se realiza al igual que el diseño de una viga pared. Por lo cual el cálculo del acero es igual a la siguiente formula:

$$M_u = \phi A_s x f_y x z$$

A_s = Área de acero.

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

$$z = 0.4 l (1 + h / l) \quad \text{para} \quad 0.5 < h / l < 1$$

$$z = 1.2 h \quad \text{para} \quad h / l \leq 0.5$$

ELEMENTOS DE BORDE:

Para saber si la placa necesita elemento de confinamiento la Norma Peruana pide evaluar la profundidad de la zona comprimida "C", como se observa en la figura N° 53. Por lo cual se tiene las siguientes consideraciones:

Figura 52: Placa con elementos de borde:



1. Son necesario el uso de elementos de borde o de confinamiento cuando la profundidad del eje neutro denominado "c" supera el siguiente valor:

$$c \geq \frac{l_m}{600(\delta_u/h_m)}$$

l_m = longitud total de la placa.

δ_u = Desplazamiento lateral inelástico en el nivel más alto de la placa.

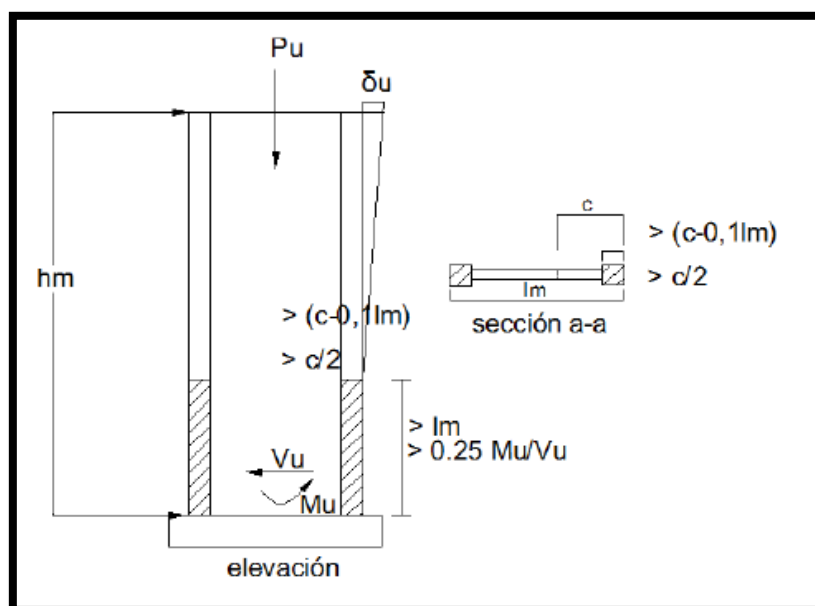
h_m = Altura total del muro.

La placa deberá de tener como espesor mínimo de 15cm para tener elementos de borde.

La longitud del elemento de borde o de confinamiento será la mayor de las siguientes formulas:

$$c - 0.1 l_m \quad \text{y} \quad c/2$$

Figura 53: Necesidad de elemento de confinamiento en placas:



En las secciones con ala los elementos de borde se deben extender por lo menos 30 cm dentro del alma.

Los estribos serán de 8 mm para hasta 5/8" (acero longitudinal), 3/8" mm para hasta 1" (acero longitudinal), 8 mm para mayores de 1" (acero longitudinal).

- 10 veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro.
- La menor dimensión de la sección transversal del elemento de borde.
- 25cm.

2. Cuando no requiere confinamiento:

Se deberá de tener las siguientes consideraciones para el refuerzo transversal:

- 16 veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro.
- 48 veces el diámetro del estribo.
- 25cm.

Los estribos deben formar un ángulo interno de 135°.

Ninguna barra longitudinal debe estar libre de confinamiento si está separada más de 15 cm de una barra confinada.

CUANTIAS EN EL ALMA DE LA PLACA:

- La cuantía mínima horizontal y vertical depende de la fuerza cortante ultima V_u , como se muestra en la tabla N° 57.

Tabla 57: Cuantías mínimas para una placa.

	P _{mín} horizontal	P _{mín} vertical
$V_u < 0.5V_c$	0.0020	0.0015
$V_u \geq 0.5V_c$	0.0025	0.0025

- El espaciamiento máximo es el menor de: 3 veces el espesor de la placa y 40cm.

- No necesita estribos de confinamientos para los refuerzos verticales cuando la cuantía sea menor a 1%.
- Cuando la placa tiene un espesor mayor o igual a 20 cm se deberá de utilizar refuerzo a dos capas, también cuando la Cortante ultima de la placa V_u es mayor a $0.53 \sqrt{210} t d$.

4.5.2 DISEÑO POR CORTANTE

Para el diseño por fuerza cortante se debe de tener en cuenta tanto el diseño por resistencia y diseño por capacidad:

1. Diseño por Resistencia: La capacidad por cortante del muro es la sumatoria de la capacidad del concreto más la capacidad del acero horizontal.

$$V_n = V_c + V_s$$

V_c = capacidad del concreto al corte

V_s = capacidad del acero horizontal al corte

$$V_c = \alpha \times \sqrt{f'_c} \times A_{cw}$$

$\alpha = 0.53$ para placas esbeltas ($h_w / l_w > 2$).

$\alpha = 0.80$ para placas robustas ($h_w / l_w < 1.5$).

α se interpola para placas intermedias.

A_{cw} es el área bruta de la placa

h_w = altura de placa entre losas

l_w = longitud del muro

$$V_s = p_h A_{cw} f_y$$

$p_h A_{cw}$ es el área de refuerzo horizontal que corta un plano de falla a 45° por tracción diagonal.

2. Diseño por Capacidad: Se realiza este diseño para que falle el elemento por flexión y no por corte. Para el cálculo de la Cortante Ultima será por la siguiente formula:

$$V_u = V_{ua} \left(\frac{M_n}{M_{ua}} \right); \quad \frac{M_n}{M_{ua}} \leq R$$

M_{ua} = Momento amplificado del análisis sísmico.

V_{ua} = Cortante amplificado del análisis sísmico.

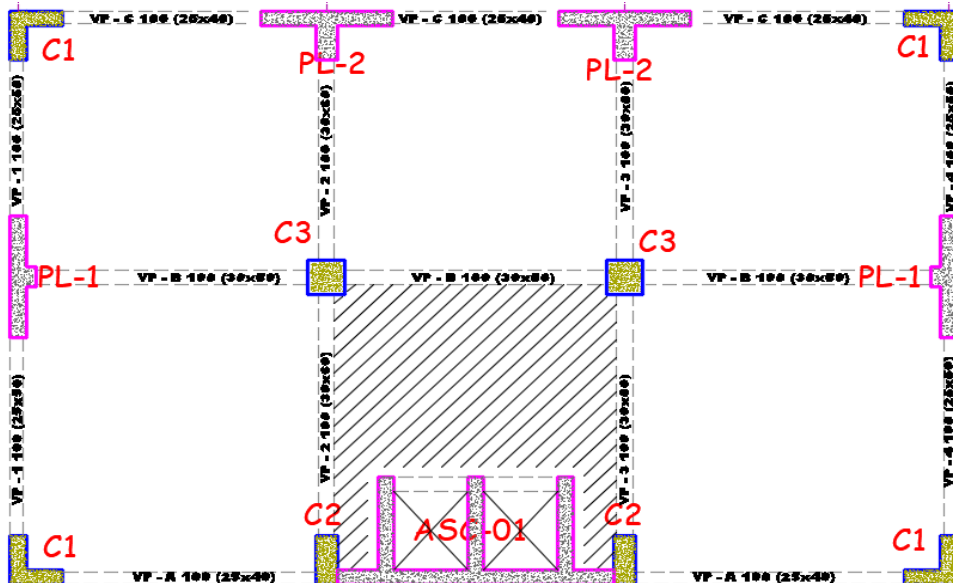
M_n = Momento nominal resistente del muro.

R = Coeficiente de reducción sísmica.

4.5.3 EJEMPLO DE DISEÑO

Se realiza el diseño de la placa PL-01 como ejemplo, según la Norma E.030 (art. 5.4) establece que, si un muro o columna absorbe una fuerza cortante horizontal mayor o igual al 30% del cortante total en dicho piso, este elemento se diseñará para el 125% de la fuerza actuante. En este caso la placa PL-01 absorbe un 32.8% de la fuerza cortante en el piso 1. Por ende, se diseñará para un 125% de la fuerza actuante.

Figura 54: Croquis de la placa PL-01:



Diseño por Flexocompresión: Se diseñe la placa como un muro esbelto ya que $h/l > 1$, por lo cual los estados de carga, como se muestra en la tabla N° 58:

Tabla 58: Solicitaciones de cargas para la placa PL-01.

	P (Ton)	M 2-2 (Ton-m)	M 3-3 (Ton-m)
CM	213.26	-0.01	3.68
CV	47.81	0.00	-0.71
SIS XX	75.70	3.86	254.11
SIS YY	58.83	0.21	462.80

Tabla 59: Combinaciones de cargas para la placa PL-01.

COMBINACIONES DE DISEÑO				
	COMBOS	P (Ton)	M2 (Ton-m)	M3 (Ton-m)
	1.4CM+1.7CV	379.84	-0.02	3.95
SIS XX	1.25(CM+CV)+SISXX	302.03	3.85	257.83
	1.25(CM+CV)-SISXX	250.64	-3.88	-250.40
	0.9CM+SISXX	267.63	3.86	257.43
	0.9CM-SISXX	116.24	-3.87	-250.80
SIS YY	1.25(CM+CV)+SISYY	385.17	0.19	466.51
	1.25(CM+CV)-SISYY	267.50	-0.22	-459.08
	0.9CM+SISYY	250.77	0.20	466.11
	0.9CM-SISYY	133.10	-0.21	-459.49

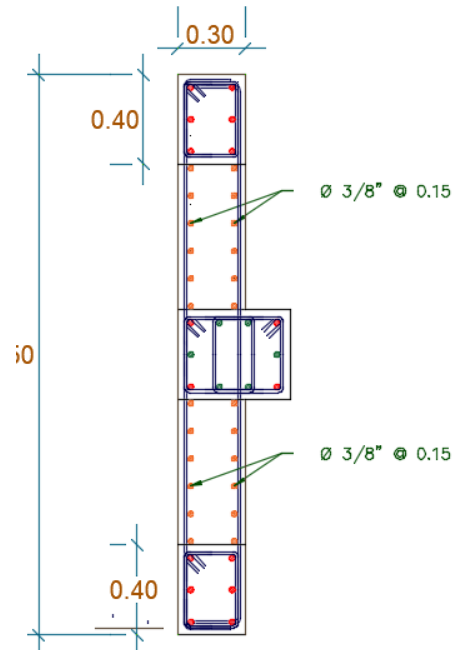
Para el diseño por flexocompresión es necesario tener en cuenta las consideraciones de la norma, como se muestra en la tabla N° 60:

Tabla 60: Diseño por flexocompresión para la placa PL-01.

Longitud del muro (cm)	250
Espesor de la placa (cm)	30
Desplazamiento lateral inelástico (cm)	16.45
Altura total del muro (cm)	3250
Profundidad del eje neutro máximo (cm)	$c \text{ máx.} = 250 / (600 * (16.45 / 3250)) = 52.32$
Profundidad del eje neutro del Pu (cm)	$c = 62$
Si $c > c \text{ máx.}$ debe tener elementos de borde	Si necesita elementos de borde confinado
Longitud del Cabezal mínimo (cm)	40
Espaciamiento máx. de estribo en los elementos de borde Ø 3/8" (cm)	25
As min Vertical 0.0025bh	Ø 3/8 @ 15 cm
As min Horizontal 0.0025bh	Ø 3/8 @ 15 cm

Realizando el diagrama de interacción para el diseño a flexocompresión colocando núcleos de 6 \varnothing 1" en los extremos y en la parte central un núcleo de 4 \varnothing 1" + 6 \varnothing 3/4". El acero vertical se colocará acero en dos capas con un espaciamiento de \varnothing 3/8 @ 15 cm. Teniendo esta distribución de acero para la placa PL-01, como se observa en la figura N° 55:

Figura 55: Distribución de acero en la placa PL-01:



Se procede a realizar los diagramas de interacción tanto para un sismo X y un sismo en Y como se muestran en la figura N° 56 y N° 57.

Figura 56: Diagrama de Interacción de la placa PL-01 para un sismo X-X:

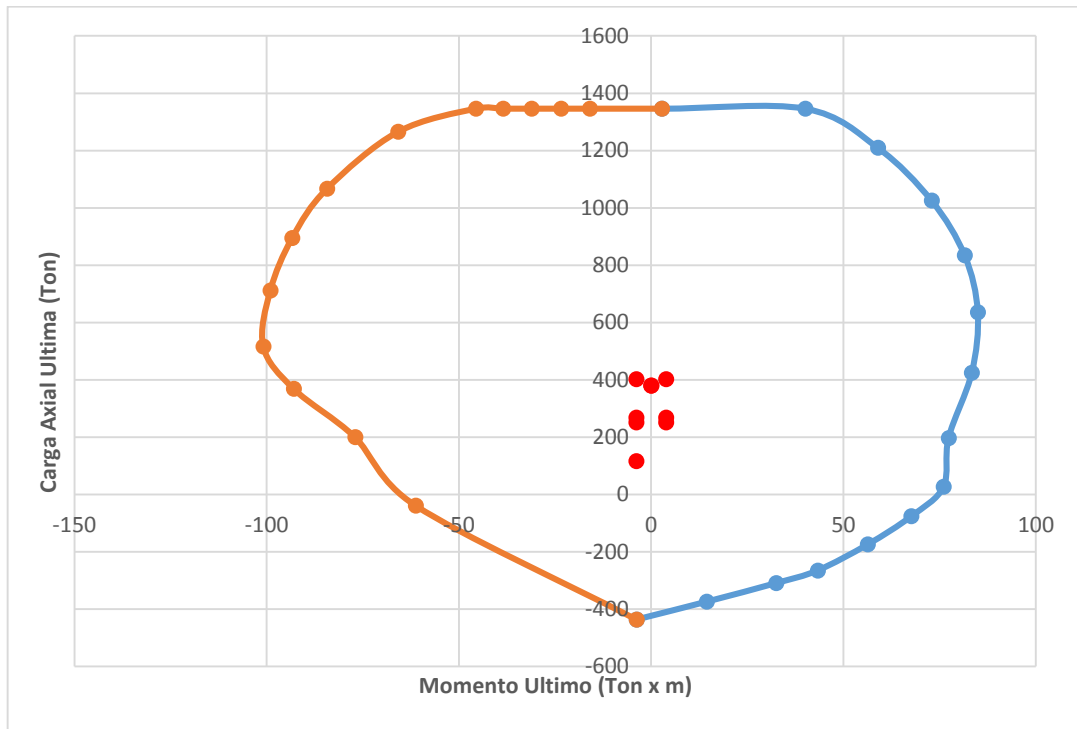
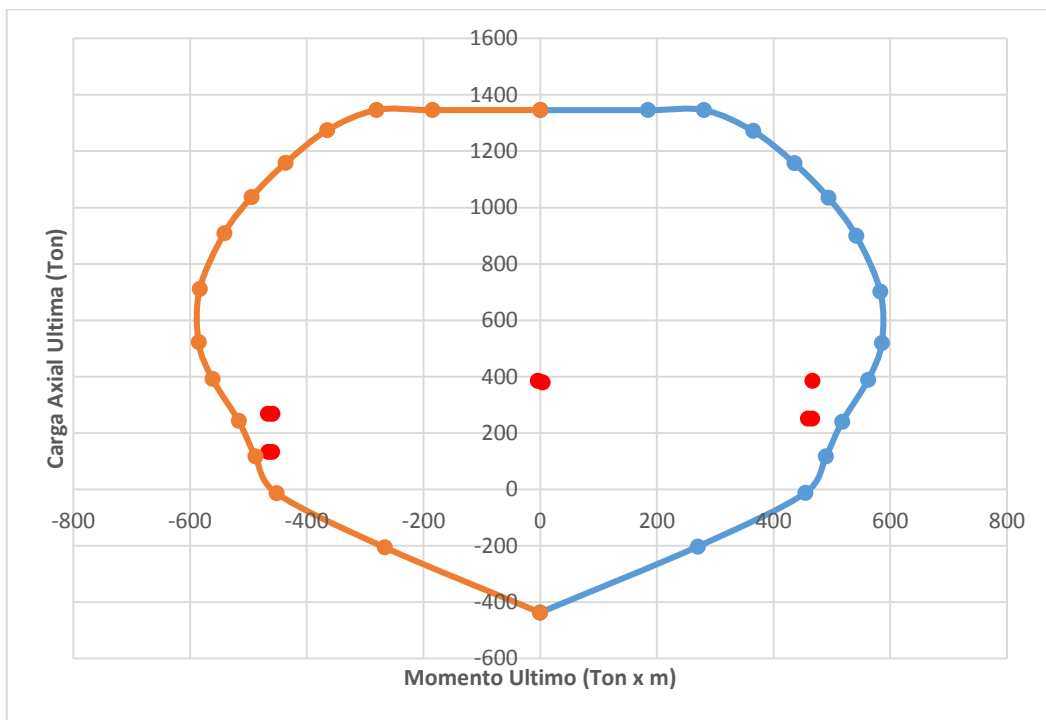


Figura 57: Diagrama de Interacción de la placa PL-01 para un sismo Y-Y:



Como se observa, la placa toma más esfuerzos en un sismo Y-Y ya que tiene mayor rigidez en la dirección Y-Y, por lo cual se cumple satisfactoriamente todas las sollicitaciones de cargas para un sismo en "X" y en "Y".

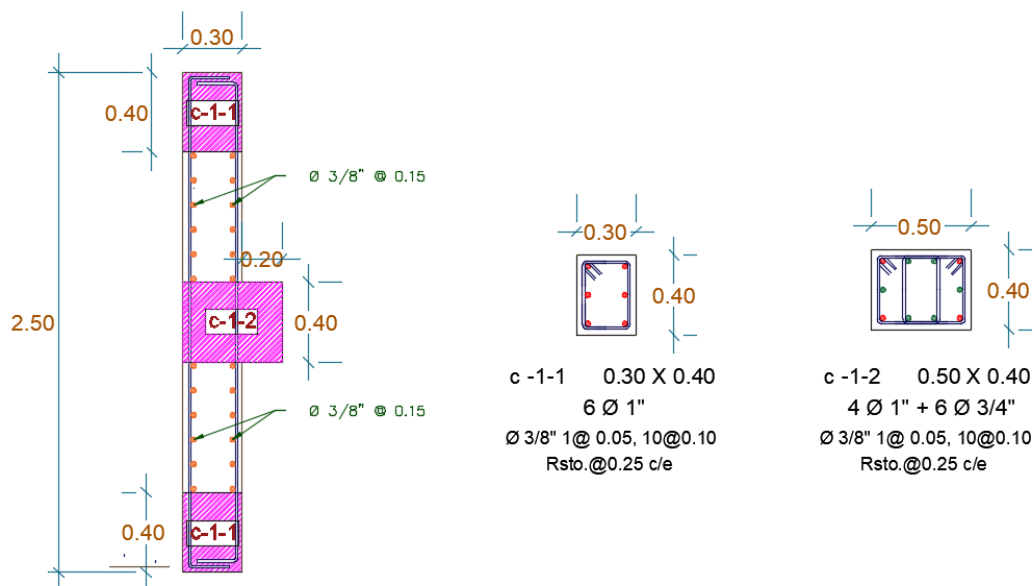
Diseño por Corte: En la tabla N° 61 se muestra el cálculo del diseño por corte para la placa PL-01

Tabla 61: Diseño por corte para la placa PL-01.

Longitud del muro (cm)	250
Espesor de la placa (cm)	30
Cortante ultimo del análisis (Ton)	92.6
Momento nominal (Ton x m)	720
Momento amplificado del análisis (Ton x m)	462.4
Cortante ultimo por capacidad (Ton)	163.8
Cortante resistente del concreto ϕV_c (Ton)	51
Cortante nominal del acero V_s (Ton)	92.8
Espaciamiento (cm) $\phi 3/8$	16.8.
S min horizontal $0.0025bh$ (cm) $\phi 3/8$	15.0

Por lo tanto, se usará 2 varillas horizontales de $\phi 3/8$ " a cada 15 cm para los niveles del sótano al 2° nivel. La figura N° 58 se muestra el detallado de placa PL-01 para en nivel del sótano al 2° piso.

Figura 58: Detallado de acero para la placa PL-01:



4.6 DISEÑO DE CIMENTACIONES

Se les denomina cimentaciones al elemento estructural que cumple la función de transmitir las cargas de las columnas y placas al terreno, por lo cual la presión que actúa en el terreno sea menor que la capacidad portante del terreno. Como se sabe la resistencia del suelo es mucho menor que la resistencia del concreto, es por eso que se tiene áreas de cimentación mucho mayores con respecto a las columnas o placas

Para el cálculo de la carga del terreno se determinará mediante el estudio de mecánica de suelos (EMS). También este estudio da otros alcances como: el nivel mínimo de cimentación, asentamientos diferenciales, clasificación del tipo de suelo, entre otros.

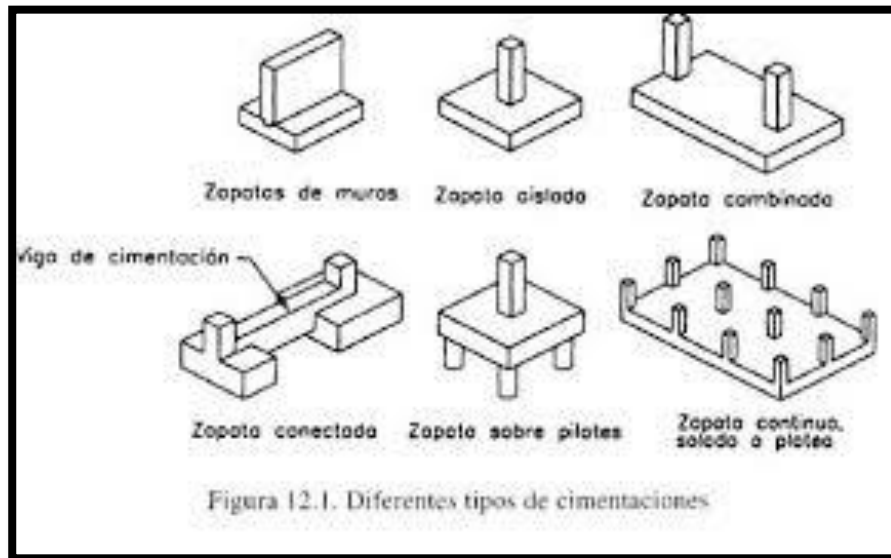
TIPOS DE CIMENTACIONES:

Existen varios tipos de cimentaciones para cada situación, esto dependerá de varias variables entre las cuales se tiene las siguientes:

- Capacidad portante del suelo.
- Cargas que transmitirá las columnas hacia las cimentaciones.
- Ubicación de la napa freática.
- Profundidad de la cimentación de las edificaciones vecinas.

Según los factores descritos antes se tendrán: zapatas aisladas, zapatas combinadas, zapatas conectadas, zapatas sobre pilotes y losas de cimentaciones o plateas. La figura N° 59 muestra gráficamente los distintos tipos de cimentación esto dependerá de las características tanto del terreno como de la estructura.

Figura 59: Diferentes tipos de cimentación:



4.6.1 DIMENSIONAMIENTO DEL AREA DE CONTACTO Y DETERMINACION DE LA REACCION AMPLIFICADA DEL SUELO

Para el cálculo previo del área de contacto para una zapata aislada se usan cargas axiales de gravedad por un factor de amplificación para considerar el peso propio de la cimentación, también si hay momentos generados por el sismo se deberá de disminuir la resistencia del terreno para considerarlo. Esta reacción se muestra gráficamente en la figura N° 60

$$A = \frac{P \times f}{\sigma}$$

P = Peso que soporta la columna sin amplificar (CM+CV).

f = Factor de amplificación para considerar el peso propio de la cimentación.

σ = Resistencia del terreno.

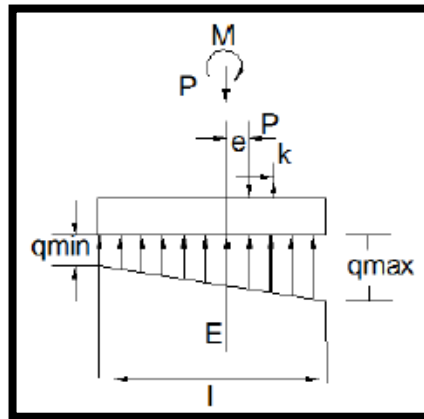
Para verificar que el área de contacto sea la correcta se deberá de calcular el esfuerzo máximo que recibe la cimentación y este deberá de ser menor que el esfuerzo admisible del terreno.

$$q_{max, min} = \frac{P}{A} \pm \frac{M \cdot c}{I}$$

$$q_{adm} \geq q_{max, min}$$

- P = Carga axiales en las columnas o placas sin amplificar.
- A = Área de contacto de la cimentación
- M = Momentos flectores que se dan
- c = profundidad del eje neutro desde la fibra más comprimida.
- I = momento de inercia de la sección.

Figura 60: Distribución de presiones de contacto:



Para el cálculo de la reacción amplificada del suelo o el esfuerzo de diseño serán amplificadas al igual que se hace por el diseño por resistencia

4.6.2 DIMENSIONAMIENTO DEL PERALTE DE LA ZAPATA

CORTANTE POR PUNZONAMIENTO

Para la verificación de la fuerza cortante por punzonamiento que actúa a “d” cm de la cara de la zapata se debe de tener en cuenta las siguientes formulas, teniendo en cuenta que la cimentación no lleva estribos entonces el cortante lo absorberá solo el concreto (ver figura N° 61).

$$V_n = V_c$$

$$V_u < \phi V_n$$

$$V_c = (0.53 + 1.1/B_c) \sqrt{f'_c} b_o * d$$

B_c = Relación entre el lado más largo y más corto de la columna.

b_o = Perímetro de la zona crítica.

d = Peralte efectivo.

f'c = Resistencia a compresión del concreto.

Para el cálculo de la cortante ultima de diseño por punzonamiento será igual a la siguiente formula:

$$V_u = q_u (A_t - A_d)$$

q_u = carga ultima uniformemente distribuida.

A_t = área total de la zapata

A_d = área de la zona critica

CORTANTE POR FLEXION

El cortante por flexión está relacionado al comportamiento unidireccional de la cimentación esto se debe a que una cimentación es como una viga chata y ancha. Para el cálculo de la cortante que resiste cualquier zapata será igual a:

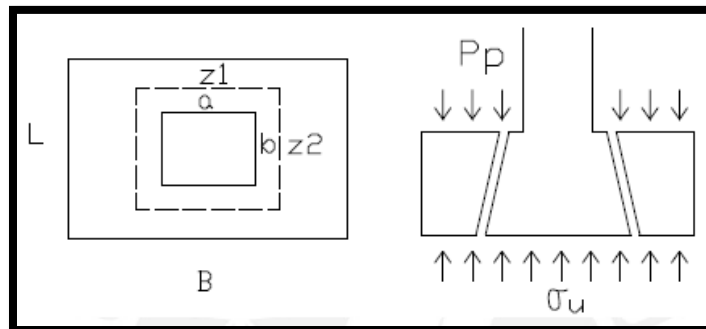
$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b * d$$

b = Ancho de la zapata.

d = Peralte efectivo.

f'_c = Resistencia a compresión del concreto.

Figura 61: Esquema de la falla por punzonamiento.



4.6.3 DISEÑO POR FLEXION

Ya teniendo las dimensiones efectivas de la cimentación tanto largo, ancho y peralte se procede al cálculo del acero de refuerzo longitudinal. La cimentación o zapata trabaja como una losa sometida a flexión en las dos direcciones.

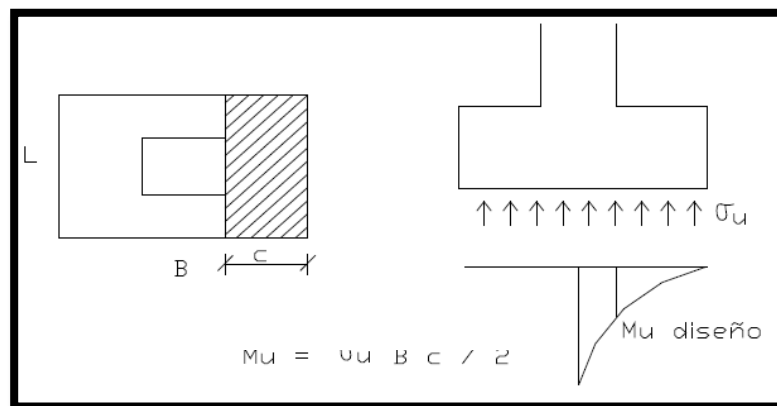
Para el diseño del acero se calculará considerando la flexión en cada dirección independientemente, por lo cual se analizará como un volado (ver figura N° 62). Para el cálculo del momento flector se tendrá en cuenta la siguiente formula:

$$M_u = q_u \times c^2 / 2$$

q_u = Carga amplificada del suelo.

c = Volado de la zapata.

Figura 62: Reacciones en una zapata aislada.



DATOS OBTENIDOS DEL EMS:

Según el EMS nos indica que la capacidad portante del suelo a cimentar es de 2 kg/cm² y un peso volumétrico de 1.867 gr/cm³ con un ángulo de fricción de 31. 1° .

Para nuestro diseño utilizaremos una cimentación superficial. La norma de Suelos y Cimentación en el capítulo 4 nos dice que la profundidad mínima de cimentación debe ser 0.80 m. según nuestro caso ante la existencia de un sótano la profundidad de cimentación será 1.20 m. del nivel de piso terminado sótano (ver figura N° 63). Hubo la necesidad de utilizar platea de cimentación (ver figura N° 64), por razones que se explicaran más adelante.

Figura 63: Profundidad de cimentación para una edificación con sótano (zapata aislada).

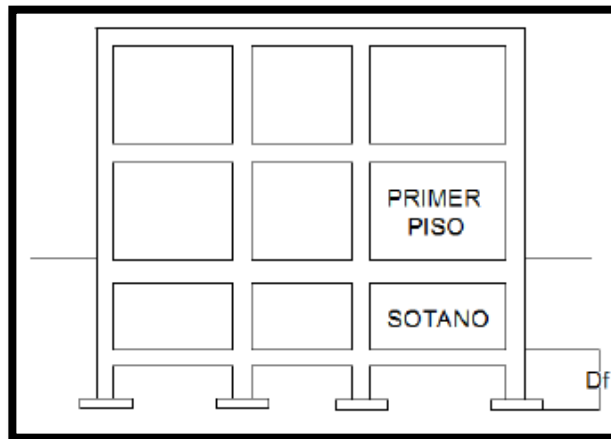
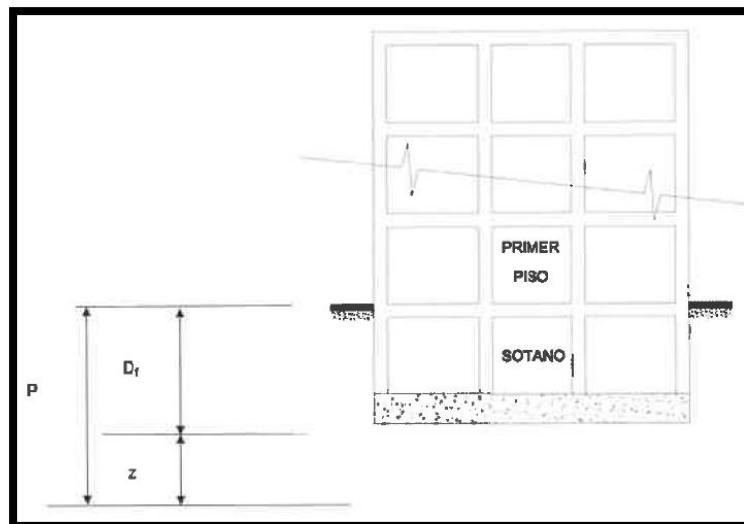


Figura 64: Profundidad de cimentación para una edificación con sótano (plataea de cimentación).

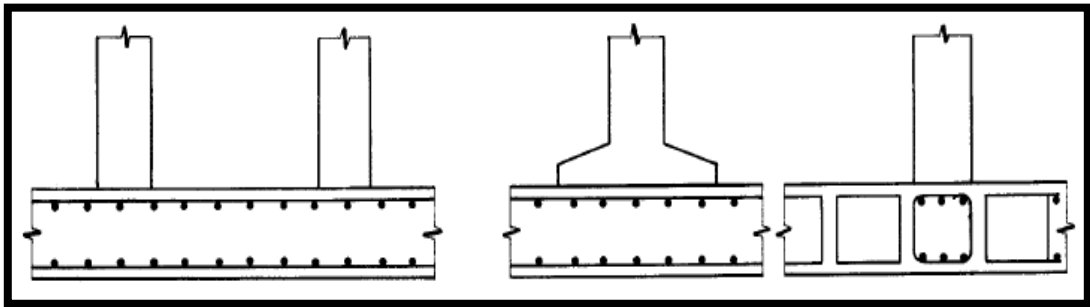


LOSA DE CIMENTACIÓN:

Las losas de cimentación constituyen un tipo de cimentación que cubre toda el área bajo la estructura y esta se emplea cuando la resistencia del suelo es baja, cuando es necesario limitar los asentamientos diferenciales. Por lo cual se tiene dos tipos de losas de cimentación:

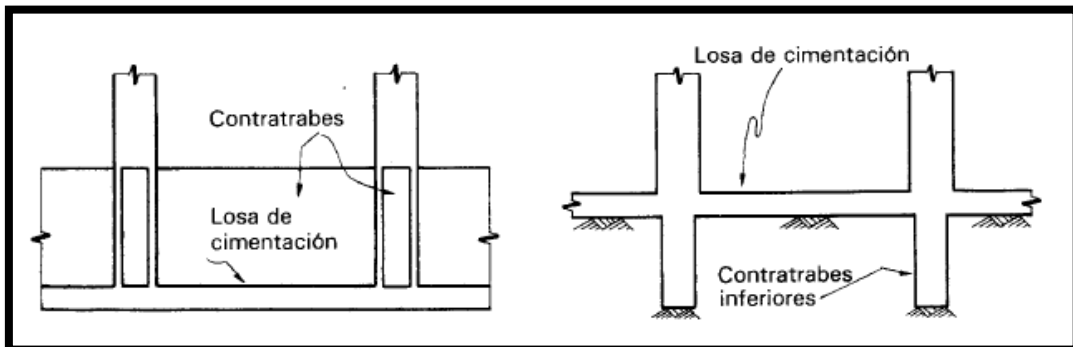
1. Losa plana en que las columnas apoyan sobre la losa de cimentaciones directamente o por medio de capiteles, pero sin que existan vigas de unión en los ejes de columnas (ver figura N° 65). Esta alternativa tiene la ventaja de la sencillez constructiva, pero a costa de volúmenes mayores de concreto.

Figura 65: Losa de cimentación planas.



2. Losas con contratraves (vigas de cimentación) se emplea cuando las cargas son elevadas. Se tiene dos modalidades una con la losa en la parte inferior y los contratraves en la parte superior y la otra es cuando la losa con contratraves inferiores en la que el lecho superior es plano y constituye un piso utilizable (ver figura N° 66).

Figura 66: Losa de cimentación con viga de cimentación.



ANÁLISIS DE LA LOSA DE CIMENTACIÓN:

El análisis del conjunto suelo-cimentación-estructura se enfrenta a las dificultades que nacen esencialmente de la necesidad de lograr la compatibilidad de deformaciones entre la estructura y un medio continuo de comportamiento altamente no lineal. Un procedimiento refinado de análisis de losas de cimentación consiste en modelar el suelo como resortes elásticos bajo la losa y analizar el conjunto estructura-cimentación-suelo con algún método matricial resuelto en un programa de computadora.

El procedimiento más sencillo para análisis de la cimentación es el de considerarla como piso invertido, para el metrado de carga se realizará con el método del sobre

(ver figura N° 67). Esto es suponer que las columnas son apoyos fijos y la losa está cargada con una presión uniforme igual a la carga total por unidad de área transmitida por la estructura, como se muestra en la figura N° 68 la idealización de una viga de cimentación. Luego se procede con el análisis estructural como una viga simplemente apoyada, teniendo el diagrama de momento flector para el diseño del acero longitudinal como se muestra en la figura N° 69.

Figura 67: Área tributarias para las vigas de cimentaciones.

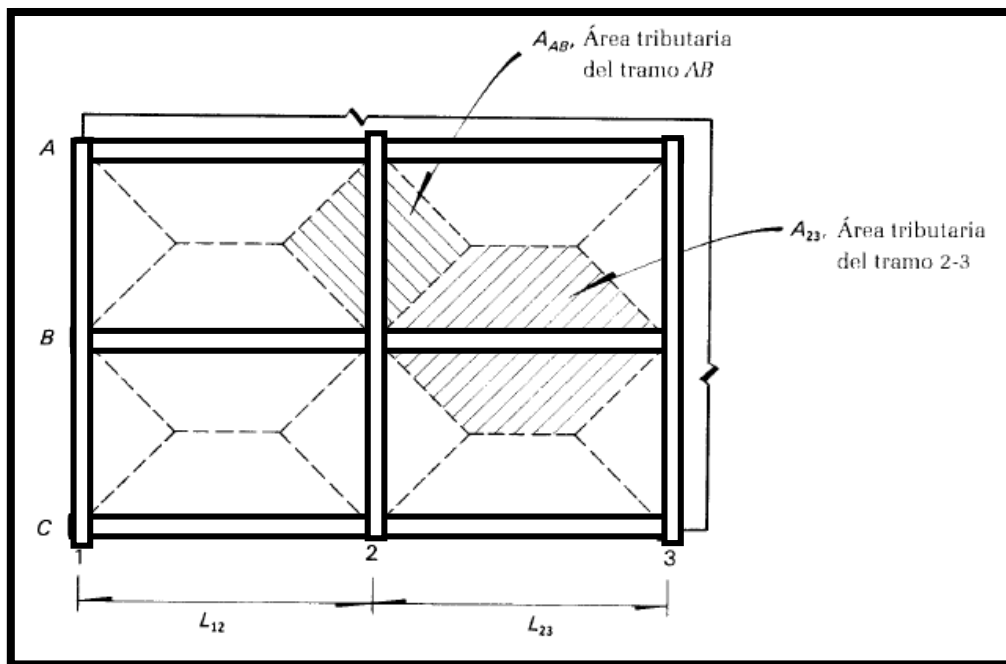


Figura 68: Carga distributiva para la viga de cimentación:

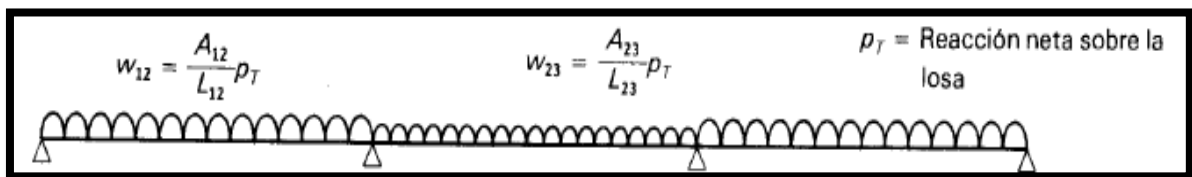
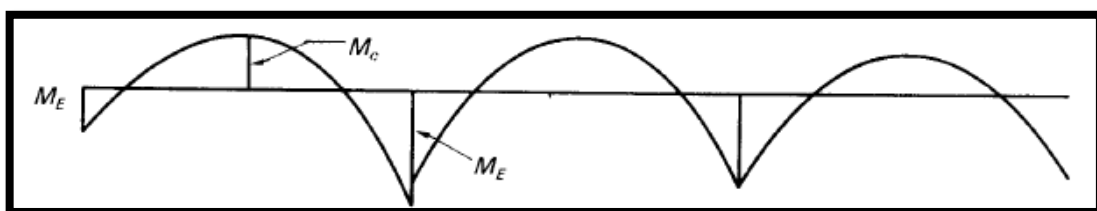


Figura 69: Diagrama de momentos para la viga de cimentación:

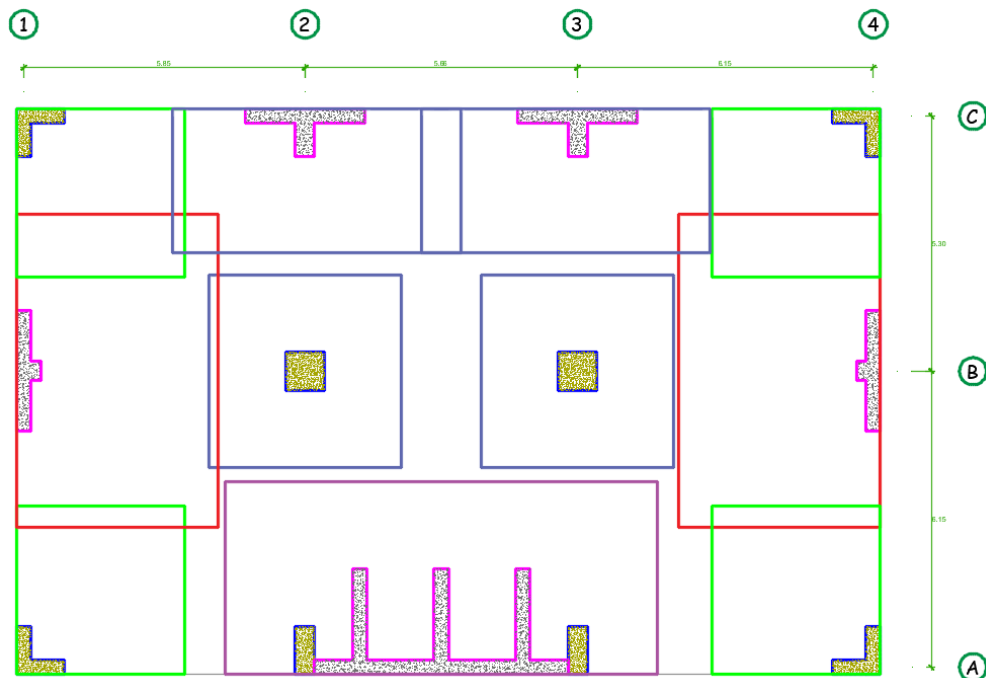


4.6.4 ANALISIS DE LAS ALTERNATIVAS DE CIMENTACION

ZAPATA AISLADA:

Como primera alternativa de cimentación se realizó con zapatas aisladas. Se una predimensionamiento de estas zapatas aisladas teniendo áreas muy grandes para que soporten los momentos generados por la excentricidad que existe entre el punto de carga y el centro geométrico de la zapata. Teniendo así zapatas que se superponen como se muestra en la figura N° 70, por esta razón se descartó esta alternativa de zapatas aisladas.

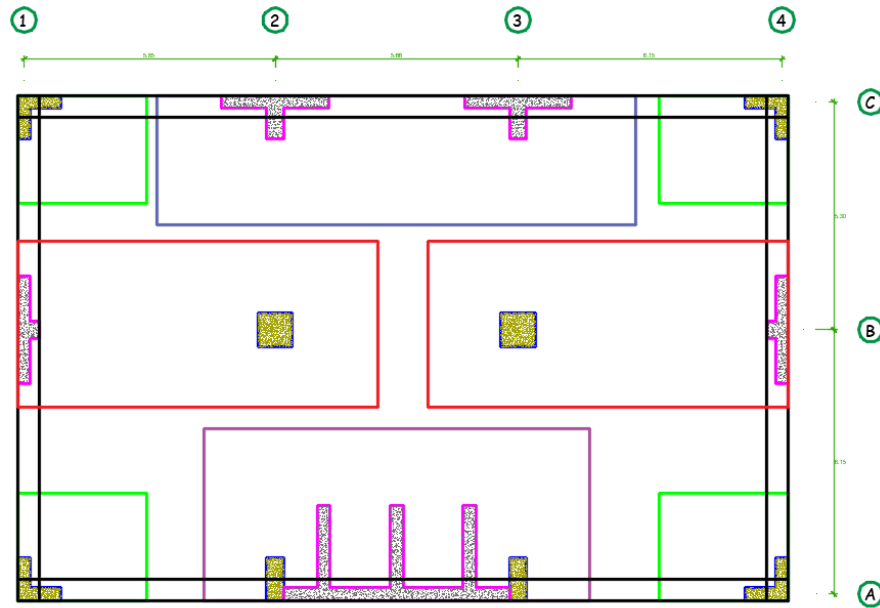
Figura 70: Áreas de contacto para la alternativa de zapatas aisladas.



ZAPATA COMBINADA CON VIGA DE CONEXION:

Ya que en la alternativa 1 hay superposición de zapatas por tener grandes áreas de contacto, se decide combinar las zapatas y poner vigas de conexión para que absorban los momentos generados por excentricidad. Teniendo un área de cimentación total de 190 m², se descarta esta opción ya que el área de cimentación es mayor al 60% del área total de construcción, como se observa en la figura N° 71.

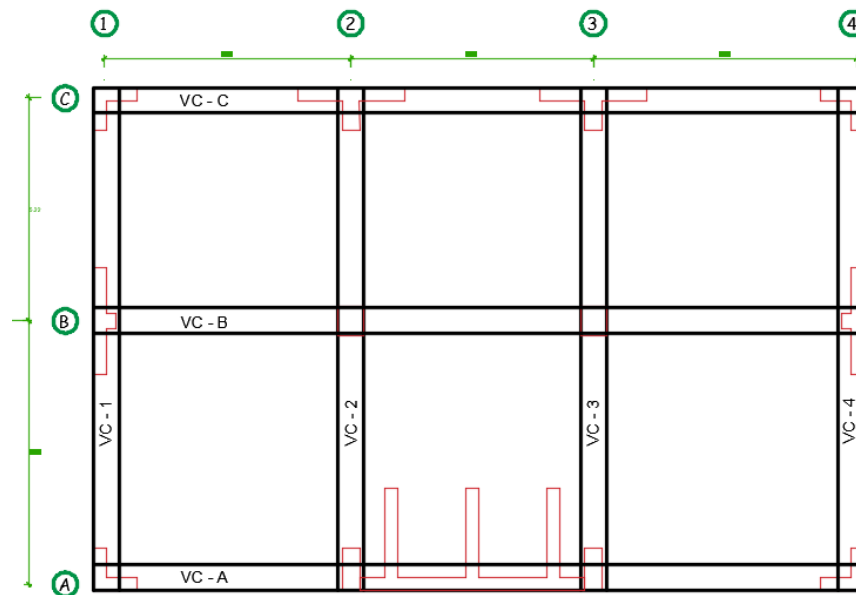
Figura 71: Áreas de contacto para la alternativa de zapatas combinadas con viga de conexión.



LOSA DE CIMENTACION:

Según las recomendaciones de (Peck y otros, 2004) mencionan que cuando el área de zapatas es mayor al 50% del área total del terreno, puede resultar más económico utilizar losa de cimentación. Por la cual la losa de cimentación es la alternativa más conveniente para este tipo de estructura como se observa en la figura N° 72.

Figura 72: Plano de la alternativa utilizando losa de cimentación con viga de cimentación.



4.6.5 EJEMPLO DE DISEÑO DE LOSA DE CIMENTACION

Se determinó que la cimentación más conveniente es una platea de cimentación.

1. Predimensionamiento del área de contacto:

Ya que se está diseñando una losa de cimentación, esta cubre toda el área bajo la estructura.

$$A = 17.95 \times 11.75 = 210.91 \text{ m}^2.$$

$$q_{max, min} = \frac{P}{A} \pm \frac{Mx \cdot cx}{Iyy} \pm \frac{My \cdot cy}{Ixx}$$

Esfuerzo por cargas de gravedad:

$$q_{max 1} = 18.46 \text{ Ton/m}^2 < 20 \text{ Ton/m}^2$$

Esfuerzo por cargas de gravedad y sismo en X:

$$q_{max 2} = 19.32 \text{ Ton/m}^2 < 20 \text{ Ton/m}^2$$

Esfuerzo por cargas de gravedad y sismo en Y:

$$q_{max 3} = 17.24 \text{ Ton/m}^2 < 20 \text{ Ton/m}^2$$

Como se observa en los 3 casos los esfuerzos de contacto son menores que la capacidad admisible (2 kg/cm²).

2. Calculo de la reacción del terreno (qu):

$$qu1 = 24.24 \text{ Ton/m}^2$$

$$qu2 = 23.54 \text{ Ton/m}^2$$

$$qu3 = 26.42 \text{ Ton/m}^2$$

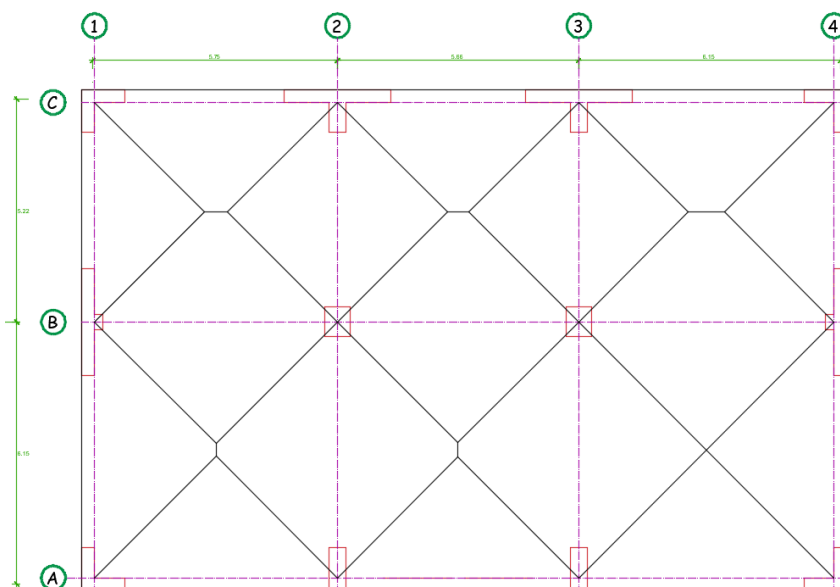
Para el cálculo del q diseño será igual al qu2 menos el peso propio de la platea de cimentación, por lo cual es:

$$q \text{ diseño} = 25.34 \text{ Ton/m}^2$$

3. Diseño de la losa de cimentación:

La losa de cimentación se diseñará como una losa maciza que trabaje en las dos direcciones ya que su relación de largo entre ancho es menor o igual que 2 (ver figura N°73).

Figura 73: Áreas tributarias de losa de cimentación para las vigas de cimentación.



Para el cálculo de los momentos flectores originados por la reacción del suelo (q diseño = 25.34 Ton/m²). Se utilizó el método de diseño por coeficiente según el Joint Comitee ASCE-ACI 1940, en la tabla N° 62 se muestra los diferentes coeficientes de este método.

Tabla 62: Coeficiente según el Joint Comitee ASCE-ACI 1940 para losas macizas en 2 direcciones.

Momentos	Luz Corta Valor de m						Luz larga para todo m
	1.00	0.90	0.80	0.70	0.60	0.50	
Panel Interior							
Momento negativo en:							
Extremo continuo	0.033	0.040	0.048	0.055	0.063	0.083	0.033
Extremo discontinuo	-	-	-	-	-	-	-
Momento Positivo	0.025	0.030	0.036	0.041	0.047	0.062	0.025
Un extremo discontinuo							
Momento negativo en:							
Extremo continuo	0.041	0.048	0.055	0.062	0.069	0.085	0.041
Extremo discontinuo	0.021	0.024	0.027	0.031	0.035	0.042	0.021
Momento Positivo	0.031	0.036	0.041	0.047	0.052	0.064	0.031
Dos extremos discontinuos							
Momento negativo en:							
Extremo continuo	0.049	0.057	0.064	0.071	0.078	0.090	0.049
Extremo discontinuo	0.025	0.028	0.032	0.036	0.039	0.045	0.025
Momento Positivo	0.037	0.043	0.048	0.054	0.059	0.068	0.037
Tres extremos discontinuos							
Momento negativo en:							
Extremo continuo	0.058	0.066	0.074	0.082	0.090	0.098	0.058
Extremo discontinuo	0.029	0.033	0.037	0.041	0.045	0.049	0.029
Momento Positivo	0.044	0.050	0.056	0.062	0.068	0.074	0.044
Cuatro extremos discontinuos							
Momento negativo en:							
Extremo continuo	-	-	-	-	-	-	-
Extremo discontinuo	0.033	0.038	0.043	0.047	0.053	0.055	0.033
Momento Positivo	0.050	0.057	0.064	0.072	0.080	0.083	0.050

Figura 74: Momentos flectores en la dirección X-X para la losa de cimentación.

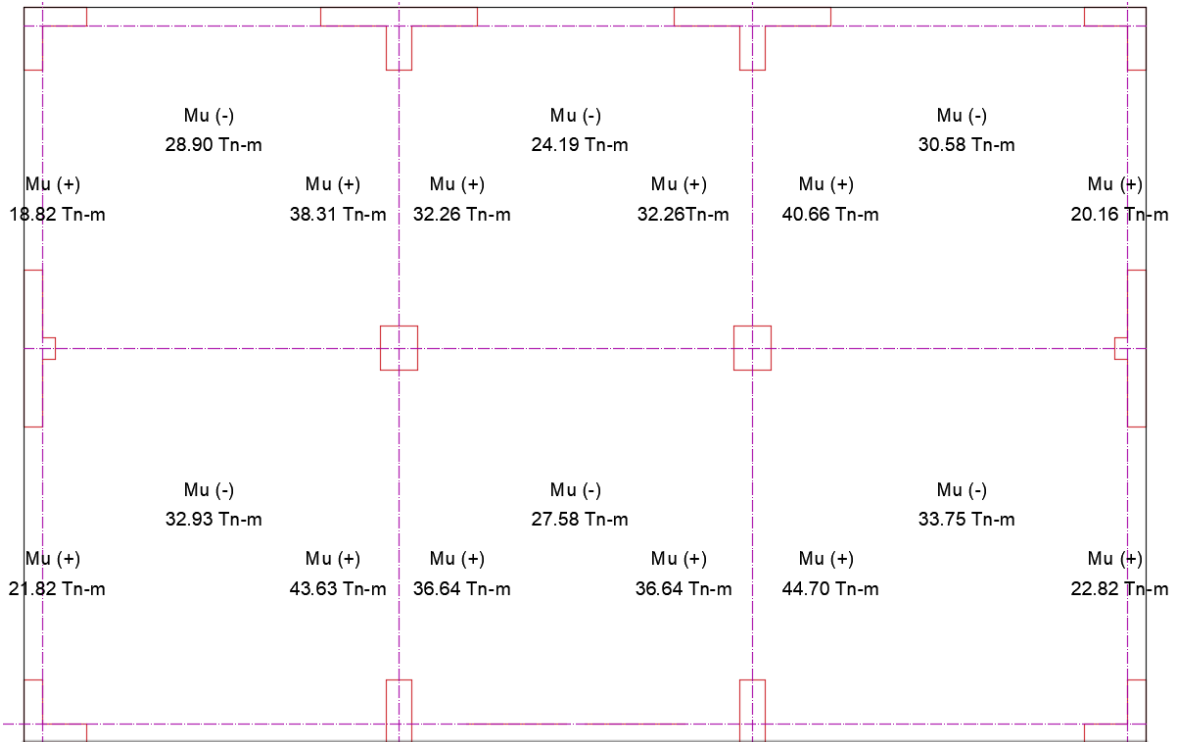
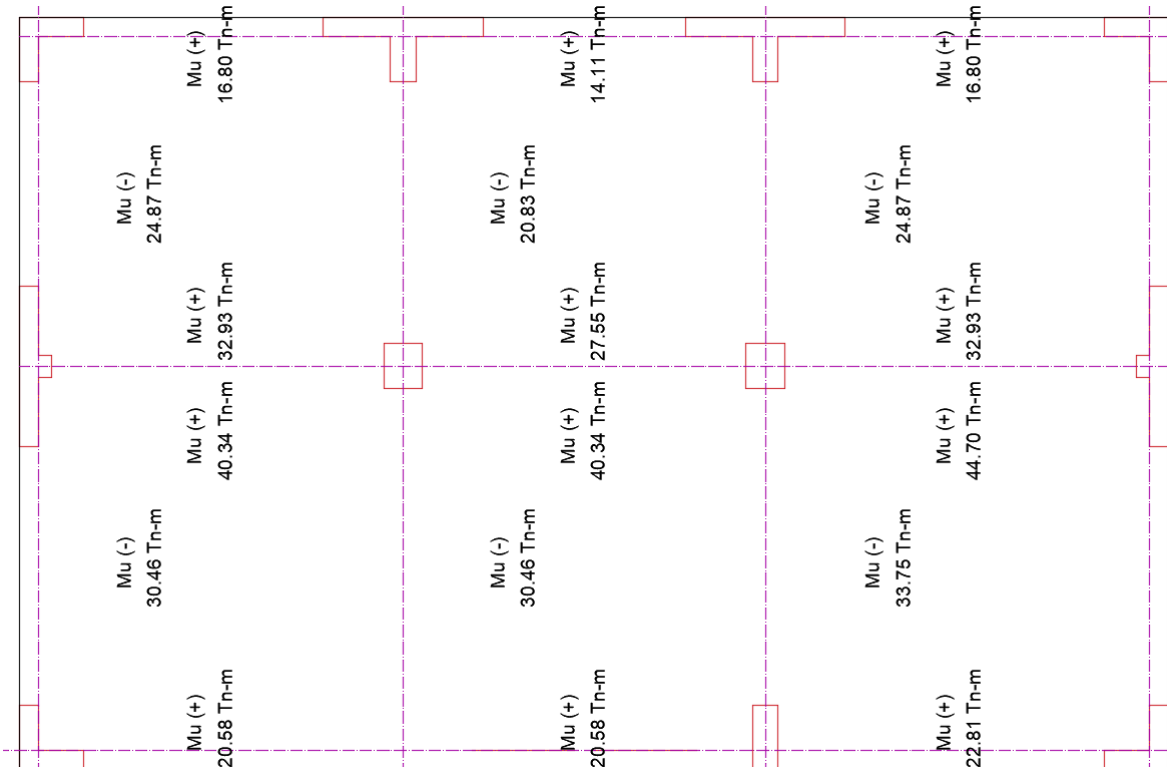


Figura 75: Momentos flectores en la dirección Y-Y para la losa de cimentación.



Diseño por flexión:

Ya calculados los momentos flectores para la dirección X e Y, como se muestran en las figuras N^o 74 y N^o 75. Se realizó el diseño por flexión para el cálculo del acero longitudinal para ambas direcciones (ver tablas N^o 63 y N^o 64).

Tabla 63: Diseño por flexión para la losa de cimentación en la dirección X.

	DIRECCION X-X								
	TRAMO 1-2			TRAMO 2-3			TRAMO 3-4		
	M izq (+)	M (-)	M der (+)	M izq (+)	M (-)	M der (+)	M izq (+)	M (-)	M der (+)
Mu (Tn-m)	21.82	32.93	43.63	36.64	27.58	36.64	44.70	33.75	22.81
b (cm)	100	100	100	100	100	100	100	100	100
d (cm)	42	42	42	42	42	42	42	42	42
As cm2 (requerido)	14.17	21.73	29.28	24.32	18.06	24.32	30.05	22.30	14.83
As min	9.45	9.45	9.45	9.45	9.45	9.45	9.45	9.45	9.45
S (cm) 1"	0.36	0.23	0.17	0.21	0.28	0.21	0.17	0.23	0.34
S (cm) 3/4"	0.20	0.13	0.10	0.12	0.16	0.12	0.09	0.13	0.19

Tabla 64: Diseño por flexión para la losa de cimentación en la dirección Y.

	DIRECCION Y-Y					
	TRAMO A-B			TRAMO B-C		
	M izq (+)	M (-)	M der (+)	M izq (+)	M (-)	M der (+)
Mu (Tn-m)	20.58	30.46	40.34	32.93	24.87	16.80
b (cm)	100	100	100	100	100	100
d (cm)	42	42	42	42	42	42
As cm2 (requerido)	13.34	20.03	26.93	21.73	16.22	10.83
As min	9.45	9.45	9.45	9.45	9.45	9.45
S (cm) 1"	0.38	0.25	0.19	0.23	0.31	0.47
S (cm) 3/4"	0.21	0.14	0.11	0.13	0.18	0.26

Diseño por corte:

La fuerza cortante Última (Vu) para una losa maciza de dos direcciones

$$V_u = W_u \left(\frac{L_s}{2} - d \right) \left(1.0 - 0.5 \frac{L_s}{L_t} \right)$$

$$V_u = 32.62 \text{ Ton}$$

La capacidad del concreto a esfuerzos cortantes de la vigueta, ϕV_c considerando un 10% de incremento según la norma es:

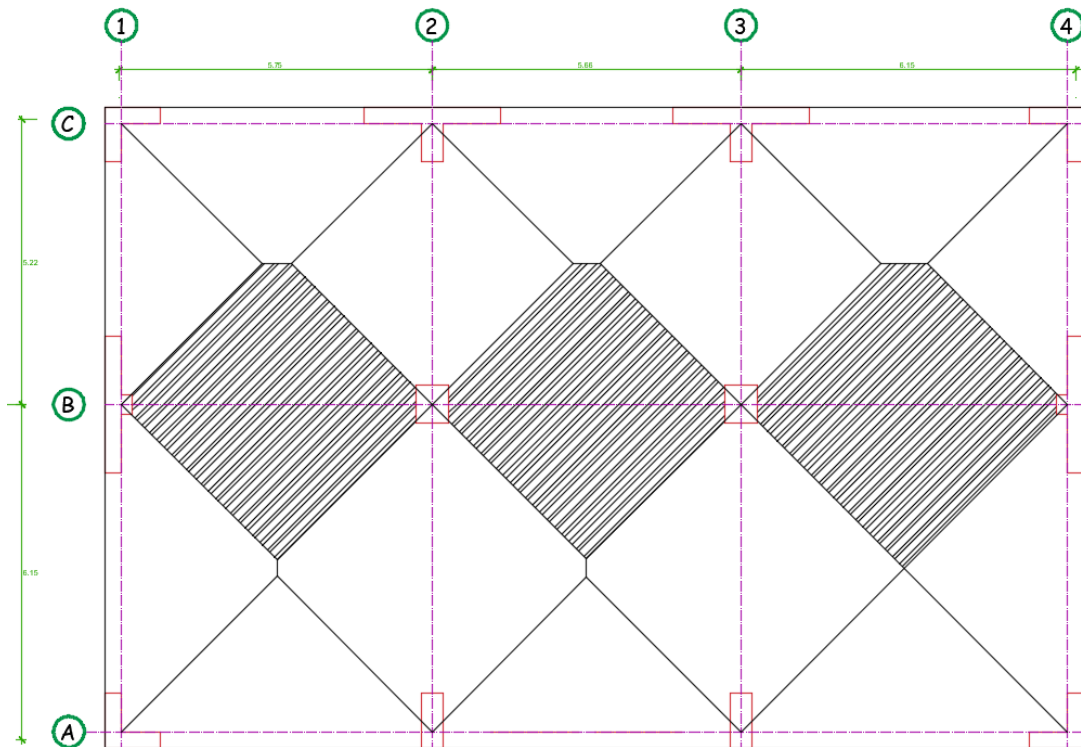
$$V_u \text{ resistente} = 1.1 \times 0.85 \times 0.53 \sqrt{280} \times 100 \times 42 = 34.83 \text{ Ton}$$

Por lo tanto, el peralte de la losa maciza es el adecuado

4. Diseño de la viga de cimentación:

El procedimiento más sencillo para el análisis de la cimentación es el de considerarla como un piso invertido. Se analizará la viga de cimentación del eje B-B, para el cálculo del metrado de cargas se utilizó el método del sobre como se muestra en la figura N° 76.

Figura 76: Áreas tributarias para la viga de cimentación (VC - B).



La idealización de la viga de cimentación es como la de una viga simplemente apoyada con una carga invertida, como se observa en la figura N° 77. Luego se realizó el análisis estructural para el cálculo de los diagramas de fuerza cortante y momento flector (ver figura N° 78).

Figura 77: Carga distribuida para la viga de cimentación (VC - B).

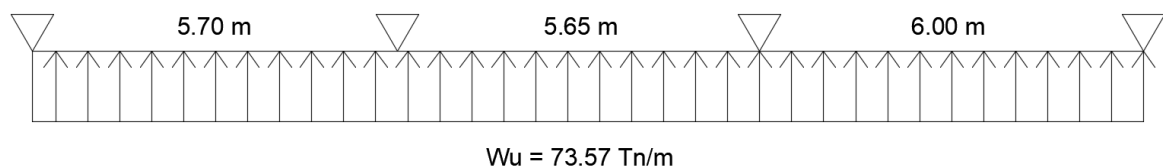
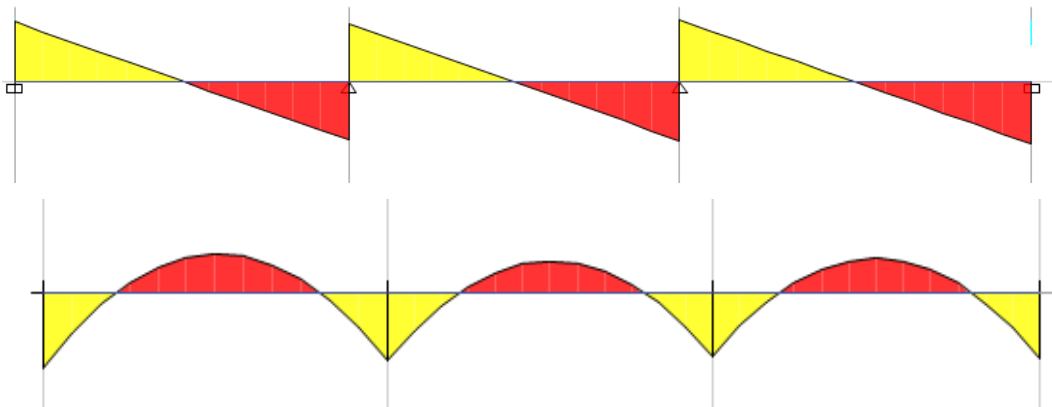


Figura 78: Diagramas cortante y momentos flectores para la viga de cimentación (VC - B).



Diseño por flexión:

Ya realizado el análisis estructural, se realizará el diseño del acero longitudinal de la viga de cimentación VC-2 como se muestra en la tabla N° 65.

Tabla 65: Diseño por flexión para la viga de cimentación VC-2.

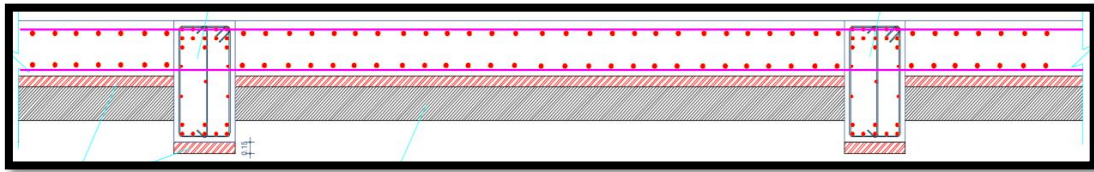
	TRAMO 1-2			TRAMO 2-3			TRAMO 3-4		
	M izq (+)	M (-)	M der (+)	M izq (+)	M (-)	M der (+)	M izq (+)	M (-)	M der (+)
Mu (Tn-m)	197.14	98.50	190.00	190.00	90.40	202.90	202.90	110.60	222.40
b (cm)	150	30	150	150	30	150	150	30	150
d (cm)	95	95	95	95	95	95	95	95	95
As cm2 (requerido)	56.90	27.14	54.77	54.77	24.82	58.63	58.63	30.64	64.51
As min	39.74	16.73	39.74	39.74	16.73	39.74	39.74	16.73	39.74
As colocado (Tracción)	11Ø1"	6Ø1"	11Ø1"		5Ø1"	11Ø1"		6Ø1"	13Ø1"
As colocado (cm2)	56.1	30.6	24.4		10.2	56.1		30.6	30.6

Diseño por corte:

Se diseñará igual que una viga normal, por lo cual la viga de cimentación llevará también estribos. Se utilizó estribos de Ø ½".

Para este caso de viga de cimentación (ver figura N° 79) la cortante crítico está en la cara del apoyo

Figura 79: Losa de cimentación con vigas de cimentación.



$$\phi V_n = \phi (V_c + V_s)$$

- $V_{u1} = 184.81 \text{ Ton}$
 $\phi V_c = 42.97 \text{ Ton}$
 $V_s = 166.87 \text{ Ton}$
 $S = 6.17 = 5 \text{ cm}$
 $8 @ 5\text{cm}$
- $V_{u2} = 156.01 \text{ Ton}$
 $\phi V_c = 42.97 \text{ Ton}$
 $V_s = 113.04 \text{ Ton}$
 $S = 7.74 = 7.5 \text{ cm}$
 $12 @ 5\text{cm}$
- $V_{u3} = 112.82 \text{ Ton}$
 $\phi V_c = 42.97 \text{ Ton}$
 $V_s = 69.85 \text{ Ton}$
 $S = 17.84 = 17.5 \text{ cm}$
 $\text{Resto} @ 17.5\text{cm}$

Estribos $\phi \frac{1}{2}$ ", $8 @ 5\text{cm}$, $12 @ 7.5 \text{ cm}$ resto $@ 17.5 \text{ cm}$.

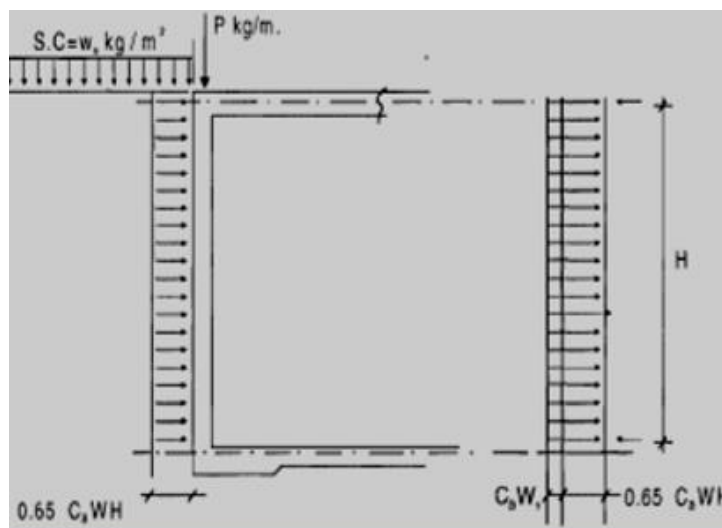
4.7 DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN:

Hay elementos estructurales que sirven para contener terreno u otros materiales en desnivel, esto se llaman muros de sostenimiento o contención. Para el caso de una edificación que tendrá sótanos como es el caso de la edificación que cuenta con 1 sótano se utiliza el muro de sostenimiento tipo muro de sótano.

Los muros de sótano son diseñados para resistir el empuje del suelo y en algunas ocasiones para las cargas verticales que le llegan de la superestructura. El empuje del suelo es un parámetro muy difícil de estimar, por el cual usualmente se asume una distribución lineal. Para el caso de muros de sótano el empuje activo del suelo

se asume con una distribución constante, esto sucede ya que el muro de sótano tiene dos apoyos uno es su cimentación y el otro es la losa de techo. Dependiendo de su rigidez será un apoyo fijo o empotrado. En la figura N° 79 se muestra la idealización del empuje del suelo hacia el muro del sótano.

Figura 80: Distribución de cargas en un muro de sótano.



Para que se considere muro de sótano se deberá de tener que, en el proceso constructivo, el muro deberá de estar encofrado hasta que la losa sea vaciada.

Para suelos secos el espesor mínimo del muro de sótano será de 20 cm y para suelos húmedos el espesor mínimo será de 30 cm.

Como en el caso de locas macizas, los muros de sótano tienen comportamiento unidireccional (relación de luces entre apoyos mayor o igual a 2) y bidireccional (relación de luces entre apoyos menor a 2).

CODIGO DEL MEDIO AMBIENTE ACI-350

Cuando estructuras están en contacto con agua se deberá de tener en consideración el Código del Medio Ambiente ACI-350. Para esto se utiliza un factor de amplificación por durabilidad igual al 1.3.

Lo cual indica que el momento de diseño será igual al momento ultimo obtenido del análisis estructural por el factor de 1.3.

Para el control de fisuras se deberá calcular el factor Z, este factor tiene la siguiente formula:

$$Z = fs \sqrt[3]{dc \times A}$$

$$A = 2dc \times S, \text{ reemplazando se tiene: } Z = fs \sqrt[3]{dc \times 2dc \times S}$$

$$\text{Entonces se obtiene: } S_{max} = \frac{Z^3}{2dc \times fs^3}$$

fs = Esfuerzo del acero en estado servicio = 0.6 fy

dc = Espesor del recubrimiento del concreto medido desde la fibra extrema en tracción hasta el centro del acero más cercano a esta fibra.

A= Área efectiva del concreto que está en tracción.

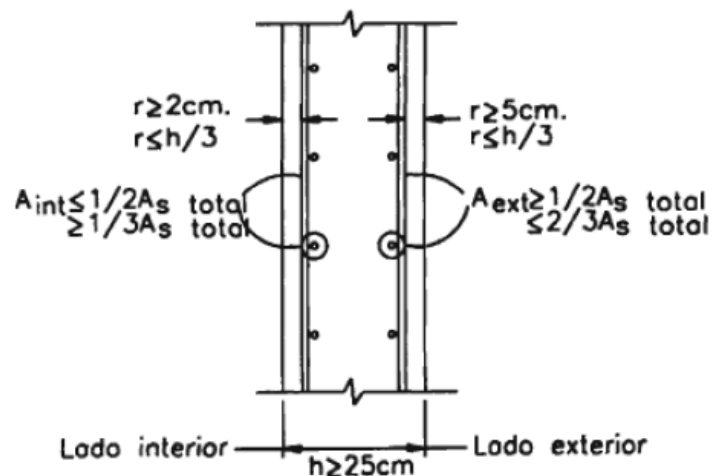
S = Espaciamiento entre dos aceros paralelos de la misma capa.

Para este caso los muros deben de tener rajaduras menores de 0.020 cm lo cual corresponde a $Z < 17000 \text{ kg/cm}$.

Consideraciones para el diseño de muros de sótano, ver figura N° 81:

- La resistencia a compresión del concreto $f'c$ mínimo es de 280 kg/cm²
- Acero mínimo vertical según el ACI 350 tendrá una cuantía de 0.0030.
- Acero mínimo horizontal según Harmsen es de 0.0025bh.
- Para muros de espesores mayores o igual a 25 cm la distribución del acero vertical y horizontal se realiza en dos capas como se muestra en la siguiente figura:

Figura 81: Detallado de acero en muro de sótanos.



- El espaciado máximo para los aceros horizontales y verticales es de 30 cm y no se deberán utilizar diámetros menores a 1/2".

- Según la NTE.050 (Suelos y cimentaciones) la profundidad de cimentación es $D_f = 1.35$ m medido desde el nivel de piso terminado del sótano.

4.7.1 DISEÑO DEL MURO DE SOTANO:

Para diseñar el muro de sótano se tiene las siguientes consideraciones:

Peso unitario = 2 Ton/m³

Angulo de fricción interna = 38°

Coefficiente de fricción = 0.30

Capacidad portante = 20 Ton/m²

Cargas Actuantes:

Empuje del suelo:

$$E = 0.65 C_a \times W \times H$$

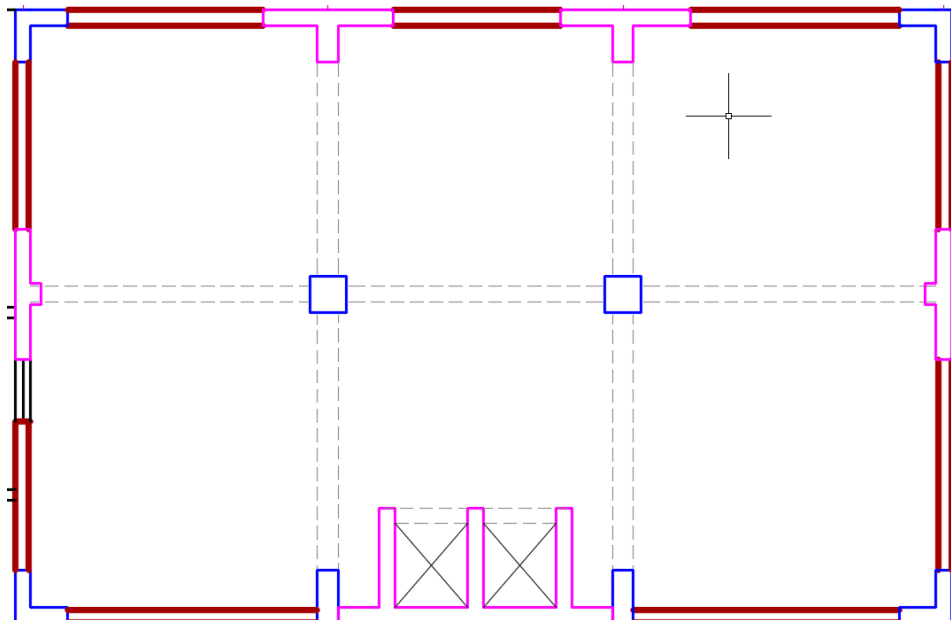
$$E = 0.65 \times 0.24 \times 2 \times 3.2 = 1.02 \text{ Ton/m}$$

Empuje por la sobrecarga:

$$E_s = C_a \times W_s = 0.24 \times 1 = 0.24 \text{ Ton/m}$$

Carga ultima = 2.14 Ton/m

Figura 82: Planta del sótano, muros de sótano.



El muro de sótano tendrá un comportamiento bidireccional ya que la relación de luz menor y luz mayor es menor a 2. Por lo cual se diseñó como una losa

maciza de dos direcciones y utilizaremos el método de coeficientes según el Joint Comitee ASCE-ACI 1940 para losas bidireccionales (ver tabla N° 66).

Tabla 66: Coeficiente según el Joint Comitee ASCE-ACI 1940 para losas macizas en 2 direcciones.

Momentos	Luz Corta Valor de m						Luz larga para todo m
	1.00	0.90	0.80	0.70	0.60	0.50	
Panel Interior							
Momento negativo en:							
Extremo continuo	0.033	0.040	0.048	0.055	0.063	0.083	0.033
Extremo discontinuo	-	-	-	-	-	-	-
Momento Positivo	0.025	0.030	0.036	0.041	0.047	0.062	0.025
Un extremo discontinuo							
Momento negativo en:							
Extremo continuo	0.041	0.048	0.055	0.062	0.069	0.085	0.041
Extremo discontinuo	0.021	0.024	0.027	0.031	0.035	0.042	0.021
Momento Positivo	0.031	0.036	0.041	0.047	0.052	0.064	0.031
Dos extremos discontinuos							
Momento negativo en:							
Extremo continuo	0.049	0.057	0.064	0.071	0.078	0.090	0.049
Extremo discontinuo	0.025	0.028	0.032	0.036	0.039	0.045	0.025
Momento Positivo	0.037	0.043	0.048	0.054	0.059	0.068	0.037
Tres extremos discontinuos							
Momento negativo en:							
Extremo continuo	0.058	0.066	0.074	0.082	0.090	0.098	0.058
Extremo discontinuo	0.029	0.033	0.037	0.041	0.045	0.049	0.029
Momento Positivo	0.044	0.050	0.056	0.062	0.068	0.074	0.044
Cuatro extremos discontinuos							
Momento negativo en:							
Extremo continuo	-	-	-	-	-	-	-
Extremo discontinuo	0.033	0.038	0.043	0.047	0.053	0.055	0.033
Momento Positivo	0.050	0.057	0.064	0.072	0.080	0.083	0.050

Tabla 67: Diseño del muro de sótano.

	Dirección X-X			Dirección Y-Y		
	(-)	(+)	(-)	(-)	(+)	(-)
Mu (Ton-m)	0.93	0.11	0.93	1.56	1.03	-
1.3 Mu (Ton-m)	1.21	0.15	1.21	2.03	1.34	-
b	100	100	100	100	100	100
d	24	27	24	24	27	24
p	0.0006	0.001	0.0006	0.0008	0.0006	0.0006
As requerido (cm ²)	1.44	0.27	1.44	2.16	1.62	1.44
AS mínimo (cm ²)	6	6	6	4.5	4.5	4.5
As colocado (cm ²)	1/2 @ 20 cm	1/2 @ 20 cm	1/2 @ 20 cm	1/2 @ 25 cm	1/2 @ 25 cm	1/2 @ 25 cm

CONTROL DE RAJADURAS:

Luego de realizar el diseño por flexión del muro del sótano, se realiza el cálculo de ancho de rajaduras como se muestra en la tabla N° 68, para verificar que no sobrepase el ancho máximo de fisura

Tabla 68: Calculo del ancho de fisura en el muro de sótano.

Esfuerzo del acero (fs)	2520 Kg/cm ²
Parámetro (Z)	17000 kg/cm
Espaciamiento máximo (Smax)	30.7 cm

Por lo tanto, para un $Z=17000$ (para condiciones severas corresponde a fisuras de 0.02 cm) se tendrá un espaciamiento de acero de la misma capa de 30.7 cm. 'Lo cual en el diseño se coloca acero de 1/2" espaciadas a 20 cm, esto indica es menor al espaciamiento máximo y por ende no se tendrá problemas de fisuración.

CAPITULO V

ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL CON EL SISTEMA VIGACERO Y EL SISTEMA FIRTH

5.1 ASPECTOS GENERALES DEL SISTEMA VIGACERO

El Sistema de Techo Aligerado con Viguetas Prefabricadas de Acero, es un techo de concreto armado, sistema que fue aprobado con Resolución Ministerial N° 264-2014- VIVIENDA, y ha sido desarrollado para realizar losas de entresijos más resistentes a los sismos, que es de fácil instalación al no requerir encofrado tradicional (madera y metálico)

La parte estructural del sistema está constituida por viguetas prefabricadas de acero de diseño especial que constituyen el refuerzo positivo y el encofrado de las losas aligeradas, estas viguetas soportan las cargas tanto los casetones de poliestireno expandido (EPS) y del concreto.

Debido a la gran resistencia de las viguetas prefabricadas de acero galvanizado, el sistema no requiere encofrado en luces libres menores a 4,50 ml, y en caso de luces mayores hasta 8,00 ml solo requiere un mínimo apuntalamiento. En la parte superior de los casetones se colocan las instalaciones eléctricas, sanitarias, la malla de temperatura y el acero negativo (opcional para espesores de losas continuas superiores a 20 cm); luego del vaciado de concreto la losa aligerada tendrá una sección compuesta por concreto y acero que forman un diafragma rígido

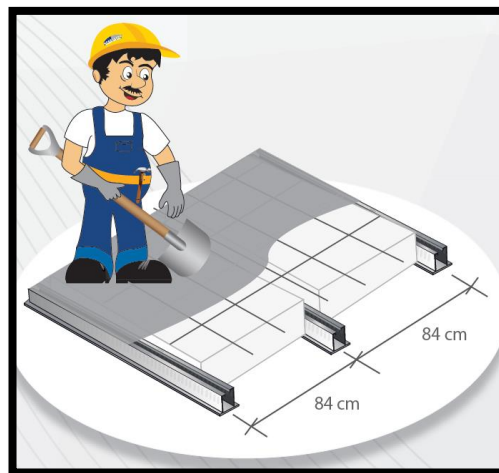
conjuntamente con las vigas de borde, y donde todos sus componentes están integrados mediante adherencia mecánica.

El sistema es muy flexible a diversos tipos de acabados en su cieloraso y pueden ser utilizados en forma horizontal o inclinada (techos en climas con lluvia o nieve intensa).

Ventajas del sistema:

- Económico, rápido y fácil de instalar.
- No requiere encofrado en grandes luces solo requiere apuntalamientos.
- 40% menos peso por metro cuadrado que otros techos.
- Mejor comportamiento sísmico y más resistente.
- Se puede utilizar en todos los sistemas constructivos y facilita todos los acabados.

Figura 84: Detalle del sistema de losa aligerada tipo Vigacero.



Fuente: ARCOTECHO PERU SAC.

COMPONENTES DEL SISTEMA DE TECHO ALIGERADO VIGACERO:

Para este ítem se utilizó como referencia MANUAL DEL SISTEMA VIGACERO DE LA ARCOTECHO, 2014:

1. Vigüeta prefabricada de acero galvanizado:

Las vigüetas prefabricadas de acero galvanizado cumplen con las disposiciones del Capítulo 17, Elementos Compuestos de Concreto sometidos a Flexión de la Norma Técnica de Edificaciones E.060 Concreto Armado y por su diseño especial soportan

los esfuerzos de tracción a los cuales son sometidos las losas aligeradas que sirven además de encofrado permanente al concreto conjuntamente con los casetones (EPS).

Las viguetas son fabricadas a partir de bobinas de acero galvanizado que provienen de distintas empresas. El galvanizado es un proceso electroquímico por el que se deposita un metal sobre otro. En el caso del acero se aplica a la lámina un baño en caliente de zinc fundido. La película de zinc que se forma sobre el acero lo protege de dos maneras: protección de barrera y protección galvánica (catódica).

En cada caso cumplen con las normas ASTM A653, ASTM A1008, ASTM A1011 Grado 37 o AISI/SAE 1015

Figura 85: Bobinas de acero galvanizado.



Fuente: Manual de Instalación de vigueta prefabricada de acero SENCICO. 2014.

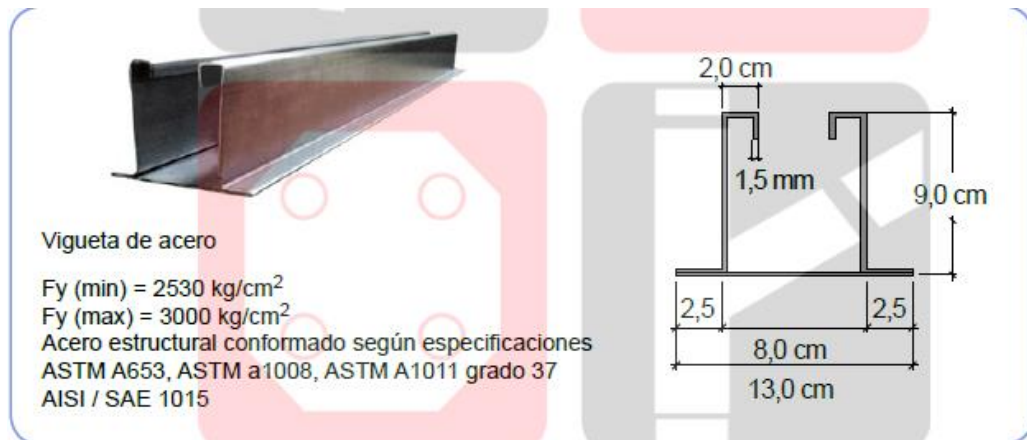
Las viguetas se fabrican en espesores de 1,50 mm mediante un proceso denominado ROLL FORMING, el cual se basa en el doblés continuo de una lámina de acero galvanizado que a través del paso por una serie de rodillos punzonadoras y dados de diseño especial, llegan a la forma final de la vigueta. Esta es la única forma de garantizar que el acero no pierda sus propiedades físicas, y por el contrario la vigueta resultante sea mejor en sus propiedades de resistencia mecánica (MANUAL DE INSTALACION DE SENCICO, 2014).

Teniendo las características físicas y mecánicas de la vigueta:

El espesor del perfil es de 1,50 mm (nominal)

La longitud de las viguetas de acero varía desde 0.40 m hasta 12 m de largo.

Figura 86: Características físicas y mecánicas de la vigueta prefabricada Vigacero.



Fuente: Manual de Instalación de vigueta prefabricada de acero SENCICO. 2014.

Esfuerzo de fluencia mínimo (F_y): 2530 Kg/cm²

Esfuerzo de fluencia máximo (F_y): 3000 Kg/cm²

Esfuerzo de torsión min (F_u): 3726 Kg/cm²

Esfuerzo de torsión máx. (F_u): 5622 Kg/cm²

Momento de inercia alrededor del eje centroidal horizontal (I_x): 743674 mm⁴

Módulo elástico de la sección respecto a la fibra superior (S_{xt}): 13965 mm³

Módulo elástico de la sección respecto a la fibra inferior (S_{xb}): 22784 mm³

Centro de masa de la vigueta, respecto a la fibra inferior (\hat{Y}): 32.64 mm

2. Casetón de poliestireno expandido - EPS:

El poliestireno expandido (EPS) es un material plástico espumado, derivado del poliestireno y utilizado en el sector del envase y la construcción. La fabricación del material se realiza partiendo de compuestos de poliestireno en forma de perlitas que contienen un agente expansor (habitualmente pentano). Después de una pre-expansión, las perlitas se mantienen en silos de reposo y posteriormente son conducidas hacia máquinas de moldeo. Dentro de dichas máquinas se aplica energía térmica para que el agente expansor que contienen las perlitas, se caliente y éstas aumenten su volumen a la vez que el polímero se plastifica. Durante dicho proceso, el material se adapta a la forma de los moldes que lo contienen.

En construcción lo habitual es comercializarlo en planchas de distintos grosores y densidades. Los casetones se fabrican con poliestireno expandido EPS tipo F y en

densidad: 15 kg/m³. También es habitual el uso de bovedillas de poliestireno expandido para la realización de forjados con mayor grado de aislamiento térmico (MANUAL DE INSTALACION DE SENCICO, 2014).

Figura 87: Planta de fabricación de bloques de poliestireno expandido.



Fuente: Manual de Instalación de vigueta prefabricada de acero SENCICO. 2014.

La función del casetón de poliestireno expandido EPS, dentro de las losas aligeradas es reducir el peso de la losa, así como servir de encofrado al concreto durante el proceso constructivo. El casetón de poliestireno expandido es reutilizable al 100% para formar bloques del mismo material, como también materias primas para otra clase de productos. En la obra su manejo es cómodo y sencillo hasta su colocación. Evitar su aplastamiento o deterioro (quiñado) durante el almacenaje, realizar todas las instalaciones eléctricas y sanitarias dentro de la misma, a fin de dejar libre las zonas donde el concreto y el acero deben cumplir la función estructural de la losa aligerada. Se tiene los siguientes tipos de casetón (MANUAL DE INSTALACION DE SENCICO, 2014).

- Casetón estándar: el casetón de EPS estándar es el bloque liso que tiene todas las aristas rectas. El acabado liso del cielo raso es ideal para acabados con placas yeso, y en caso de tarrajeos es recomendable utilizar mallas o alambres.

Figura 88: Características de los casetones EPS.

Características de los Casetones de EPS	
Dimensiones	Largo: 1,20 m Ancho: 0,75 m Espesor: Entre 0,09 m y 0,12 m. (*)
Peso máximo por unidad	1,2 kg/m ² (casetón de 0,09 m de espesor). 1,62 kg/m ² (casetón de 0,12 m de espesor).
Color	Blanco
Color	Blanco
Comportamiento Físico Químico	Material autoextinguible e ignífugo, materia prima el poliestireno tipo F, inerte.

(*) Esta condición dependerá de las luces que se puedan plantear por proyecto



Fuente: Manual de Instalación de vigueta prefabricada de acero SENCICO. 2014.

- Casetón ranurado “Cola de Milano”: está diseñado para procurar una mayor adherencia con la mezcla de tarrajeo.

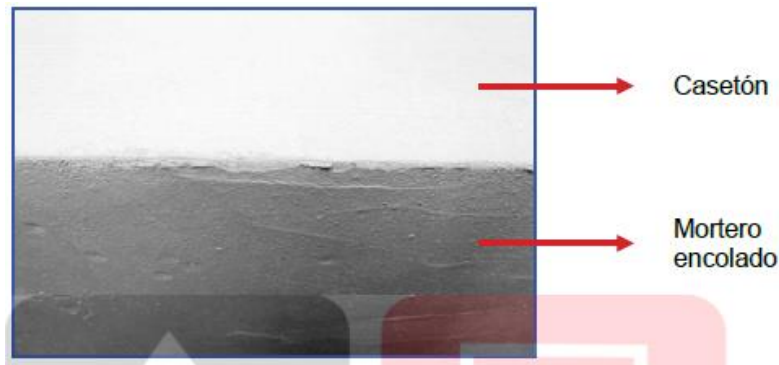
Figura 89: Casetón de poliestireno expandido EPS ranurado “cola de milano”.



Fuente: Manual de Instalación de vigueta prefabricada de acero SENCICO. 2014.

- Casetón con mortero encolado: este casetón con mortero encolado en una de sus superficies está diseñado para lograr la mayor adherencia y comodidad para la aplicación de mortero de tarrajeo (MANUAL DE INSTALACION DE SENCICO, 2014).

Figura 90: Casetón con Mortero encolado.



Fuente: Manual de Instalación de vigueta prefabricada de acero SENCICO. 2014.

3. Malla de temperatura:

Este refuerzo de acero no debe apoyarse directamente sobre los casetones del techo, sino sobre dados de concreto previamente elaborados la función de esta malla es para ayudar a evitar que los cambios de temperatura agrieten el concreto. Teniendo los siguientes tipos de mallas (MANUAL DE INSTALACION DE SENCICO, 2014).

- Malla Convencional: malla armada de forma manual con acero de 6 mm de diámetro, la cual forma una cuadrícula de 25cm x 25cm sobre el techo. Se realiza un dobléz a 90° para embutirla en las vigas de borde (MANUAL DE INSTALACION DE SENCICO, 2014).
- Malla Electrosoldada: La malla electrosoldada está conformada por barras lisas o corrugadas, laminadas en frío, que se cruzan en forma ortogonal y que están soldadas en todas sus intersecciones, el uso de la malla electrosoldada es ideal para grandes paños de techo. Normalmente se utiliza la malla R80, aunque también puede utilizarse las mallas QE-106 o Q-139 (ver tabla) (MANUAL DE INSTALACION DE SENCICO, 2014).

Tabla 69: Características de las mallas electrosoldada estándares en el mercado.

Descripción	Medidas	Cocada	Diámetro
Malla Soldada R-80	2,40 x 6,00 m	200 x 330 mm	4,5 / 3,0 mm
Malla Soldada QE-106	2,40 x 5,00 m	150 x 150 mm	4,5 mm
Malla Soldada Q-139	2,40 x 6,00 m	100 x 100 mm	4,2 mm

Fuente: Manual de Instalación de vigueta prefabricada de acero SENCICO. 2014.

Figura 91: Colocación de la malla electrosoldada estándar.



Fuente: Manual de Instalación de vigueta prefabricada de acero SENCICO. 2014.

4. Concreto:

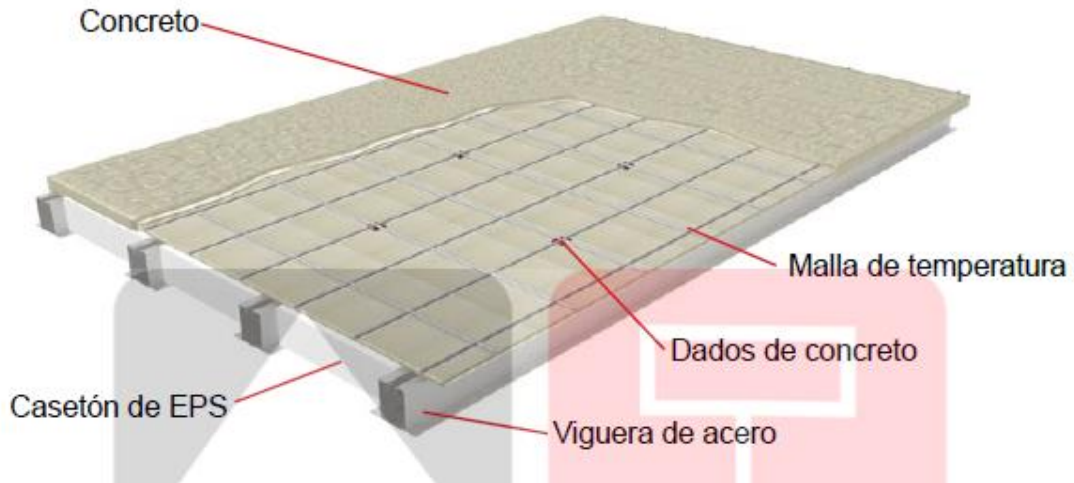
Es la mezcla de cemento, agua, grava o piedra chancada y arena. El cemento representa sólo el 15% en la mezcla del concreto por lo que es el que ocupa menor cantidad en volumen; sin embargo su presencia en la mezcla es esencial.

La adecuada dosificación es indispensable para poder preparar un concreto con las normas de calidad requeridas. Los materiales y el producto final deben ser controlados y ensayados de acuerdo con la Norma E.060 del Reglamento Nacional de Edificaciones y el código ACI - 318, cumpliendo con las expectativas de falla y criterios de aceptación establecidos por dichos documentos (MANUAL DE INSTALACION DE VIGUETAS PREFABRICADAS DE ACERO, SENCICO, 2014).

INSTALACION DEL SISTEMA DE TECHO ALIGERADO VIGACERO

Para este ítem se utilizó como referencia MANUAL DEL INSTALACION DEL SISTEMA VIGACERO DE LA SENCICO, 2014

Figura 92: Sistema de losa aligerada con vigueta prefabricada Vigacero.



1. Colocación de viguetas prefabricadas de acero:

Apoyar la vigueta prefabricada de acero a 2,5 cm como mínimo a cada lado sobre el muro o encofrado de la viga. La distancia entre las viguetas a ejes es de 84 cm.

Cortar la vigueta prefabricada de acero para realizar su empalme como es el caso de vigas chatas (MANUAL DEL INSTALACION DEL SISTEMA VIGACERO DE LA SENCICO, 2014)

Figura 93: Detalle del anclaje de la vigueta prefabricada Vigacero.



2. Montaje de casetones de poliestireno expandido – EPS:

Los casetones de poliestireno expandido (EPS) se colocan sobre las viguetas prefabricadas de acero, apoyando un lado primero y encajando después el otro. Otra opción es partir con una vigueta de guía e ir encajando en forma intercalada el casetón y la vigueta.

Tener en cuenta que a pesar que los casetones de densidad 15 kg/m³ son muy duros, se deben colocar tablas para transitar encima del techo, colocar los tablones apoyados entre vigueta y vigas de borde para el tránsito de personas y materiales durante el armado de la losa (MANUAL DEL INSTALACION DEL SISTEMA VIGACERO DE LA SENCICO, 2014)

Figura 94: Detalle del montaje de los casetones de EPS.



Fuente: Manual de Instalación SENCICO.

3. Instalaciones eléctricas:

Se procede a ubicar y marcar los centros de luz. Luego con una “tarraja” manual fabricada con PVC de 4” de diámetro, se le hacen unos “dientes” en la parte inferior y un par de agujeros para pasar una varilla de 3/8” de diámetro y 50 cm de longitud. Se procede a perforar girando directamente sobre los casetones y luego se retira el bloque cilíndrico extraído al casetón

Figura 95: Detalle de la colocación de las instalaciones eléctricas parte I.

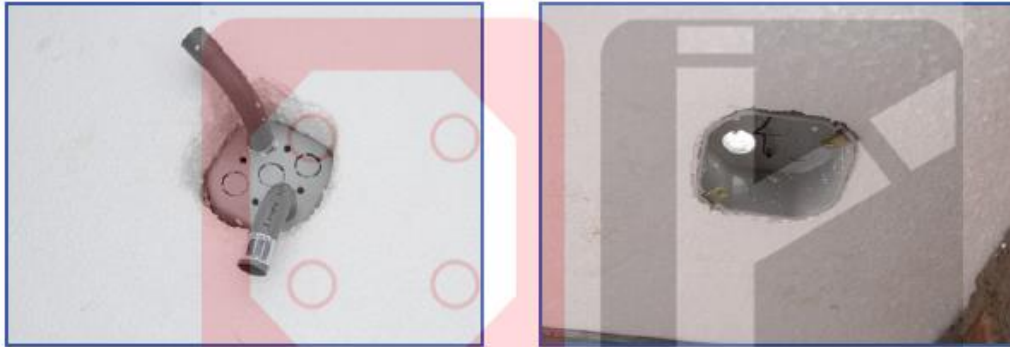


Fuente: Manual de Instalación SENCICO.

Luego se realizan canales “media caña” para los pases de las tuberías eléctricas. Para los canales es necesario contar en obra con una pistola eléctrica de aire caliente, la cual tiene diversas boquillas para canales, huecos, entre otros. La ventaja de esta herramienta es que no produce virutas contaminantes y es de fácil manejo (MANUAL DEL INSTALACION DEL SISTEMA VIGACERO DE LA SENCICO, 2014).

Se colocan los centros de luz con un alambre No. 8 de manera que las cajas puedan quedar a la altura deseada. Es aconsejable colocar antes de la caja de luz una sección de 10 cm del tubo de PVC de 4” de modo que durante el vaciado no se desboque el hueco. También es mejor llenar con poliestireno la caja de luz, para que el concreto no se introduzca y termine limpio luego del vaciado (MANUAL DEL INSTALACION DEL SISTEMA VIGACERO DE LA SENCICO, 2014).

Figura 96: Detalle de la colocación de las instalaciones eléctricas parte II.



Fuente: Manual de Instalación SENCICO.

4. Instalaciones sanitarias

De acuerdo con el diseño sanitario es factible revisar el diseño y distribución de las viguetas de acero, a fin de que el montante horizontal de desagüe pueda ir en el centro de los casetones EPS y que pueda colocarse sin perforar las viguetas.

La colocación de las montantes y ramales es sencilla con el uso de la pistola de aire caliente y las boquillas adecuadas: redonda para perforar y plana para realizar canales. Es conveniente realizar las perforaciones con cuidado, para que tengan la pendiente adecuada, colocar tablas y puntales debajo de los casetones a perforar, de manera que se mantengan firmes durante las labores de instalación y posterior vaciado (MANUAL DEL INSTALACION DEL SISTEMA VIGACERO DE LA SENCICO, 2014).

Figura 97: Detalle de la colocación de las instalaciones sanitarias parte I.



Fuente: Manual de Instalación SENCICO.

En caso de ampliaciones, pueden solucionarse las nuevas redes sanitarias de manera convencional. Esto es colocando tuberías adosadas al techo y con un falso cielo raso o colocar las nuevas tuberías sobre la losa existente y luego rellenar con bloques de EPS, para luego vaciar una sobrelosa con una grada o escalón al ingreso del servicio higiénico o ambiente ampliado (MANUAL DEL INSTALACION DEL SISTEMA VIGACERO DE LA SENCICO, 2014).

Figura 98: Detalle de la colocación de las instalaciones sanitarias parte II.



Fuente: Manual de Instalación SENCICO.

Otra solución es utilizar el inodoro con descarga horizontal, que facilita la descarga de la tubería de PVC SAL de 4" directamente al ducto de montantes de desagüe.

Figura 99: Detalle de la colocación de las instalaciones sanitarias parte III.



Fuente: Manual de Instalación SENCICO.

En todos los casos, luego de realizar las instalaciones, efectuar las pruebas hidráulicas y de presión a gas, además de verificar que las tuberías y montantes

tengan tapones en los extremos para evitar que ingrese el concreto y otros contaminantes (MANUAL DEL INSTALACION DEL SISTEMA VIGACERO DE LA SENCICO, 2014).

Figura 100: Detalle de la colocación de las instalaciones sanitarias parte IV.



Fuente: Manual de Instalación SENCICO.

5. Colocación de malla de temperatura

Colocar la malla de temperatura, ya sea electrosoldada o de alambrcn de \varnothing 1/4" @ 25 cm en dos direcciones. Esta debe colocarse encima de los casetones de EPS y las viguetas, levantándola 2,0 cm con los distanciadores que pueden ser de plástco o de cemento (MANUAL DEL INSTALACION DEL SISTEMA VIGACERO DE LA SENCICO, 2014).

Figura 101: Detalle de la colocación de la malla de temperatura.

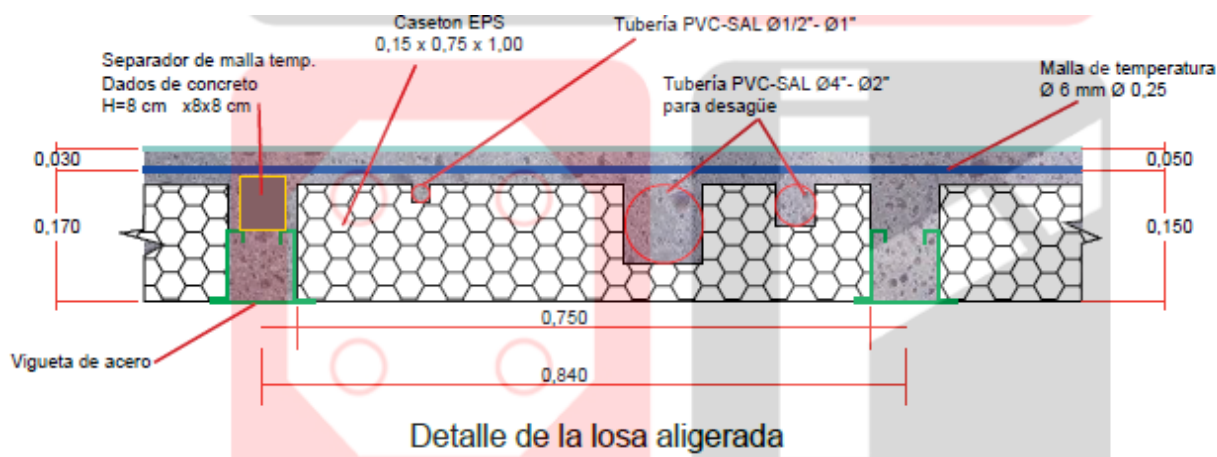


Fuente: Manual de Instalación SENCICO.

Debido a la rigidez de la vigueta prefabricada de acero, se pueden colocar tacos de concreto de 8 cm de alto para techos de espesor 20 cm, de manera que

estos tacos sean los separadores de la malla de concreto y que la malla de temperatura quede embebida totalmente en la losa de concreto (MANUAL DEL INSTALACION DEL SISTEMA VIGACERO DE LA SENCICO, 2014).

Figura 102: Detalle de la colocación de todos los componentes en el Sistema Vigacero.



Fuente: Manual de Instalación SENCICO.

6. Vaciado de concreto

Una vez colocados, casetones y malla, y antes del vaciado, se debe realizar la limpieza interior (remover restos o despunte de materiales que hayan caído en los perfiles). Esta limpieza es para lograr una mejor acción colaborante entre concreto y acero.

El vaciado, en caso de ser premezclado y bombeado, se debe realizar la colocación en forma de abanico con el sistema de tuberías, a presión mínima y a la menor altura posible, de forma tal de no sobrecargar áreas de losa con excesiva cantidad de concreto, ni producir cargas de alto impacto en los casetones de poliestireno expandido.

El vaciado, debe controlarse para dispersar rápida y homogéneamente el concreto. Se recomienda asentamiento de cono o Slump = 10".

En caso de concreto transportado con carretillas, se deben colocar tabloncillos de madera apoyados sobre las mallas, con el fin de no sobrecargar el sistema durante el proceso de vaciado (MANUAL DEL INSTALACION DEL SISTEMA VIGACERO DE LA SENCICO, 2014).

Figura 103: Vaciado del concreto premezclado o insitu.



Fuente: Manual de Instalación SENCICO.

ACABADOS DE CIELORASO

Para este sistema de viguetas prefabricadas, se proponen varios tipos de recubrimiento para los cielorasos de techos.

1. Tarrajeo convencional:

Para crear un puente de adherencia entre los casetones EPS y el tarrajeo, se puede utilizar la pasta para pegar cerámica, la cual se aplica con un raspín. En zonas como Arequipa es común utilizar aditivos líquidos, este aditivo se aplica directamente a los casetones o a la mezcla del tarrajeo, el resultado es similar.

Generalmente es mejor dejar secar todo un día hasta que las estrías del pegamento hayan secado sobre las viguetas y casetones. Al día siguiente aplicar el mortero de cemento: arena en proporción 1:4; en casos de necesitar mayor trabajabilidad del mortero, se puede aplicar cal hidráulica (MANUAL DEL INSTALACION DEL SISTEMA VIGACERO DE LA SENCICO, 2014).

Figura 104: Tarrajeo convencional en el Sistema de Vigacero.

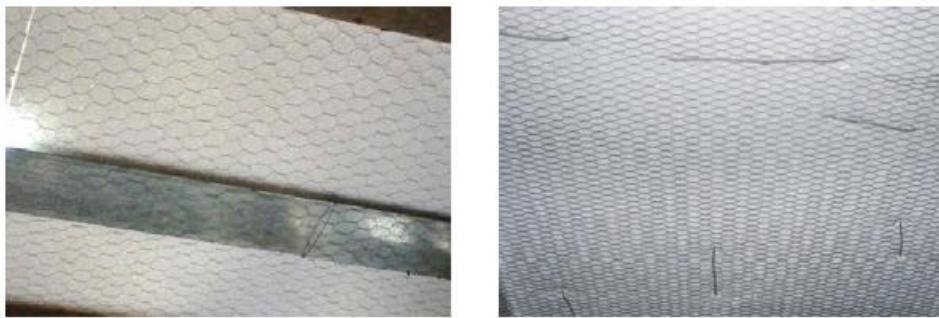


Fuente: Manual de Instalación SENCICO.

2. Tarrajeo con refuerzo de alambre o malla

En obras donde se requiera tener un refuerzo adicional para soportar vibraciones, (ejemplo movimientos sísmicos fuertes y evitar que aparezcan fisuras, como suelen aparecer hasta en los sistemas de techo convencionales), se colocan mallas de alambre tipo “expanded metal” o también malla tipo “gallinero”, las cuales pueden ser colocadas antes del vaciado y sujetadas con alambre a la malla de temperatura (MANUAL DEL INSTALACION DEL SISTEMA VIGACERO DE LA SENCICO, 2014).

Figura 105: Colocación del refuerzo de malla para el tarrajeo en el Sistema de Vigacero.



Fuente: Manual de Instalación SENCICO.

Luego de la malla se puede aplicar pasta de cemento como puente de adherencia, para posteriormente aplicar el tarrajeo convencional.

Figura 106: Colocación de la pasta de cemento con un puente adherente en el Sistema de Vigacero.



Fuente: Manual de Instalación SENCICO.

También existe la alternativa de colocar alambres galvanizados N° 16 en dirección perpendicular a las viguetas, y sujetos a estas en los extremos de las

habitaciones por medio de unos ángulos de 1" x 1", que se fijan a las viguetas con el uso de clavos y una pistola de fijación. La separación entre ángulos e hileras de alambres, es de 20 cm (MANUAL DEL INSTALACION DEL SISTEMA VIGACERO DE LA SENCICO, 2014).

Figura 107: Colocación alambre galvanizado @ 20cm en el Sistema de Vigacero parte I.



Fuente: Manual de Instalación SENCICO.

Los alambres se sujetan a los casetones de EPS con ganchos de 5 cm del mismo alambre (aproximadamente 3 ganchos en cada casetón). En los lugares donde existan centros de luz y otras aberturas en el cieloraso, se procede a colocar alambres alrededor, de manera que pueda absorber las tensiones originadas por la fragua del mortero de cemento (MANUAL DEL INSTALACION DEL SISTEMA VIGACERO DE LA SENCICO, 2014).

Figura 108: Colocación alambre galvanizado @ 20cm en el Sistema de Vigacero parte II.



Fuente: Manual de Instalación SENCICO.

Figura 109: Colocación alambre galvanizado @ 20cm en el Sistema de Vigacero parte III.



Fuente: Manual de Instalación SENCICO.

Posteriormente se procede a colocar una primera pasta de cemento, y al día siguiente o por la tarde se aplica la capa de tarrajeo final con mezcla de cemento: arena de proporción 1:4.

Figura 110: Colocación de la pasta de cemento en el tarrajeo con alambres en el Sistema de Vigacero.



Fuente: Manual de Instalación SENCICO.

Durante el tarrajeo se utiliza la regla para nivelar el cieloraso, y finalmente se frotacha con un pedazo de EPS para alisar el techo tarrajeado.

En caso aparezcan algunas fisuras por contracción de fragua, estas no deben ser motivo de alarma, pues en paños grandes es posible que los cambios de temperatura del ambiente o las vibraciones por golpes o trabajos en la losa superior, originen las fisuras. En estos casos excepcionales se debe esperar a que concluya el secado, luego aplicar un sellador con una pistola. El resultado es óptimo y además de ser económico, es de fácil aplicación. Luego del secado, lijar y completar con el acabado (MANUAL DEL INSTALACION DEL SISTEMA VIGACERO DE LA SENCICO, 2014).

3. Acabados con placa yeso:

Atornillar los paneles de placa-yeso a las viguetas con tornillo autoperforante cada 40 cm. Luego, se cubren las juntas y los tornillos con una capa de masilla aplicada con espátula.

Figura 111: Acabados con placa de yeso en el Sistema de Vigacero.



Fuente: Manual de Instalación SENCICO.

4. Acabados arquitectónicos:

Se pueden aplicar masilla o pinturas, debido al acabado limpio que tiene el sistema, en los cielorosas, en este caso, existen en el Perú pinturas para ser aplicadas a las viguetas prefabricadas y luego las pinturas latex para el acabado.

Figura 112: Acabados arquitectónicos en el Sistema de Vigacero parte I.



Fuente: Manual de Instalación SENCICO.

Se aplica masilla o pasta de imprimación para alisar las superficies entre casetones y viguetas de acero, luego se puede aplicar un escarchado convencional y posteriormente la pintura final (MANUAL DEL INSTALACION DEL SISTEMA VIGACERO DE LA SENCICO, 2014).

Figura 113: Acabados arquitectónicos en el Sistema de Vigacero parte II.



Fuente: Manual de Instalación SENCICO.

5.2 ASPECTOS GENERALES DEL SISTEMA FIRTH

Para este ítem se utilizó como referencia MANUAL DEL LOSAS ALIGERADAS CON VIGUETAS PRETENSADAS TECHOMAX, 2015

El sistema de Viguetas Pretensadas Firth es un sistema de losa aligerada no tradicional que cubre paños más grandes con menor espesor de losa, dada las ventajas del pretensado. También se busca reducir los costos que se tendrían al

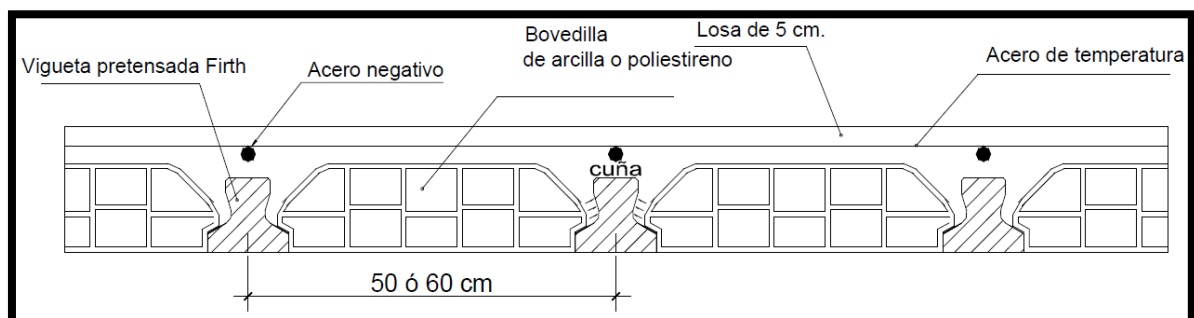
construir con una losa aligerada tradicional y además optimizar los tiempos y calidad de la construcción (MANUAL DEL LOSAS ALIGERADAS CON VIGUETAS PRETENSADAS TECHOMAX, 2005).

La losa es un elemento de gran importancia porque transmite las cargas de gravedad hacia las vigas y asegura que la estructura se desplace uniformemente ante las sollicitaciones sísmicas (diafragma rígido), lo cual es posible gracias a la adherencia mecánica existente entre la vigueta y la losa vaciada in situ.

El sistema está constituido por viguetas prefabricadas pretensadas, bovedillas de arcilla y la losa vaciada in situ. El espaciamiento entre viguetas de eje a eje es de 50 a 60 cm. Las viguetas tienen una forma de "T" invertida, en cuyas alas se apoyan las bovedillas de arcilla, evitándose el fondo de encofrado. Por encima de las bovedillas se coloca una losita de 5 cm en la cual van embebidas las instalaciones eléctricas, sanitarias, malla de temperatura y acero negativo. La losa final está conformada por viguetas de sección compuesta que forman un diafragma rígido y cuyos componentes están integrados mediante una adherencia mecánica (MANUAL DEL LOSAS ALIGERADAS CON VIGUETAS PRETENSADAS TECHOMAX, 2005).

Las alturas de las losas pueden de 17, 20, 25 y 30 cm.

Figura 114: Detallado del sistema de losa aligerada tipo Firth.



Las viguetas prefabricadas pretensadas Firth se aplican como insumo en la conformación de techos aligerados no convencionales, la presencia de nervaduras unidas con una losa la vuelve más eficiente que la losa maciza en una dirección, las viguetas permiten cubrir paños más grandes como menor peralte, dada las ventajas que ofrece el pretensado (MANUAL DEL LOSAS ALIGERADAS CON VIGUETAS PRETENSADAS TECHOMAX, 2005).

COMPONENTES DEL SISTEMA DE TECHO ALIGERADO FIRTH:

1. Viguetas pretensadas:

Las viguetas pretensadas Firth cumplen con los requerimientos de la Norma Peruana de Estructuras capítulo 18 Concreto Preesforzado y con el Código Estructura ACI 318-02.

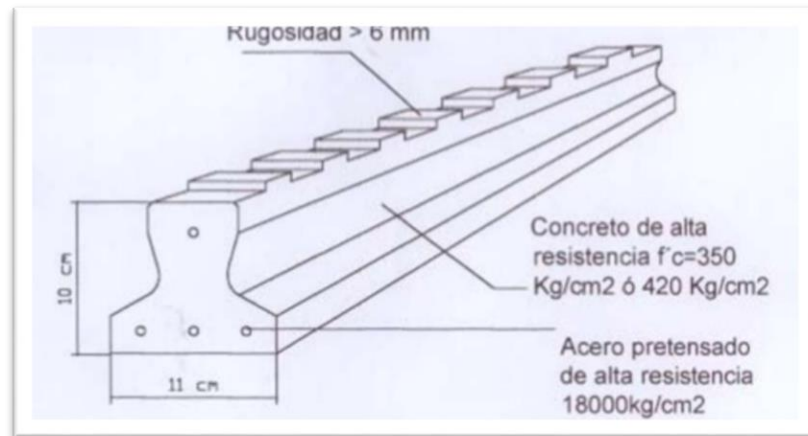
Constituidas por los siguientes materiales:

- Cemento: cemento portland Sol tipo I suministrado por cementos Lima S.A., el cual cumple con las especificaciones de la norma ASTM C-150 “Standard Specification for Portland Cement”.
- Arena gruesa: la arena gruesa proviene de canteras ubicadas en Lima. Esta cumple con las especificaciones de la Norma ASTM C-33 “Standard Specification for Concrete Aggregates”.
- Confitillo: el agregado grueso utilizado corresponde al confitillo (huso N°8) de la norma ASTM C-33 proveniente de la cantera Flor Nieve. Este confitillo cumple con las especificaciones de la norma ASTM C-33 “Standard Specification for Concrete Aggregates”.
- Acero Pretensado:
Alambre de 4 mm y 5 mm.
Acero de baja relajación.
Endentados
Cumpliendo todos con la Norma ASTM 421 y UNE-36-094Y1860
Teniendo así los siguientes tipos de Viguetas:

La vigueta pretensada es un elemento prismático de sección uniforme conformado por concreto de alta resistencia y alambres de pre esfuerzo. El alambre es tensado antes de vaciar el concreto fresco y posteriormente destensado anclándose en sí mismo una vez que el concreto alcanza una resistencia inicial.

La vigueta Firth es producida en distintas series variando así la resistencia del concreto y la cuantía de acero haciendo que cada una sea más resistente que la otra (MANUAL DEL LOSAS ALIGERADAS CON VIGUETAS PRETENSADAS TECHOMAX, 2005).

Figura 115: Detallado de la vigueta tipo Firth.



Fuente: Manual de Instalación TECHOMAX.

La vigueta Firth al ser producida cumpliendo estrictos controles tales como:

- Ensayo de probetas a compresión
- Ensayos de tracción del alambre pretensado
- Calibración periódica de los equipos de tensar
- Control de cangrejeras y fisuras
- Controles de contraflecha y desviación lateral
- Respaldan la garantía de calidad y su permanencia en el tiempo

Las viguetas tienen una forma de "T" invertida en cuyas alas se apoyan las bovedillas de arcilla, evitándose el fondo de encofrado. Solo se necesita colocar soleras de 2.00 m y puntales a 1.50 m. sobre las bovedillas se coloca la losa de 5 cm que forman una sección compuesta en conjunto con las viguetas, en la cual van embebidas las instalaciones eléctricas, sanitarias, malla de temperatura y acero negativo (MANUAL DEL LOSAS ALIGERADAS CON VIGUETAS PRETENSADAS TECHOMAX, 2005).

Tabla 70: Tipos de viguetas prefabricadas Firth.

TIPOS DE VIGUETAS				
V-101	V-102	V-103	V-104	V-105
3Æ4mm	4Æ4mm	5Æ4mm	4Æ5mm	5Æ5mm

Fuente: Manual de Instalación TECHOMAX.

Características de las viguetas pretensadas:

Tabla 71: Propiedades de cada serie de viguetas prefabricadas Firth.

Serie	Area de acero (cm²)	fpu (Kg/cm²)	f'c (kg/cm²)	ep (cm)	Volumen vigueta (m³)	Peso vigueta kg/ml
V101	0.378	18900	350	0.54	0.0072	17.0
V102	0.504	18900	350	1.09	0.0072	17.0
V103	0.630	18900	420	1.01	0.0072	17.0
V104	0.784	18900	420	1.09	0.0072	17.0
V105	0.980	18900	500	1.31	0.0072	17.0

Fuente: Manual de Instalación TECHOMAX.

2. Bovedillas de arcilla, concreto y poliestireno: los ladrillos cumplen con los requisitos especificación en la Norma Técnica Peruana Itintec 331.017 en cuanto a lo que se refiere a materia prima y con la Norma Itintec 331.040 para techos y entrepisos aligerados.

Para las bovedillas de poliestireno las dimensiones son similares a las bovedillas de concreto, que permiten obtener losas aligeradas de menos peso. Su presentación es en unidades de 1 metro de longitud, y de altura variable según el espesor final de la losa requerida en obra. Los complementos se fabrican en densidad de 10 kg/m³, pudiendo incrementarse a solicitud del cliente (MANUAL DEL LOSAS ALIGERADAS CON VIGUETAS PRETENSADAS TECHOMAX, 2005).

Teniendo las siguientes Características de ladrillos:

Tabla 72: Propiedades de los ladrillos en las viguetas prefabricadas Firth.

ALTURA DE LOSA (cm)	MATERIAL BOVEDILLA	ALTURA DE BOVEDILLA (cm)	ANCHO (cm)	APOYOS (cm)	LARGO (cm)	PESO MAXIMO (kg)	VOLUMEN (cm ³)
20 @ 50	Concreto	15	39	1.74	20	10.50	0.01148
25 @ 50	Concreto	20	39	1.74	20	12.50	0.01508
17 @ 50	Arcilla	12	39	1.74	25	9.00	0.01200
20 @ 50	Arcilla	15	39	1.74	25	9.40	0.01500
25 @ 50	Arcilla	20	39	1.74	25	12.30	0.01900
30 @ 50	Arcilla	25	39	1.74	25	15.60	0.02400
17 @ 60	Poliestireno	12	49	1.74	100	0.603	0.06030
17 @ 50	Poliestireno	12	39	1.74	100	0.483	0.04830
20 @ 50	Poliestireno	15	39	1.74	100	0.593	0.05934
25 @ 50	Poliestireno	20	39	1.74	100	0.771	0.07714
30 @ 50	Poliestireno	25	39	1.74	100	0.960	0.09596
17 @ 50	Bandeja + Bloque de Poliestireno	4 + 8	39	1.74	20	8.20	0.01000
20 @ 50	Bandeja + Bloque de Poliestireno	4 + 11	39	1.74	20	8.20	0.01219
25 @ 50	Bandeja + Bloque de Poliestireno	4 + 16	39	1.74	20	8.20	0.01622
30 @ 50	Bandeja + Bloque de Poliestireno	4 + 21	39	1.74	20	8.20	0.02025

Fuente: Manual de Instalación TECHOMAX.

Tabla 73: Tipos de ladrillos en las viguetas prefabricadas Firth.

MATERIAL	ESPACIAMIENTO	BOVEDILLA / m ²	DESPERDICIO
Concreto	@ 0.5	10.00 Unid / m ²	1.5%
Arcilla	@ 0.5	8.00 Unid / m ²	3.0%
Poliestireno	@ 0.5	2.00 Unid / m ²	2.0%
Poliestireno	@ 0.6	1.67 Unid / m ²	2.0%

Fuente: Manual de Instalación TECHOMAX.

Tabla 74: Características de ladrillos en las viguetas prefabricadas Firth.

ALTURA DE LOSA (cm)	LOSA TRADICIONAL	SISTEMA DE LOSAS ALIGERADAS CON VIGUETAS TECHOMAX					
	ARCILLA A 40cm (kg/m ²)	LOSA CON VIGUETAS SIMPLES				LOSA CON VIGUETAS DOBLES	
		ARCILLA A 50cm (kg/m ²)	POLIESTIRENO A 50cm (kg/m ²)	CONCRETO A 50cm (kg/m ²)	BANDEJA + BLOQUE POL A 50cm (kg/m ²)	ARCILLA A 50cm (kg/m ²)	POLIESTIRENO A 50cm (kg/m ²)
17 @ 60	270	-----	180	-----	-----	-----	-----
17 @ 50	270	265	190	-----	260.02	290	230
20 @ 60	300	-----	195	-----	-----	-----	-----
20 @ 50	300	280	210	315	277.53	345	280
25 @ 60	350	-----	225	-----	-----	-----	-----
25 @ 50	350	335	250	375	306.23	430	350
30 @ 60	400	-----	255	-----	-----	-----	-----
30 @ 50	400	400	300	-----	335.89	515	420

Fuente: Manual de Instalación TECHOMAX.

3. Malla de temperatura:

Este refuerzo de acero no debe apoyarse directamente sobre los casetones del techo, sino sobre dados de concreto previamente elaborados la función de esta malla es para ayudar a evitar que los cambios de temperatura agrieten el concreto. Teniendo los siguientes tipos de mallas (MANUAL DEL LOSAS ALIGERADAS CON VIGUETAS PRETENSADAS TECHOMAX, 2005).

- Malla Convencional: malla armada de forma manual con acero de 6 mm de diámetro, la cual forma una cuadrícula de 25cm x 25cm sobre el techo. Se realiza un dobléz a 90° para embutirla en las vigas de borde.
- Malla Electrosoldada: La malla electrosoldada está conformada por barras lisas o corrugadas, laminadas en frío, que se cruzan en forma ortogonal y que están soldadas en todas sus intersecciones, el uso de la malla electrosoldada es ideal para grandes paños de techo. Normalmente se utiliza la malla R80, aunque también puede utilizarse las mallas QE-106 o Q-139 (ver tabla).

Tabla 75: Tipos de malla de temperatura en las viguetas prefabricadas Firth.

Descripción	Medidas	Cocada	Diámetro
Malla Soldada R-80	2,40 x 6,00 m	200 x 330 mm	4,5 / 3,0 mm
Malla Soldada QE-106	2,40 x 5,00 m	150 x 150 mm	4,5 mm
Malla Soldada Q-139	2,40 x 6,00 m	100 x 100 mm	4,2 mm

Fuente: Manual de Instalación TECHOMAX.

Figura 116: Colocación de la malla de temperatura en las viguetas prefabricadas Firth.



Fuente: Manual de Instalación TECHOMAX.

4. Concreto:

Es la mezcla de cemento, agua, grava o piedra chancada y arena. El cemento representa sólo el 15% en la mezcla del concreto por lo que es el que ocupa menor cantidad en volumen; sin embargo su presencia en la mezcla es esencial.

La adecuada dosificación es indispensable para poder preparar un concreto con las normas de calidad requeridas. Los materiales y el producto final deben ser controlados y ensayados de acuerdo con la Norma E.060 del Reglamento Nacional de Edificaciones y el código ACI - 318, cumpliendo con las expectativas de falla y criterios de aceptación establecidos por dichos documentos (MANUAL DEL LOSAS ALIGERADAS CON VIGUETAS PRETENSADAS TECHOMAX, 2005).

INSTALACION DEL SISTEMA DE TECHO ALIGERADO FIRTH

1. Apilación: colocar las viguetas en forma T invertida y sobre una superficie plana. Primer listón a 30 cm de los extremos.

Tabla 76: Tipos de malla de temperatura en las viguetas prefabricadas Firth.

Espaciamiento entre listones	N° hileras de viguetas
1.50m	9
2.00m	7

Fuente: Manual de Instalación TECHOMAX.

Figura 117: Colocación de las viguetas prefabricadas Firth en obra.

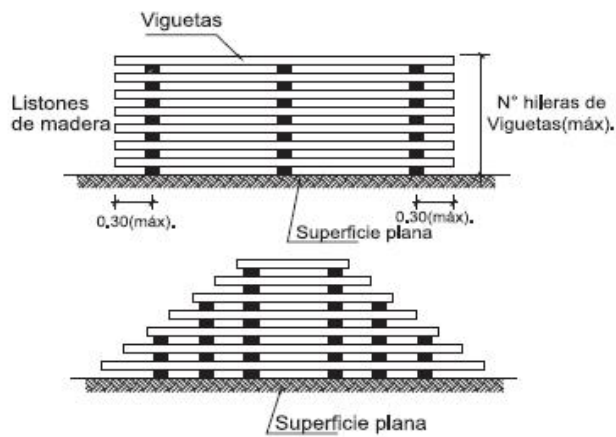


FIG.1



Fuente: Manual de Instalación TECHOMAX.

2. Izaje:

El izaje puede ser: Manual, con polea, con winche, con pluma.

Figura 118: Izaje de las viguetas prefabricadas Firth en obra parte I.



Fuente: Manual de Instalación TECHOMAX.

Figura 119: Izaje de las viguetas prefabricadas Firth en obra parte II.

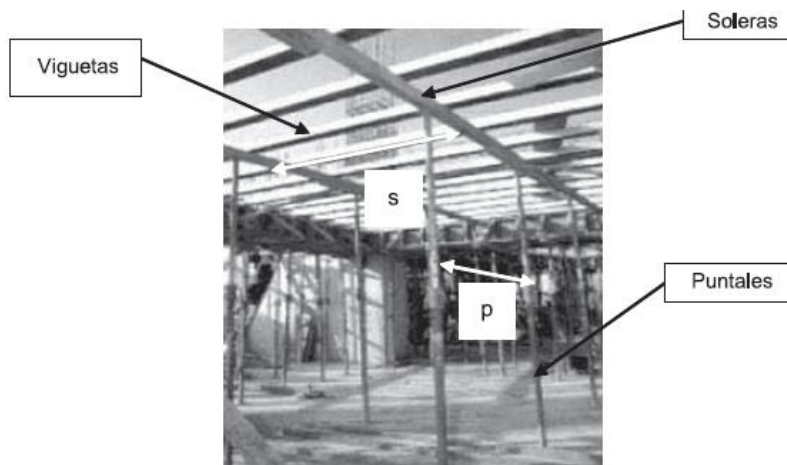


Fuente: Manual de Instalación TECHOMAX.

3. Apuntalamiento:

El apuntalamiento constara solamente de soleras y puntales.

Figura 120: Apuntalamiento de las viguetas prefabricadas Firth en obra.



Fuente: Manual de Instalación TECHOMAX.

Tabla 77: Espaciamientos de los puntales para distintos espesores de losas y series.

Losa Aligerada con Bovedilla de Arcilla, Concreto, Mix y Poliestireno				
Altura de Losa	Espaciamento	Serie**	Soleras (3"x4")	Puntales (3"x4")
Losa Aligerada de 17 cm	.@60	Baja	1.50 m	1.50 m*
		Alta	1.50 m	1.50 m*
Losa Aligerada de 17 y 20 cm	.@50	Baja	Hasta 2.00 m	1.50 m*
		Alta	Hasta 2.00 m	1.50 m*
Losa Aligerada de 25 y 30 cm	.@50	Baja	1.80 m	1.50 m*
		Alta	1.80 m	1.50 m*

Fuente: Manual de Instalación TECHOMAX.

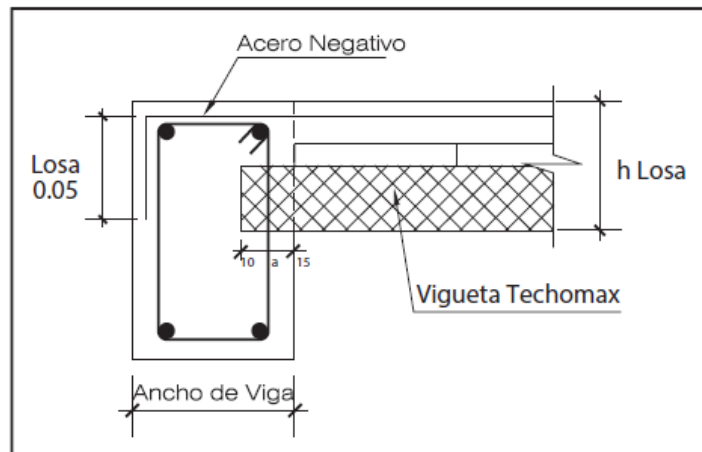
Serie baja = V101-V102.

Serie alta = V103-V104-V105.

4. Colocación de viguetas y bovedillas:

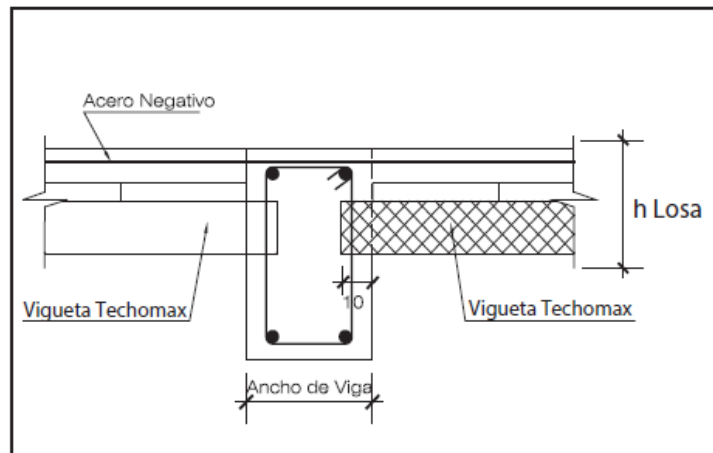
Las viguetas ingresaran entre 10 cm a 15 cm en la viga, cuando no hay concentración de acero.

Figura 121: Detalle del anclaje de la vigueta prefabricada tipo Firth en apoyo discontinuo.



Fuente: Manual de Instalación TECHOMAX.

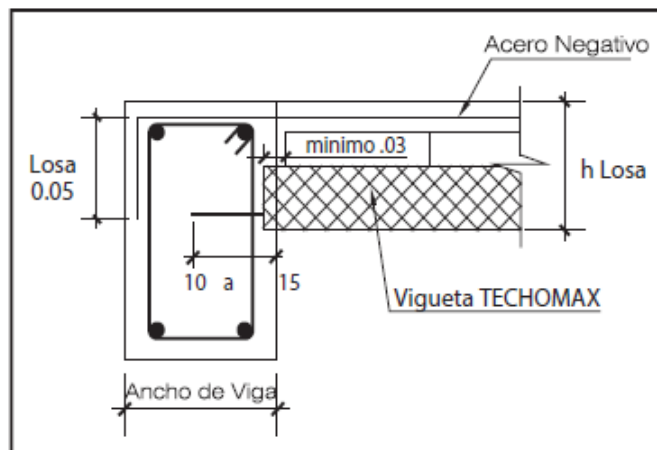
Figura 122: Detalle del anclaje de la vigueta prefabricada tipo Firth en apoyo continuo.



Fuente: Manual de Instalación TECHOMAX.

Las viguetas ingresarán con mínimo 3 cm en la viga, cuando hay concentración de acero (doble cara de acero en la viga) se recomienda que la vigueta ingrese con cable visto como 10 cm para luces menores de 5.50 m. para luces mayores a 5.50 m la vigueta ingresa 15 cm (MANUAL DEL LOSAS ALIGERADAS CON VIGUETAS PRETENSADAS TECHOMAX, 2005).

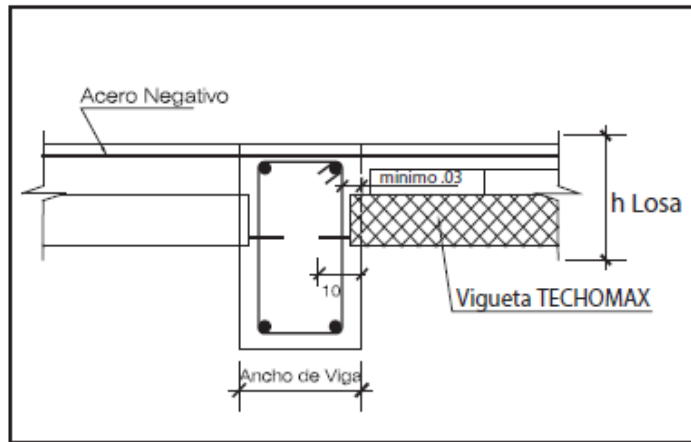
Figura 123: Detalle del anclaje de la vigueta prefabricada tipo Firth en apoyo discontinuo con concentración de acero.



Fuente: Manual de Instalación TECHOMAX.

Para apoyos continuos los cables vistos ingresarán 10 cm para todas las luces.

Figura 124: Detalle del anclaje de la vigueta prefabricada tipo Firth en apoyo continuo con concentración de acero.



Fuente: Manual de Instalación TECHOMAX.

5. Colocación del acero negativo, acero de temperatura e instalaciones eléctricas:

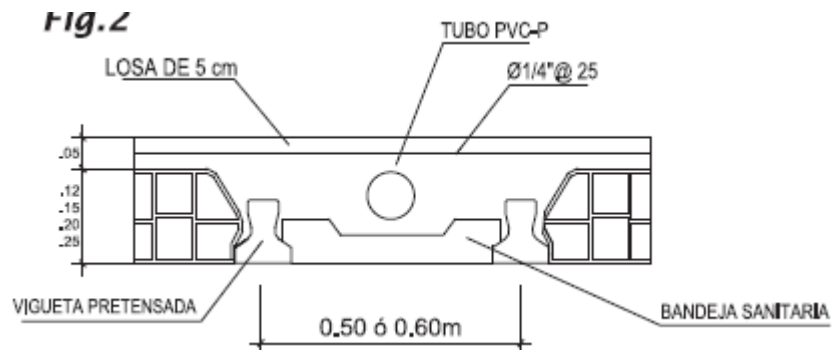
El acero negativo va espaciado cada 50 o 60 cm.

Colocar acero de temperatura en dos sentidos en ultimo techo (azotea) y en luces mayores iguales a 5.00 m.

6. Colocación de las instalaciones sanitarias:

Se recomienda que las tuberías de desagüe vayan paralelas a la dirección de las viguetas (entre bovedillas). Asimismo, se sugiere que en la zona de baños donde van los montantes, por lo general muy cercanas a los bordes; se empiece con bovedilla.

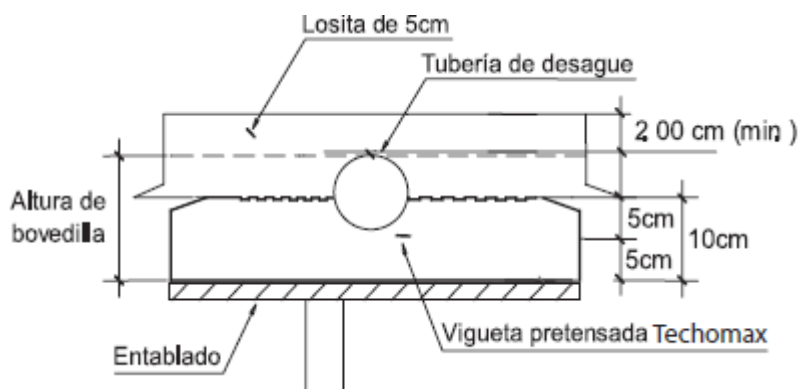
Figura 125: Detalle de las instalaciones sanitarias en el sistema tipo Firth parte I.



Fuente: Manual de Instalación TECHOMAX.

En caso de que la tubería tenga que atravesar la vigueta esta se podrá picar hasta 5 cm como máxima, tal como se puede observar en la siguiente figura:

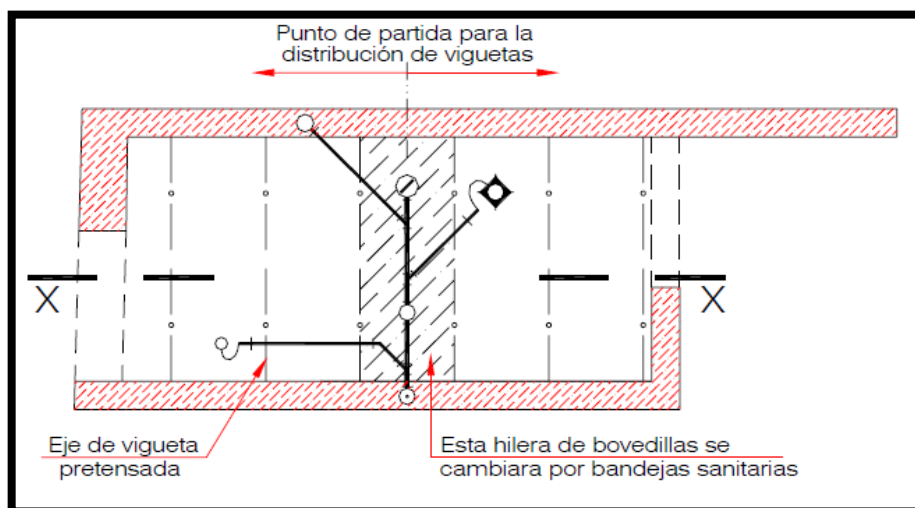
Figura 126: Detalle de las instalaciones sanitarias en el sistema tipo Firth parte II.



Fuente: Manual de Instalación TECHOMAX.

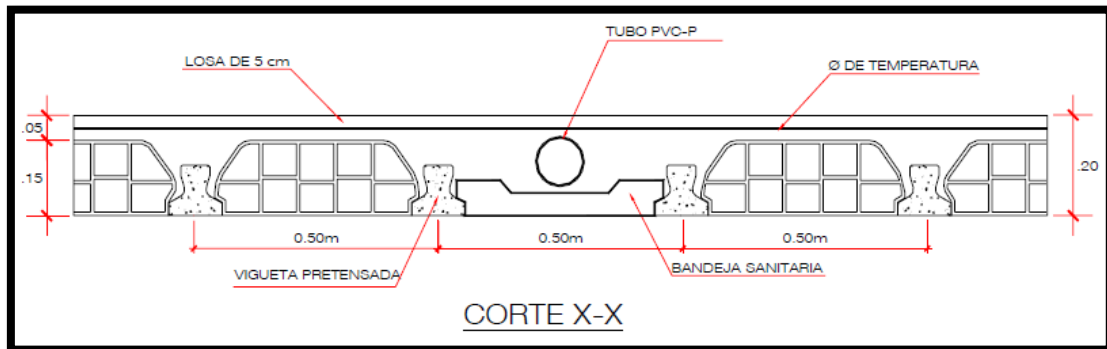
Cuando las tuberías de desagüe son paralelas a las viguetas, se debe hacer coincidir la tubería de 42 en una franja de bovedillas y repartir las viguetas hacia ambos lados como se muestra en la figura.

Figura 127: Detalle de instalaciones sanitarias en el sistema de losa aligerada tipo Firth.



Fuente: Manual de Instalación TECHOMAX.

Figura 128: Detalle de colocación de la bandeja de instalación sanitaria.



Fuente: Manual de Instalación TECHOMAX.

7. Vaciado de concreto:

Tener las siguientes consideraciones en obra:

- Regar la losa con un chorro de agua para garantizar la unión vigueta-losa, además que las bovedillas tienen mayor área que las tradicionales y absorben mayor cantidad de agua.
- Mantener siempre húmedas las bovedillas de arcillas, a menudo se mojan las bovedillas y viguetas solo al comenzar el vaciado y se descuidan los últimos tramos.
- El Slump deberá ser de 3 ½" para asegurar un concreto denso, pero a la vez debe cuidarse de rociar agua en cuanto se pierda la película superficial de agua de la losa (proceso de exudación). Si la losa no se rocea con agua para mantenerla húmeda, no se podrá controlar la formación de fisuras.
- Reglear en forma paralela a las viguetas.
- Vibrado y regleado evitando el sobre vibrado que puede generar segregación en la mezcla.
- Juntas, vigas y losas deben ser vaciadas al mismo tiempo, vaciar vigas hasta el nivel inferior de la losa crean una junta innecesaria y perjudicial para el esfuerzo rasante. Si se desea vaciar en distintas etapas se recomienda dejar juntas en el tercio central de las vigas.
- En caso de utilizar casetones de poliestireno caminar y llevar carretillas sobre tablonés.

8. Curado de concreto:

Rocear agua en cuanto se pierda la película superficial de agua de la losa (proceso de exudación). El curado de la losa (por lo menos 4 días) es sumamente importante para evitar la formación de fisuras. El tiempo en que se debe iniciar el curado dependerá de las condiciones climáticas.

Si durante el vaciado el clima esta soleado y/o hay presencia de viento las bovedillas y la losa in situ secaran más rápido y las contracciones por temperatura serán en mayor cantidad. Se recomienda mantener una persona pendiente de curar la losa. Utilizar un curador químico si no se tienen condiciones adecuadas (MANUAL DEL LOSAS ALIGERADAS CON VIGUETAS PRETENSADAS TECHOMAX, 2005).

9. Desapuntalamiento:

La resistencia mínima que debe tener un concreto para desencofrar es de 140 kg/cm².

Tabla 78: Desapuntalamiento en días para distintas luces de paños de losas.

Luces de los paños	Vigueta 11 x 10	
	Entrepiso	Azotea
0.00 - 3.00 m	5 días	4 días
3.00 - 4.50 m	5 días + 7 días*	4 días
4.50 - 5.50 m	7 días + 7 días*	5 días
5.50 - 7.00 m	15 días + 7 días*	6 días
7.00 - 8.40 m	15 días + 7 días*	7 días

Fuente: Manual de Instalación TECHOMAX.

Esto no incluye el Desapuntalamiento de las vigas

10. Acabados:

Los techos pueden ser tarrajado, escarchados, solaqueados o dejarlos expuestos en zonas de sótanos. Se recomienda adicionar cal para mejorar la adhesión y la trabajabilidad de la mezcla en una proporción cemento: cal: A.F 1:1/2:5. Se recomienda mojar el techo al día siguiente de haber tarrajado sobre todo en el último techo.

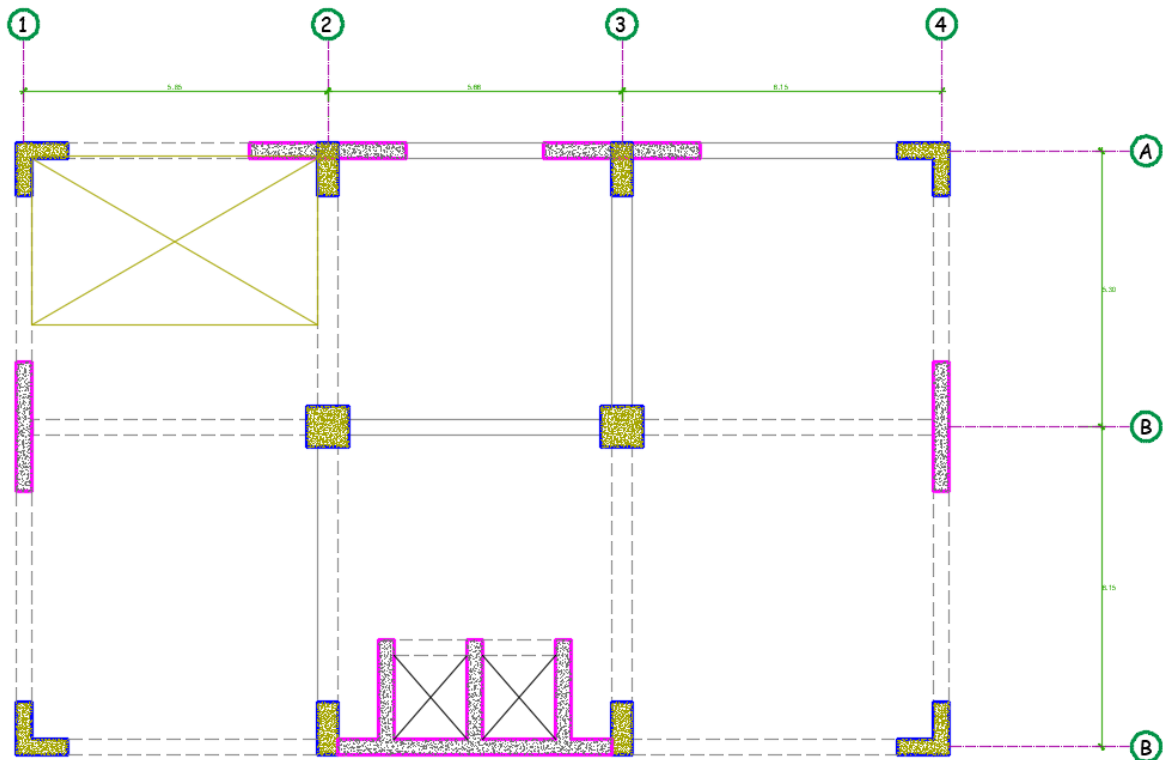
5.3 SISTEMA ESTRUCTURAL:

En los últimos 20 años los criterios de estructuración y el diseño sismorresistente de las edificaciones han sufrido un cambio radical, producto de los nuevos conocimientos del comportamiento de las estructuras frente a sismo y también a las nuevas tecnologías que son más útiles que las tradicionales como es el caso de los sistemas de losas aligeradas de viguetas prefabricadas.

5.3.1 SISTEMA VIGACERO

Para el caso de un sistema de viguetas prefabricadas tipo Vigacero se utilizará el mismo sistema estructural que se usó en el Tradicional, que es un sistema dual tipo I, como se muestra en la figura N° 129.

Figura 129: Sistema estructural para el sistema Vigacero.



Las secciones utilizadas para cada elemento estructural como: placas, columnas y vigas será igual (ver tablas N° 79 y N° 80) para conservar la misma arquitectura tanto en el sistema Vigacero y el sistema Tradicional.

Figura 130: Sistema estructural para el sistema Vigacero planta típica.

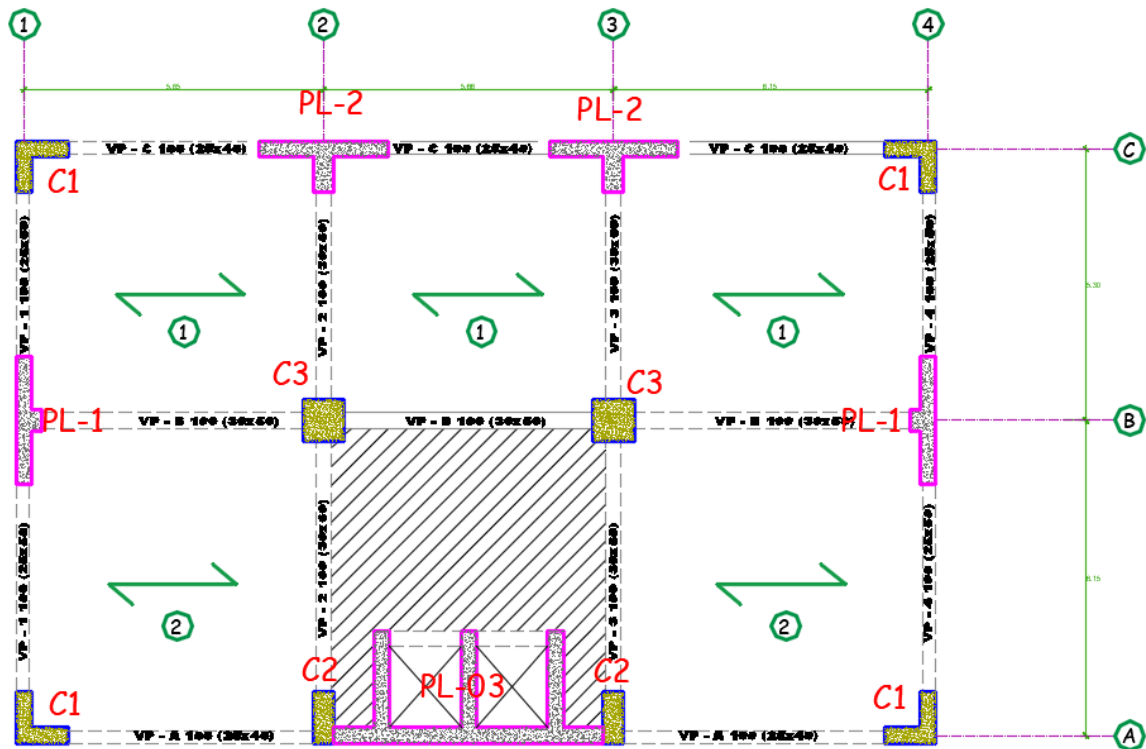


Tabla 79: Dimensiones de las vigas de la edificación para el sistema Vigacero.

DIRECCION X	Peralte (h)	Base (b)	DIRECCION Y	Peralte (h)	Base (b)
VP-A 100	0.50	0.25	VP-1 100	0.50	0.25
VP-B 100	0.50	0.30	VP-2 100	0.60	0.30
VP-C 100	0.50	0.25	VP-3 100	0.60	0.30
			VP-4 100	0.50	0.25

Tabla 80: Dimensiones de columnas y placas de la edificación para el sistema Vigacero.

	C 1	C 2	C 3	PL 01	PL 02
Sección	En L	Rectangular	Cuadrado	En T	En T
Long. en X (cm)	100	40	70	-	250
Long. en Y (cm)	100	100	70	250	-
Espesor (cm)	30	-	-	30	30
Alma (cm)	-	-	-	20	70

Para el caso del espesor de la losa en el sistema de viguetas prefabricadas Vigacero se hará un predimensionamiento previo ya que es diferente al sistema Tradicional. Sección

Para el predimensionamiento del espesor del sistema de losa prefabricada Vigacero se utilizará la tabla N° 81:

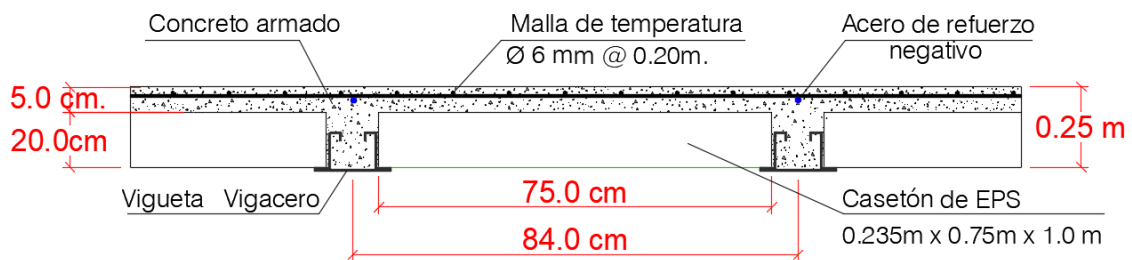
Tabla 81: Espesor del sistema Vigacero según la luz y sobrecarga.

		ACERO GALVANIZADO ESPESOR 1.50 mm							
		DISTANCIA ENTRE EJES DE VIGUETAS ES 0.84 m y CASETON DE 0.75 m							
		Sobrecarga kg/m ²							
Luz (m)	SIN APUNTAMIENTO	100	200	300	400	500	600	700	800
		e = 4 cm				e = 5 cm			
2.0									
2.2									
2.4									
2.6									
2.8			LOSA DE H = 13 cm			LOSA DE H = 14 cm			
3.0									
3.2									
3.4									
3.6						H = 17 cm			
3.8									
4.0									
4.2									
4.4			LOSA DE H = 16 cm			LOSA DE H = 20 cm		LOSA DE H = 25 cm (*)	
4.6									
4.8				H = 19 cm				LOSA DE 30 cm (*)	
5.0									
5.2									
5.4									
5.6									
5.8									
6.0									
6.2									
6.4									
6.6									
6.8									
7.0									
7.2									
7.4									
7.6									
7.8									
8.0									

Se sabe que la edificación tiene un S/C = 200 Kg/cm² y una luz máxima de 5.60 m.

Por lo tanto, según el Abaco utilizaremos una losa de espesor 25 cm igual que el sistema Tradicional pero diferente a la vez, como se puede observar en la figura N° 131:

Figura 131: Detalla final del sistema Vigacero.



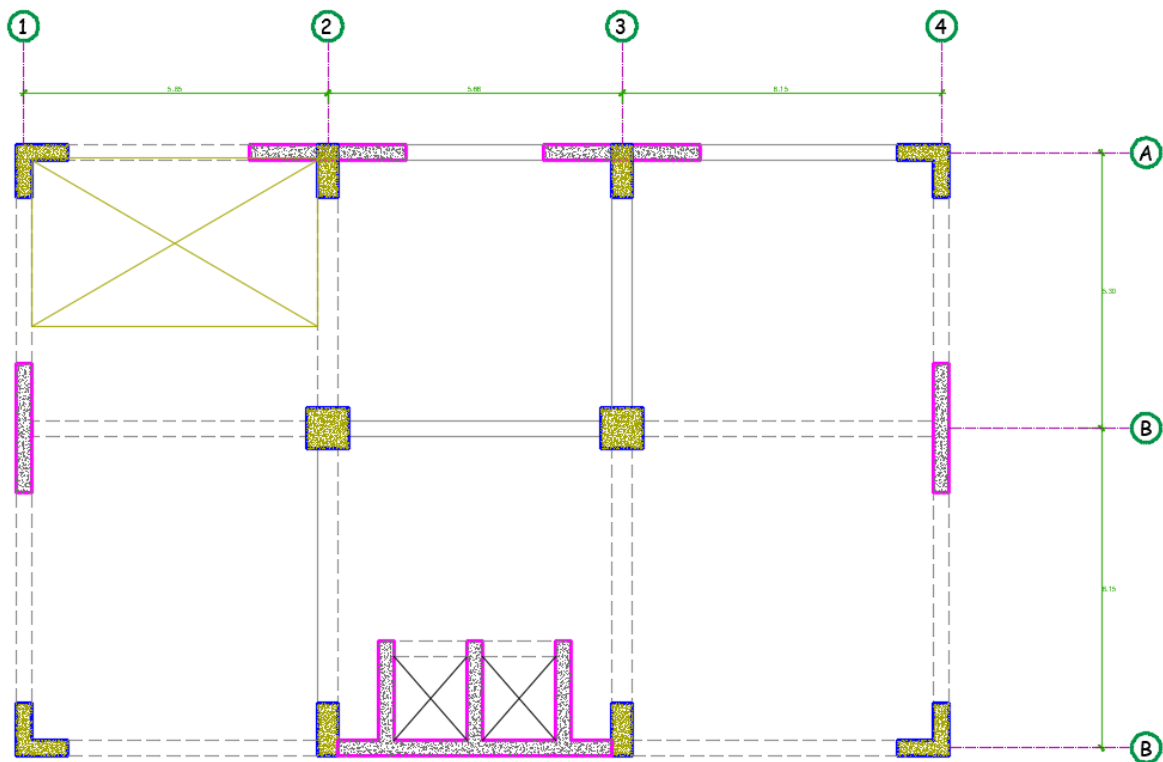
Teniendo así el sistema Vigacero un peso propio = 210 Kg/cm² (para el sistema Tradicional el peso propio es 300 kg/cm²).

Por lo cual se tiene una reducción de peso propio de losa del 30%, esto ayudará a tener una menor masa sísmica por ende se reducirá la cortante basal, se reducirá los esfuerzos internos y tener menor cuantía de acero.

5.3.2 SISTEMA FIRTH

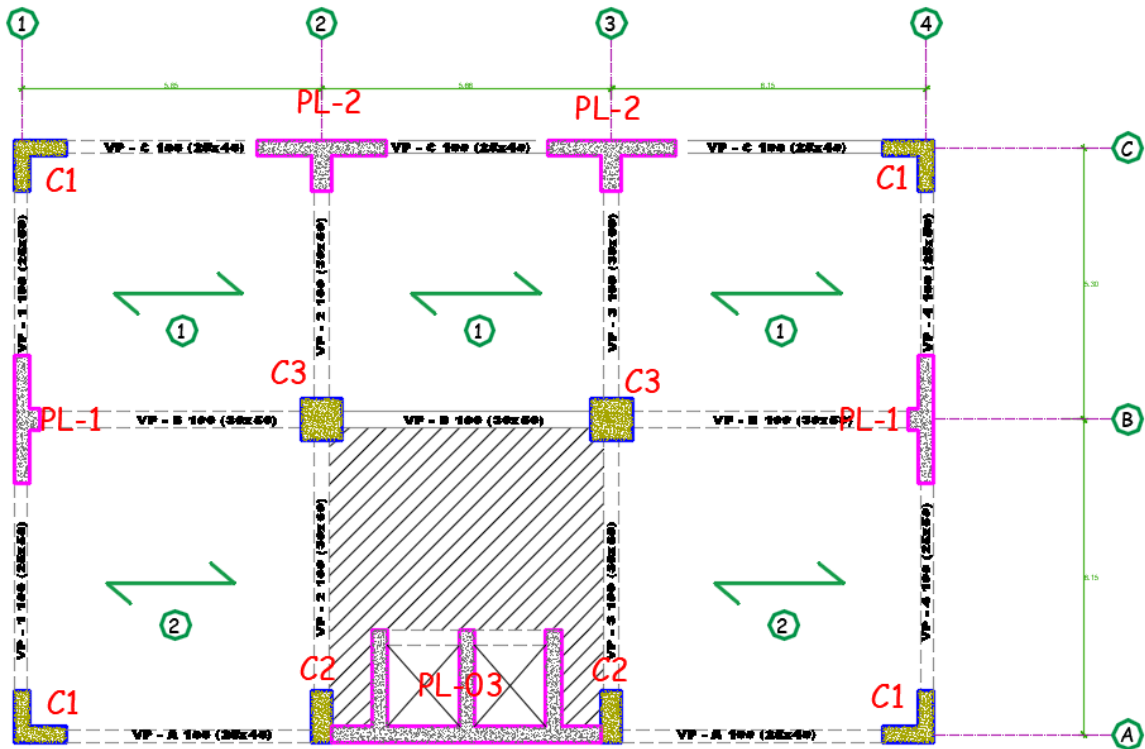
Para el caso de un sistema de viguetas prefabricadas tipo Firth se utilizará el mismo sistema estructural que se usó en el Tradicional, que es un sistema dual tipo I, como se observa en la figura N° 132.

Figura 132: Sistema estructural para el sistema Firth.



Las secciones utilizadas para cada elemento estructural como: placas, columnas y vigas será igual (ver tabla N° 79 y N° 80) para conservar la misma arquitectura tanto en el sistema Firth, sistema Vigacero y el sistema Tradicional.

Figura 133: Sistema estructural para el sistema Firth planta típica.



Teniendo así:

Tabla 82: Dimensiones de las vigas de la edificación para el sistema Vigacero.

DIRECCION X	Peralte (h)	Base (b)	DIRECCION Y	Peralte (h)	Base (b)
VP-A 100	0.50	0.25	VP-1 100	0.50	0.25
VP-B 100	0.50	0.30	VP-2 100	0.60	0.30
VP-C 100	0.50	0.25	VP-3 100	0.60	0.30
			VP-4 100	0.50	0.25

Tabla 83: Dimensiones de columnas y placas de la edificación para el sistema Vigacero

	C 1	C 2	C 3	PL 01	PL 02
Sección	En L	Rectangular	Cuadrado	En T	En T
Long. en X (cm)	100	40	70	-	250
Long. en Y (cm)	100	100	70	250	-
Espesor (cm)	30	-	-	30	30
Alma (cm)	-	-	-	20	70

Para el caso del espesor de la losa en el sistema de viguetas prefabricadas tipo Firth se hará un predimensionamiento previo ya que es diferente al sistema Tradicional y el sistema Vigacero.

Para el cálculo del espesor de la vigueta prefabricada Firth se utilizará la tabla N° 84:

Tabla 84: Espesor del sistema Firth según la luz.

Entrepisos:				
Luces (m)	0-5.10	5.10-6.00	6.00-7.50	7.50-8.50
Altura de losa	17 @60	20 @60	25 @60	30 @50

Fuente: Manual de Instalación TECHOMAX.

Se sabe que la edificación tiene una luz máxima de 5.70 m.

Por lo tanto, según la tabla utilizaremos una losa de espesor 20 cm, como se puede observar en la figura N° 134.

Figura 134: Sistema estructural para el sistema Firth planta típica.

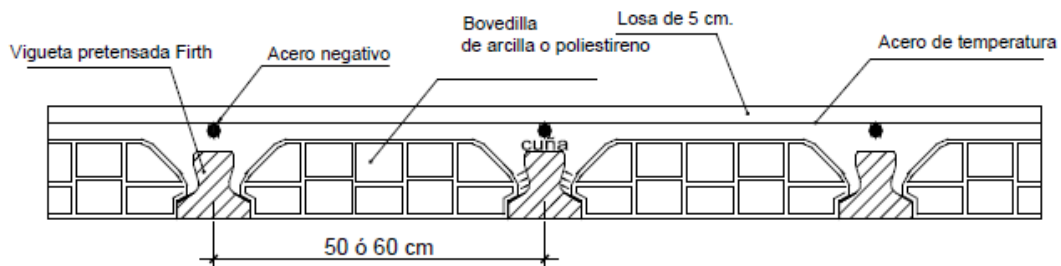


Tabla 85: Peso propio del sistema Firth para distintos espesores de losa.

Altura de losa (cm)	Dist/Ejes (cm)	Peso Propio (Kg/m ²)	
		Ladrillo	Poliestireno
17	60	245	180
20	60	275	210
25	60	330	250

Fuente: Manual de Instalación TECHOMAX.

De la tabla N° 85 se tiene que el sistema Firth un peso propio = 210 Kg/cm² para un espesor de losa de 20 cm y distancia de eje a eje 60 cm.

Por lo cual el peso propio del sistema Firth es igual al del sistema Vigacero lo cual es conveniente ya que el diseño de los elementos estructurales (Viga, Columnas, Placas, Cimentación) serán iguales ya que los metrado de cargas son iguales. Por lo cual la tabla N° 86 muestra el comparativo de los diseños de los elementos estructurales para los sistemas Vigacero y Firth.

Tabla 86: Comparativos de Diseño del sistema Vigacero y sistema Firth.

	SISTEMA VIGACERO	SISTEMA FIRTH
METRADO DE CARGAS LOSA	DIFERENTE	DIFERENTE
METRADO DE CARGAS VIGAS, COLUMNAS, PLACAS	IGUAL	IGUAL
ANALISIS SISMICO	IGUAL	IGUAL
DISEÑO DE LOSA	DIFERENTE	DIFERENTE
DISEÑO DE VIGAS	IGUAL	IGUAL
DISEÑO DE COLUMNAS	IGUAL	IGUAL
DISEÑO DE PLACAS	IGUAL	IGUAL
DISEÑO DE CIMENTACION	IGUAL	IGUAL
DISEÑO DE MURO DE SOTANO	IGUAL	IGUAL

5.4 METRADO DE CARGAS

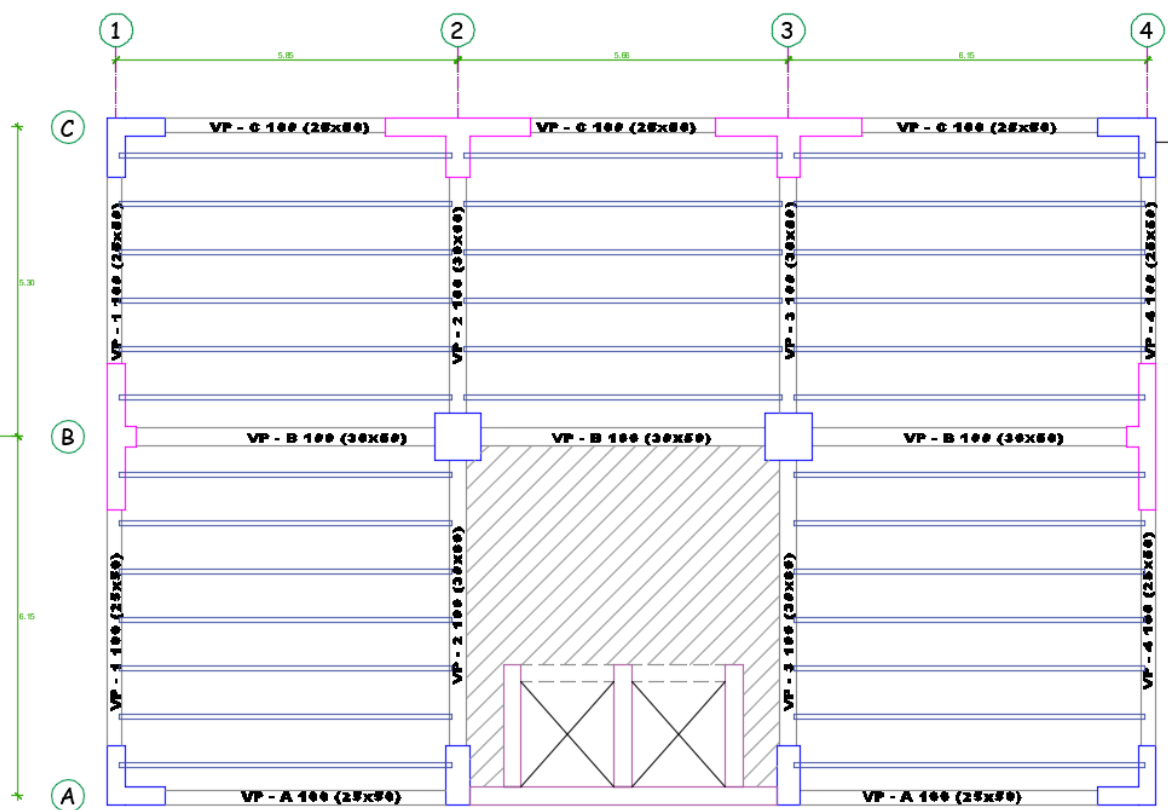
Para el metrado de cargas se debe tener las siguientes consideraciones:

- Para el sistema Vigacero ($e = 25 \text{ cm}$):
Peso propio = 210 kg/cm^2 , con distancia eje a eje 84 cm .
- Para el sistema Firth ($e = 20 \text{ cm}$):
Peso propio = 210 kg/cm^2 , con distancia eje a eje de 50 cm .

5.4.1 METRADO DE VIGUETAS SISTEMA VIGACERO

Las viguetas de Vigacero se repiten cada 84 cm por lo que el metrado se realiza para franjas tributarias de 0.84 metros , como se observa en la figura N° 135.

Figura 135: Detallado de colocación de las viguetas prefabricadas tipo Vigacero en planta.



En la Tablas N° 87, N° 88 y N° 89 se muestran el cálculo de la carga muerta, carga viva y carga de diseño para la losa tipo Vigacero en los diferentes niveles de la edificación

Tabla 87: Metrado de cargas para losa tipo 01, planta del sótano

DESCRIPCIÓN	PARÁMETROS	TOTAL
Peso Propio	(0.21 Tn/m ²) * (0.84)	0.18 Tn/m ²
Piso Terminado	(0.10 Tn/m ²) * (0.84)	0.08 Tn/m ²
Tabiquería móvil	(0.06 Tn/m ²) * (0.84)	0.05 Tn/m ²
C.M.		0.31 Tn/m ²
DESCRIPCIÓN	PARÁMETROS	TOTAL
S/C	(0.40 Tn/m ²) * (0.84)	0.34 Tn/m ²
C.V		0.34 Tn/m ²
DESCRIPCIÓN	U = 1.4CM + 1.7CV	TOTAL
U	(1.40 * 0.31) + (1.70 * 0.34)	1.01 Tn/m
U		1.01 Tn/m

Tabla 88: Metrado de cargas para losa tipo 01, planta típica.

DESCRIPCIÓN	PARÁMETROS	TOTAL
Peso Propio	(0.21 Tn/m ²) * (0.84)	0.18 Tn/m ²
Piso Terminado	(0.10 Tn/m ²) * (0.84)	0.08 Tn/m ²
Tabiquería móvil	(0.06 Tn/m ²) * (0.84)	0.05 Tn/m ²
C.M.		0.31 Tn/m ²
DESCRIPCIÓN	PARÁMETROS	TOTAL
S/C	(0.20 Tn/m ²) * (0.84)	0.17 Tn/m ²
S/C		0.17 Tn/m ²
DESCRIPCIÓN	U = 1.4CM + 1.7CV	TOTAL
U	(1.40 * 0.31) + (1.70 * 0.17)	0.72 Tn/m
U		0.72 Tn/m

Tabla 89: Metrado de cargas para losa tipo 01, planta de azotea.

DESCRIPCIÓN	PARÁMETROS	TOTAL
Peso Propio	(0.21 Tn/m ²) * (0.84)	0.18 Tn/m ²
Piso Terminado	(0.10 Tn/m ²) * (0.84)	0.08 Tn/m ²
C.M.		0.26 Tn/m ²
DESCRIPCIÓN	PARÁMETROS	TOTAL
S/C	(0.10 Tn/m ²) * (0.84)	0.08 Tn/m ²
S/C		0.08 Tn/m ²
DESCRIPCIÓN	U = 1.4CM + 1.7CV	TOTAL
U	(1.40 * 0.26) + (1.70 * 0.08)	0.51 Tn/m
U		0.51 Tn/m

De la tabla N° 90 se observa que la carga ultima que soporta la vigueta prefabricada Vigacero es mayor que la tradicional esto es debido a que la distancia de viguetas de eje a eje del sistema de Vigacero es mayor que la del sistema Tradicional.

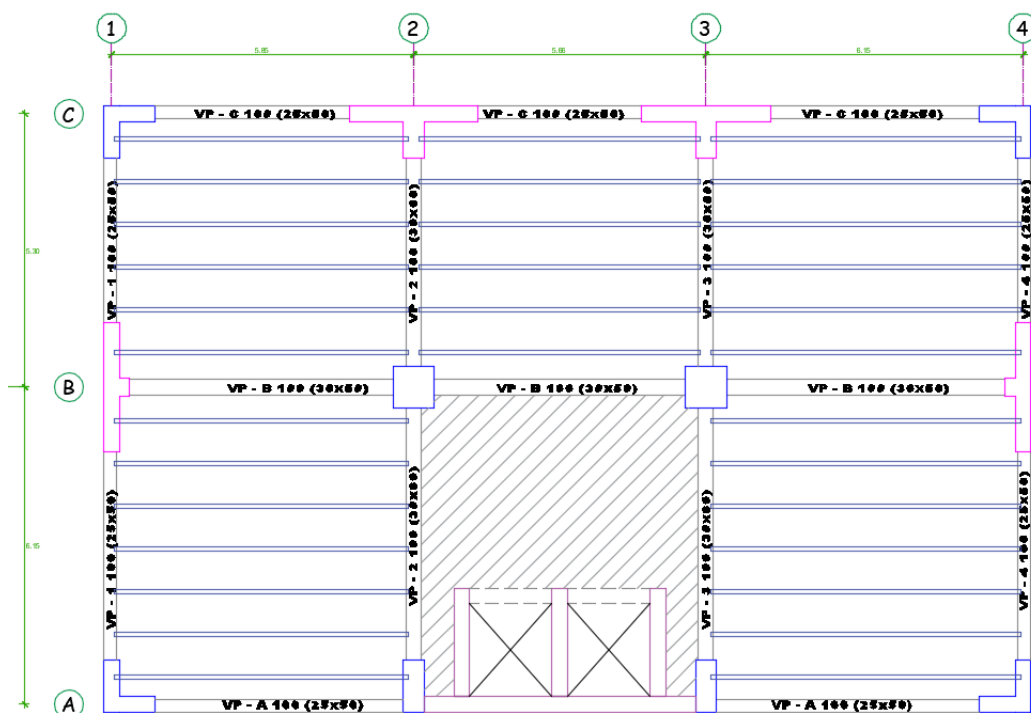
Tabla 90: Comparativo del sistema Tradicional y sistema Vigacero.

	Pesos propio (kg/cm ²)	Distancia de eje a eje (cm)	Carga Ultima 1.4CM + 1.7CV
Sistema Tradicional	300	40	0.56 Ton
Sistema Vigacero	210	84	1.01 Ton

5.4.2 METRADO DE VIGUETAS SISTEMA FIRTH

Las viguetas de Firth se repiten cada 50 cm por lo que el metrado se realiza para franjas tributarias de 0.50 metros.

Figura 136: Detallado de colocación de las viguetas prefabricadas tipo Firth en planta.



En la Tablas N° 91, N° 92 y N° 93 se muestran el cálculo de la carga muerta, carga viva y carga de diseño para la losa tipo Firth en los diferentes niveles de la edificación

Tabla 91: Metrado de cargas para VP1-100, planta del sótano.

DESCRIPCIÓN	PARÁMETROS	TOTAL
Peso Propio	(0.21 Tn/m ²) * (0.60)	0.13 Tn/m ²
Piso Terminado	(0.10 Tn/m ²) * (0.60)	0.06 Tn/m ²
Tabiquería móvil	(0.06 Tn/m ²) * (0.60)	0.04 Tn/m ²
C.M.		0.2 Tn/m ²
DESCRIPCIÓN	PARÁMETROS	TOTAL
S/C	(0.40 Tn/m ²) * (0.60)	0.24 Tn/m ²
C.V		0.24 Tn/m ²
DESCRIPCIÓN	U = 1.4CM + 1.7CV	TOTAL
U	(1.40 * 0.22) + (1.70 * 0.24)	0.72 Tn/m
U		0.72 Tn/m

Tabla 92: Metrado de cargas para VP1-100, planta típica.

DESCRIPCIÓN	PARÁMETROS	TOTAL
Peso Propio	(0.21 Tn/m ²) * (0.60)	0.13 Tn/m ²
Piso Terminado	(0.10 Tn/m ²) * (0.60)	0.06 Tn/m ²
Tabiquería móvil	(0.06 Tn/m ²) * (0.60)	0.04 Tn/m ²
C.M.		0.22 Tn/m ²
DESCRIPCIÓN	PARÁMETROS	TOTAL
S/C	(0.20 Tn/m ²) * (0.60)	0.12 Tn/m ²
S/C		0.12 Tn/m ²
DESCRIPCIÓN	U = 1.4CM + 1.7CV	TOTAL
U	(1.40 * 0.22) + (1.70 * 0.12)	0.51 Tn/m
U		0.51 Tn/m

Tabla 93: Metrado de cargas para VP1-100, planta de azotea.

DESCRIPCIÓN	PARÁMETROS	TOTAL
Peso Propio	(0.21 Tn/m ²) * (0.60)	0.13 Tn/m ²
Piso Terminado	(0.10 Tn/m ²) * (0.60)	0.06 Tn/m ²
C.M.		0.19 Tn/m ²
DESCRIPCIÓN	PARÁMETROS	TOTAL
S/C	(0.10 Tn/m ²) * (0.60)	0.06 Tn/m ²
S/C		0.06 Tn/m ²
DESCRIPCIÓN	U = 1.4CM + 1.7CV	TOTAL
U	(1.40 * 0.19) + (1.70 * 0.06)	0.36 Tn/m
U		0.36 Tn/m

De la tabla N° 94 se observa que la carga ultima que soporta la vigueta prefabricada Firth es menor que la tradicional y Vigacero esto es debido a que la distancia de viguetas de eje a eje es 0.50 m.

Tabla 94: Comparativo del peso propio de los 3 sistema de losas aligeradas.

	Pesos propio (kg/cm ²)	Distancia de eje a eje (cm)	Carga Ultima 1.4CM + 1.7CV
Sistema Tradicional	300	40	0.56 Ton
Sistema Vigacero	210	84	1.01 Ton
Sistema Firth	210	50	0.51 Ton

5.4.3 METRADO DE VIGAS

Para el metrado de cargas se debe tener las siguientes consideraciones:

- Para el sistema Vigacero (e = 25 cm): peso propio = 210 kg/cm², con distancia eje a eje 84 cm.
- Para el sistema Firth (e = 20cm): peso propio = 210 kg/cm², con distancia eje a eje de 60 cm.
- Por lo tanto, el metrado de vigas para el Sistema Vigacero y Sistema Firth van a ser iguales.

En las Tabla N° 95, N° 96 y N° 97 se tiene el cálculo de la carga de diseño para la viga VP1-100 en los diferentes niveles de la edificación.

Tabla 95: Metrado de cargas para VP1-100, planta del sótano.

DESCRIPCIÓN	PARÁMETROS	TOTAL
Peso propio	(2.40 Tn/m ³) * (0.25 * 0.50)	0.3000 Tn/m
Losa Aligerada	(0.21 Tn/m ²) * (2.8)	0.5880 Tn/m
Acabados	(0.10 Tn/m ²) * (2.8 + 0.1)	0.2900 Tn/m
Tabiquería Móvil	(0.06 Tn/m ²) * (2.8 + 0.1)	0.174 Tn/m
C.M.		1.35 Tn/m
DESCRIPCIÓN	PARÁMETROS	TOTAL
S/C	(0.40 Tn/m ²) * (2.8 + 0.1)	1.16 Tn/m
S/C		1.16 Tn/m
DESCRIPCIÓN	U = 1.4CM + 1.7CV	TOTAL
U	(1.40 * 1.13520) + (1.70 * 1.1600)	3.865 Tn/m
U		3.87 Tn/m

Tabla 96: Metrado de cargas para VP1-100, planta típica.

DESCRIPCIÓN	PARÁMETROS	TOTAL
Peso propio	(2.40 Tn/m ³) * (0.25 * 0.50)	0.3000 Tn/m
Losa Aligerada	(0.21 Tn/m ²) * (2.8)	0.5880 Tn/m
Acabados	(0.10 Tn/m ²) * (2.8 + 0.1)	0.2900 Tn/m
Tabiquería Móvil	(0.06 Tn/m ²) * (2.8 + 0.1)	0.174 Tn/m
C.M.		1.35 Tn/m
DESCRIPCIÓN	PARÁMETROS	TOTAL
S/C	(0.20 Tn/m ²) * (2.8 + 0.1)	0.58 Tn/m
S/C		0.58 Tn/m
DESCRIPCIÓN	U = 1.4CM + 1.7CV	TOTAL
U	(1.40 * 1.3520) + (1.70 * 0.5800)	2.879 Tn/m
U		2.88 Tn/m

Tabla 97: Metrado de cargas para VP1-100, planta de azotea.

DESCRIPCIÓN	PARÁMETROS	TOTAL
Peso propio	(2.40 Tn/m ³) * (0.25 * 0.50)	0.3000 Tn/m
Losa Aligerada	(0.21 Tn/m ²) * (2.8)	0.5880 Tn/m
C.M.		0.89 Tn/m
DESCRIPCIÓN	PARÁMETROS	TOTAL
S/C	(0.10 Tn/m ²) * (2.8 + 0.1)	0.29 Tn/m
S/C		0.29 Tn/m
DESCRIPCIÓN	U = 1.4CM + 1.7CV	TOTAL
U	(1.40 * 0.8880) + (1.70 * 0.2900)	1.736 Tn/m
U		1.74 Tn/m

De la tabla N° 98 se tiene que la carga ultima por gravedad que soporta la viga VP 1 para los sistemas prefabricada Vigacero y Firth es menor que la tradicional ya que estos sistemas son más livianos.

Tabla 98: Comparativo de la carga que soporta la viga VP-01 en los 3 sistema de losas aligeradas.

	Pesos propio (kg/cm ²)	Carga Ultima 1.4CM + 1.7CV	% Reducción
Sistema Tradicional	300	4.41 Ton	0 %
Sistema Vigacero	210	2.88 Ton	35 %
Sistema Firth	210	2.88 Ton	35 %

5.4.4 METRADO DE COLUMNAS

Para el metrado de cargas se debe tener las siguientes consideraciones:

- Para el sistema Vigacero (e = 25 cm): peso propio = 210 kg/cm², con distancia eje a eje 84 cm.
- Para el sistema Firth (e = 20cm): peso propio = 210 kg/cm², con distancia eje a eje de 60 cm.
- Por lo tanto, el metrado de vigas para el Sistema Vigacero y Sistema Firth van a ser iguales.

En las Tabla N° 99, N° 100, N° 101 y N° 102 se muestran el cálculo de la carga muerta, carga viva y carga de diseño para la columna central C1 en los diferentes niveles de la edificación

Tabla 99: Metrado de cargas para C1, planta del sótano.

DESCRIPCIÓN	PARÁMETROS	b	h	L	TOTAL
Peso propio	(2.40 Tn/m ³) * (0.30 * 1.70) * (4.50)				5.51 Tn
Viga principal X-X	(2.40 Tn/m ³) * (0.25 * 0.40 (* (2.20)				0.528 Tn
Viga principal Y-Y	(2.40 Tn/m ³) * (0.25 * 0.50) * (2.20)				0.66 Tn
Losa	(0.21 Tn/m ²) * (2.95 * 2.95)				1.83 Tn
Acabados	(0.10 Tn/m ²) * (9.73)				0.97 Tn
Tabiquería	(0.06 Tn/m ²) * (9.73)				0.58 Tn
C.M.					10.08 Tn
DESCRIPCIÓN	PARÁMETROS				TOTAL
S/C	(0.40 Tn/m ²) * (9.73)				3.892 Tn
S/C					3.89 Tn
DESCRIPCIÓN	U = 1.4CM + 1.7CV				TOTAL
U	(1.40 * 10.08) + (1.70 * 3.892)				20.73 Tn
U					20.73 Tn

Tabla 100: Metrado de cargas para C1, primer nivel.

DESCRIPCIÓN	PARÁMETROS	b	h	L	TOTAL
Peso propio	(2.40 Tn/m ³) * (0.30 * 1.70) * (3.50)				4.28 Tn
Viga principal X-X	(2.40 Tn/m ³) * (0.25 * 0.40 (* (2.20)				0.528 Tn
Viga principal Y-Y	(2.40 Tn/m ³) * (0.25 * 0.50) * (2.20)				0.66 Tn
Losa	(0.21 Tn/m ²) * (2.95 * 2.95)				1.83 Tn
Acabados	(0.10 Tn/m ²) * (9.73)				0.97 Tn
Tabiquería	(0.06 Tn/m ²) * (9.73)				0.58 Tn
C.M.					8.86 Tn
DESCRIPCIÓN	PARÁMETROS				TOTAL

S/C	(0.40 Tn/m ²) * (9.73)	3.892 Tn
S/C		3.89 Tn
DESCRIPCIÓN	U = 1.4CM + 1.7CV	TOTAL
U	(1.40 * 8.86) + (1.70 * 3.89)	19.02 Tn
U		19.02 Tn

Tabla 102: Metrado de cargas para C1, planta de azotea

DESCRIPCIÓN	PARÁMETROS	b	h	L	TOTAL
Peso propio	(2.40 Tn/m ³) * (0.30 * 1.70) * (3.00)				3.67 Tn
Viga principal X-X	(2.40 Tn/m ³) * (0.25 * 0.40) * (2.20)				0.528 Tn
Viga principal Y-Y	(2.40 Tn/m ³) * (0.25 * 0.50) * (2.20)				0.66 Tn
Losa	(0.21 Tn/m ²) * (2.95 * 2.95)				1.83 Tn
C.M.					6.69 Tn
DESCRIPCIÓN	PARÁMETROS				TOTAL
S/C	(0.10 Tn/m ²) * (9.73)				0.973 Tn
S/C					0.97 Tn
DESCRIPCIÓN	PARÁMETROS				TOTAL
U	(1.40 * 6.69) + (1.70 * 0.973)				11.02 Tn
U					11.02 Tn

De la tabla N° 103 se observa que la carga ultima por gravedad que soporta la columna C1, en los Sistemas Vigacero y Firth es menor que la tradicional ya que estos sistemas son más livianos. Reducción

Tabla 103: Comparativo de la carga que soporta la columna C1 en los 3 sistema de losas aligeradas.

	Pesos propio (kg/cm ²)	Carga Ultima 1.4CM + 1.7CV	% Reducción
Sistema Tradicional	300	16.55 Ton	0 %
Sistema Vigacero	210	14.85 Ton	12 %
Sistema Firth	210	14.85 Ton	12 %

5.4.5 METRADO DE PLACAS

Para el metrado de cargas se debe tener las siguientes consideraciones:

- Para el sistema Vigacero (e = 25 cm): peso propio = 210 kg/cm², con distancia eje a eje 84 cm.
- Para el sistema Firth (e = 20cm): peso propio = 210 kg/cm², con distancia eje a eje de 60 cm.
- Por lo tanto, el metrado de vigas para el Sistema Vigacero y Sistema Firth van a ser iguales.

En las Tabla N° 104, N° 105, N° 106 y N° 107 se muestran el cálculo de la carga muerta, carga viva y carga de diseño para la placa PL-01 en los diferentes niveles de la edificación

Tabla 104: Metrado de cargas para PL-01, planta del sótano.

DESCRIPCIÓN	PARÁMETROS	b	h	L	TOTAL
Peso propio	(2.40 Tn/m ³) * (0.30 * 2.50) * (4.50)				8.10 Tn
Viga principal X-X	(2.40 Tn/m ³) * (0.30 * 0.50) * (2.75)				0.99 Tn
Viga principal Y-Y	(2.40 Tn/m ³) * (0.25 * 0.50) * (3.35)				1.005 Tn
Losa	(0.21 Tn/m ²) * (2.8 * 5.55)				3.26 Tn
Acabados	(0.10 Tn/m ²) * (17.05)				1.71 Tn
Tabiquería	(0.06 Tn/m ²) * (17.05)				1.02 Tn
C.M.					16.09 Tn
DESCRIPCIÓN	PARÁMETROS				TOTAL
S/C	(0.40 Tn/m ²) * (17.05)				6.82 Tn
S/C					6.82 Tn
DESCRIPCIÓN	PARÁMETROS				TOTAL
U = 1.4CM + 1.7CV					
U	(1.40 * 16.09) + (1.70 * 6.82)				34.11 Tn
U					34.11 Tn

Tabla 105: Metrado de cargas para PL-01, planta del primer piso.

DESCRIPCIÓN	PARÁMETROS	b	h	L	TOTAL
Peso propio	(2.40 Tn/m ³) * (0.30 * 2.50) * (3.50)				6.30 Tn
Viga principal X-X	(2.40 Tn/m ³) * (0.30 * 0.50) * (2.75)				0.99 Tn
Viga principal Y-Y	(2.40 Tn/m ³) * (0.25 * 0.50) * (3.35)				1.005 Tn
Losa	(0.21 Tn/m ²) * (2.80 * 5.55)				3.26 Tn
Acabados	(0.10 Tn/m ²) * (17.05)				1.71 Tn
Tabiquería	(0.06 Tn/m ²) * (17.05)				1.02 Tn
C.M.					14.29 Tn
DESCRIPCIÓN	PARÁMETROS				TOTAL

S/C	(0.40 Tn/m ²) * (17.05)	6.82 Tn
S/C		6.82 Tn
DESCRIPCIÓN	U = 1.4CM + 1.7CV	TOTAL
U	(1.40 * 16.46) + (1.70 * 6.82)	31.59 Tn
U		31.59 Tn

Tabla 106: Metrado de cargas para PL-01, planta típica.

DESCRIPCIÓN	PARÁMETROS	b	h	L	TOTAL
Peso propio	(2.40 Tn/m ³) * (0.30 * 2.50) * (3.00)				5.40 Tn
Viga principal X-X	(2.40 Tn/m ³) * (0.30 * 0.50 (* (2.75)				0.99 Tn
Viga principal Y-Y	(2.40 Tn/m ³) * (0.25 * 0.50) * (3.35)				1.005 Tn
Losa	(0.21 Tn/m ²) * (2.80 * 5.55)				3.26 Tn
Acabados	(0.10 Tn/m ²) * (17.05)				1.71 Tn
Tabiquería	(0.06 Tn/m ²) * (17.05)				1.02 Tn
C.M.					13.39 Tn
DESCRIPCIÓN	PARÁMETROS				TOTAL
S/C	(0.20 Tn/m ²) * (17.05)				3.41 Tn
S/C					3.41 Tn
DESCRIPCIÓN	PARÁMETROS				TOTAL
U	(1.40 * 13.39) + (1.70 * 3.41)				24.54 Tn
U					24.54 Tn

Tabla 107: Metrado de cargas para PL-01, planta de la azotea.

DESCRIPCIÓN	PARÁMETROS	b	h	L	TOTAL
Peso propio	(2.40 Tn/m ³) * (0.30 * 2.50) * (3.00)				5.40 Tn
Viga principal X-X	(2.40 Tn/m ³) * (0.30 * 0.50 (* (2.75)				0.99 Tn
Viga principal Y-Y	(2.40 Tn/m ³) * (0.25 * 0.50) * (3.35)				1.005 Tn
Losa	(0.21 Tn/m ²) * (2.80 * 5.55)				3.26 Tn
C.M.					10.66 Tn
DESCRIPCIÓN	PARÁMETROS				TOTAL
S/C	(0.10 Tn/m ²) * (9.73)				0.973 Tn
S/C					0.97 Tn
DESCRIPCIÓN	PARÁMETROS				TOTAL
U	(1.40 * 10.66) + (1.70 * 0.97)				16.58 Tn
U					16.58 Tn

De la tabla N° 108 se observa que la carga ultima por gravedad que soporta la columna C1, en los Sistemas Vigacero y Firth es menor que la tradicional ya que estos sistemas son más livianos.

Tabla 108: Comparativo de la carga que soporta la placa PL-01 en los 3 sistema de losas aligeradas.

	Pesos propio (kg/cm ²)	Carga Ultima 1.4CM + 1.7CV	% Reducción
Sistema Tradicional	300	27.58 Ton	0 %
Sistema Vigacero	210	24.54 Ton	13 %
Sistema Firth	210	24.54 Ton	13 %

5.5 ANALISIS SISMICO

La normativa que da los lineamientos para este tipo de análisis es la E0.30 que lleva por nombre Diseño Sísmoresistente. Donde manifiesta que se debe de realizar un análisis estático y compararlo con un análisis dinámico, y dependiendo de la regularidad de la estructura se hallar la cortante de diseño.

Para el modelamiento de la losa aligerada tipo VIGACERO y FIRTH se colocó el material con un peso unitario de 0 Tn/m² y le asignamos una carga distribuida de 210 kg/cm², ya que estos dos sistemas cuentan con el mismo peso propio.

5.5.1 ANALISIS ESTATICO

La normativa de Diseño Sísmoresistente da la siguiente fórmula para hallar la cortante mediante el método estático:

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

Z = Factor de zonificación = 0.35

U = Factor de Uso de la estructura= 1.0

C_{xx} = Factor de Amplificación de sismo en el eje x = 1.849; para un periodo de T_{xx} = 0.811 seg.

C_{yy} = Factor de Amplificación de sismo en el eje y = 1.863; para un periodo de T_{yy} = 0.805 seg.

S = Factor de Suelo = 1.15

R = Factor de reducción = $6 \times 1 \times 1 = 6$ (no existe irregularidad, se comprobará más adelante)

P = Peso total = 2815.14 Tn.

Finalmente, la cortante basal estática para cada dirección es:

$$V_{xx} = 299.39 \text{ Tn}$$

$$V_{yy} = 301.62 \text{ Tn}$$

Tabla 109: Comparativo de la Cortante estática en los 3 sistema de losas aligeradas.

	Cortante Basal X-X	Cortante Basal Y-Y	% Reducción X-X	% Reducción Y-Y
Sistema Tradicional	360.87 Ton	365.04 Ton	0 %	0 %
Sistema Vigacero	299.39 Ton	301.62 Ton	17 %	17 %
Sistema Firth	299.39 Ton	301.62 Ton	17 %	17 %

En la tabla N° 109 se observa que los sistemas de Vigacero y Firth tiene una reducción de la cortante estática de un 17% con respecto al sistema Tradicional, lo cual indica que se espera tener desplazamientos menores en comparación con los desplazamientos de la estructura con sistema Tradicional.

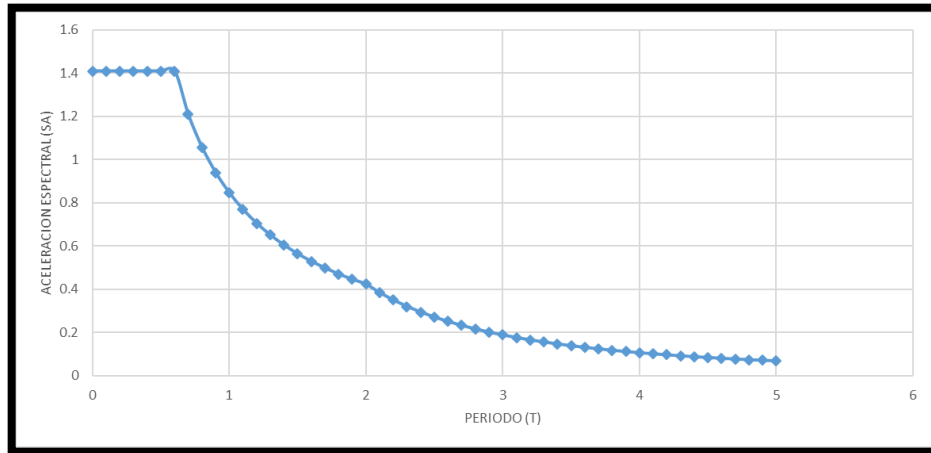
5.5.2 ANALISIS DINAMICO

Para este trabajo al tener una estructura típica de uso de vivienda se procederá a analizar por el método de superposición espectral. La normativa estable que para este método se deberá de calcular la aceleración espectral, que tiene la siguiente formula:

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

La normativa manifiesta que este método de superposición espectral halla la fuerza de la cortante basal con la combinación de fuerzas cortantes para los distintos modos de vibración. Para estas combinaciones existen varios métodos complejos, pero por ser una estructura convencional se usará el método de la combinación cuadrática completa.

Figura 137: Derivas en la dirección x, análisis dinámico.



5.5.2.1 Derivas de entresijos

Se deberá calcular las derivas de cada nivel para luego compararlas con las derivas máximas o admisibles establecidas por la Normativa E0.30. Se debe de tener en cuenta que estas derivas son inelásticas por lo cual se deberá de multiplicar las derivas obtenidas por el análisis sísmico por 0.75 R (edificaciones regulares) y R (edificaciones irregulares). Por lo cual en las tablas N° 110 y N° 111 se muestran los resultados para el sistema de Vigacero y Firth.:

Tabla 110: Derivas en la dirección x, análisis dinámico para el sistema Vigacero y Firth.

TECHO	DIRECCION	DERIVA INELASTICA	DERIVA MAXIMA	
TECHO 12	X	0.003	0.007	CUMPLE
TECHO 11	X	0.004	0.007	CUMPLE
TECHO 10	X	0.004	0.007	CUMPLE
TECHO 9	X	0.005	0.007	CUMPLE
TECHO 8	X	0.005	0.007	CUMPLE
TECHO 7	X	0.005	0.007	CUMPLE
TECHO 6	X	0.005	0.007	CUMPLE
TECHO 5	X	0.005	0.007	CUMPLE
TECHO 4	X	0.005	0.007	CUMPLE
TECHO 3	X	0.004	0.007	CUMPLE
TECHO 2	X	0.004	0.007	CUMPLE
TECHO 1	X	0.002	0.007	CUMPLE

Tabla 111: Derivas en la dirección y, análisis dinámico para el sistema de Vigacero y Firth.

TECHO	DIRECCION	DERIVA INELASTICA	DERIVA MAXIMA	
TECHO 12	Y	0.003	0.007	CUMPLE
TECHO 11	Y	0.003	0.007	CUMPLE
TECHO 10	Y	0.004	0.007	CUMPLE
TECHO 9	Y	0.004	0.007	CUMPLE
TECHO 8	Y	0.004	0.007	CUMPLE
TECHO 7	Y	0.005	0.007	CUMPLE
TECHO 6	Y	0.005	0.007	CUMPLE
TECHO 5	Y	0.005	0.007	CUMPLE
TECHO 4	Y	0.005	0.007	CUMPLE
TECHO 3	Y	0.004	0.007	CUMPLE
TECHO 2	Y	0.003	0.007	CUMPLE
TECHO 1	Y	0.002	0.007	CUMPLE

Para los sistemas Vigacero y Firth las derivas son menores que el del sistema Tradicional ya que cuenta con menor peso, como se muestra en las tablas N° 112 y N° 113..

Tabla 112: Comparativo de derivas en la dirección x para los 3 sistemas de losas aligeradas.

TECHO	DIRECCION	DERIVA INELASTICA SISTEMA TRADICIONAL	DERIVA INELASTICA PARA EL SISTEMA VIGACERO Y FIRTH	% REDUCCION
TECHO 12	X	0.006	0.003	43%
TECHO 11	X	0.006	0.004	40%
TECHO 10	X	0.007	0.004	37%
TECHO 9	X	0.007	0.005	35%
TECHO 8	X	0.007	0.005	32%
TECHO 7	X	0.007	0.005	30%
TECHO 6	X	0.007	0.005	28%
TECHO 5	X	0.007	0.005	26%
TECHO 4	X	0.007	0.005	24%
TECHO 3	X	0.006	0.004	21%
TECHO 2	X	0.004	0.004	18%
TECHO 1	X	0.002	0.002	16%

Tabla 113: Comparativo de derivas en la dirección y para los 3 sistemas de losas aligeradas.

TECHO	DIRECCION	DERIVA INELASTICA SISTEMA TRADICIONAL	DERIVA INELASTICA PARA EL SISTEMA VIGACERO Y FIRTH	% REDUCCION
TECHO 12	Y	0.005	0.003	38%
TECHO 11	Y	0.005	0.003	32%
TECHO 10	Y	0.006	0.004	37%
TECHO 9	Y	0.007	0.004	41%
TECHO 8	Y	0.007	0.004	36%
TECHO 7	Y	0.007	0.005	33%
TECHO 6	Y	0.007	0.005	35%
TECHO 5	Y	0.007	0.005	33%
TECHO 4	Y	0.007	0.005	31%
TECHO 3	Y	0.006	0.004	29%
TECHO 2	Y	0.005	0.003	36%
TECHO 1	Y	0.003	0.002	46%

5.5.2.2 Análisis modal

Para el análisis se debe de considerar 3 grados de libertad para cada nivel esta edificación cuenta con 12 niveles, lo cual tendremos un total de 36 grados de libertad. Por lo tanto, se considerará 36 modos de vibración.

Tabla 114: Modos de vibración, periodos y porcentajes de masas participativa.

Modo	Periodo	Masa Participativa en X-X	Masa Participativa en Y-Y
1	0.811	0.63	0.0202
2	0.805	0.0181	0.7137
3	0.573	0.0657	8.99E-06
4	0.213	0.0047	0.1332
5	0.211	0.1029	0.0061
6	0.139	0.0573	5.85E-07
7	0.098	0.0342	0.0002
8	0.095	0.0001	0.0551
9	0.062	0.0244	0
10	0.056	0.015	0.0001
11	0.054	2.95E-05	0.0292
12	0.038	0.0152	9.94E-07
13	0.036	0.0054	2.10E-05
14	0.035	1.08E-05	0.0169
15	0.026	0.0092	1.56E-06
16	0.025	0.0025	4.78E-06
17	0.024	3.89E-06	0.0103
18	0.02	0.0055	1.40E-06
19	0.019	0.0013	0
20	0.018	7.95E-07	0.0064
21	0.016	0.0038	5.15E-07
22	0.015	0.0001	5.93E-07
23	0.015	0	0.0039
24	0.013	0.0023	0
25	0.012	9.62E-06	9.31E-07
26	0.012	0	0.0024
27	0.011	0.0013	0
28	0.01	9.48E-07	1.09E-06
29	0.01	0.0007	0
30	0.01	0	0.0013
31	0.01	0.0002	0
32	0.009	0	0.0006
33	0.009	3.52E-05	0
34	0.008	0	0.0002
35	0.008	2.48E-05	0
36	0.007	8.67E-06	0

La norma E 0.30; manifiesta que para el análisis se deberá de tener en cuenta que la suma de los modos de vibración, sumen un 90% de la masa total de la estructura (ver tabla N° 54). De la tabla N° 53 se observa que los periodos de vibración en el sistema Vigacero y Firth son reducidos que el sistema Tradicional ya que tienen menores pesos (masa sísmica) y el periodo está en función de la masa.

Tabla 115: Masa participativa para cada dirección.

Modo	Periodo	Masa Participativa en X-X	Masa Participativa en Y-Y
1	0.966	63.00%	2.02%
2	0.955		71.37%
3	0.673	6.57%	
4	0.253		13.32%
5	0.252	10.29%	
6	0.164	5.73%	
7	0.117	3.42%	
8	0.113		5.51%
9	0.073	2.44%	
		91.45%	92.22%

5.5.3 VALIDACION DE LA ESTRUCTURA

5.5.3.1 Irregularidad de piso blando: Esta irregularidad torsional se presenta en aquellas edificaciones donde la rigidez lateral de un entrepiso es menor que el 70% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o es menor que 80% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes. En la tabla N° 116 y N° 117 se realiza el cálculo de la irregularidad del piso blando en las 2 direcciones, teniendo en cuenta que para el cálculo de la rigidez lateral de un entrepiso es la razón entre la fuerza cortante del entrepiso y el correspondiente a su desplazamiento relativo, como estipula la Norma E0.30-2018.

Tabla 116: Irregularidad de piso blando e la dirección X.

PISO	F. CORT. (Tn)	DESPL. REL. (cm)	RIGIDEZ (Tn/cm)	Piso sup. ady.	RELACION MINIMA	Prom. De 3 sup. Inme.	RELACION MINIMA	
PISO 12	42.34	1.13	37.56	-				CUMPLE
PISO 11	45.22	1.09	41.57	1.11	0.7		0.8	CUMPLE
PISO 10	40.57	1.09	37.23	0.90	0.7	1.24	0.8	CUMPLE
PISO 9	36.00	1.13	31.76	0.85	0.7	1.17	0.8	CUMPLE
PISO 8	31.50	1.17	27.02	0.85	0.7	1.12	0.8	CUMPLE
PISO 7	27.09	1.18	22.97	0.85	0.7	1.02	0.8	CUMPLE
PISO 6	22.77	1.17	19.52	0.85	0.7	1.00	0.8	CUMPLE
PISO 5	18.56	1.12	16.58	0.85	0.7	1.00	0.8	CUMPLE
PISO 4	14.47	1.03	14.06	0.85	0.7	1.00	0.8	CUMPLE
PISO 3	10.54	0.89	11.91	0.85	0.7	1.00	0.8	CUMPLE
PISO 2	6.80	0.68	10.07	0.85	0.7	1.00	0.8	CUMPLE
PISO 1	3.54	0.47	7.58	0.75	0.7	1.13	0.8	CUMPLE

Tabla 117: Irregularidad de piso blando en la dirección Y.

PISO	F. CORT. (Tn)	DESPL. REL. (cm)	RIGIDEZ (Tn/cm)	Piso sup. ady.	RELACION MINIMA	Prom. De 3 sup. Inme.	RELACION MINIMA	
PISO 12	42.34	1.57	27.03	-				CUMPLE
PISO 11	45.22	1.63	27.75	1.03	0.7		0.8	CUMPLE
PISO 10	40.57	1.69	23.95	0.86	0.7	1.19	0.8	CUMPLE
PISO 9	36.00	1.76	20.50	0.86	0.7	1.10	0.8	CUMPLE
PISO 8	31.50	1.80	17.50	0.85	0.7	1.07	0.8	CUMPLE
PISO 7	27.09	1.82	14.92	0.85	0.7	1.01	0.8	CUMPLE
PISO 6	22.77	1.79	12.72	0.85	0.7	1.00	0.8	CUMPLE
PISO 5	18.56	1.71	10.83	0.85	0.7	1.00	0.8	CUMPLE
PISO 4	14.47	1.57	9.22	0.85	0.7	1.00	0.8	CUMPLE
PISO 3	10.54	1.35	7.84	0.85	0.7	1.00	0.8	CUMPLE
PISO 2	6.80	1.02	6.66	0.85	0.7	1.00	0.8	CUMPLE
PISO 1	3.54	0.72	4.94	0.74	0.7	1.15	0.8	CUMPLE

Se comprueba de que no existe irregularidad en altura por piso blando ya que la rigidez lateral de cada piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del entrepiso superior, según la norma E 0.30-2018.

5.5.3.2 Irregularidad torsional: Esta irregularidad torsional se presenta en aquellas edificaciones con diafragma rígido donde el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, es mayor que 1.3 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso. En la tabla N° 118 y N° 119 se realiza el cálculo de la irregularidad torsional en las 2 direcciones con la Norma E0.30-2018.

Tabla 118: Irregularidad torsional en la dirección X

TECHO	DERIVA PC	DERIVA CM	RELACION	RELACION MINIMA	
TECHO 12	0.003	0.005	0.75	1.30	CUMPLE
TECHO 11	0.004	0.004	0.85	1.30	CUMPLE
TECHO 10	0.004	0.005	0.83	1.30	CUMPLE
TECHO 09	0.005	0.005	0.91	1.30	CUMPLE
TECHO 08	0.005	0.005	0.99	1.30	CUMPLE
TECHO 07	0.005	0.005	1.04	1.30	CUMPLE
TECHO 06	0.005	0.005	1.07	1.30	CUMPLE
TECHO 05	0.005	0.005	1.07	1.30	CUMPLE
TECHO 04	0.005	0.005	1.01	1.30	CUMPLE
TECHO 03	0.004	0.004	1.12	1.30	CUMPLE
TECHO 02	0.004	0.003	1.17	1.30	CUMPLE
TECHO 01	0.002	0.001	1.15	1.30	CUMPLE

Tabla 119: Irregularidad torsional en la dirección Y.

TECHO	DERIVA PC	DERIVA CM	RELACION	RELACION MINIMA	
TECHO 12	0.003	0.006	0.49	1.30	CUMPLE
TECHO 11	0.003	0.007	0.52	1.30	CUMPLE
TECHO 10	0.004	0.007	0.56	1.30	CUMPLE
TECHO 09	0.004	0.007	0.59	1.30	CUMPLE
TECHO 08	0.004	0.007	0.62	1.30	CUMPLE
TECHO 07	0.005	0.007	0.65	1.30	CUMPLE
TECHO 06	0.005	0.007	0.68	1.30	CUMPLE
TECHO 05	0.005	0.007	0.70	1.30	CUMPLE
TECHO 04	0.005	0.006	0.73	1.30	CUMPLE
TECHO 03	0.004	0.005	0.76	1.30	CUMPLE
TECHO 02	0.003	0.004	0.79	1.30	CUMPLE
TECHO 01	0.002	0.002	0.79	1.30	CUMPLE

Se comprueba de que no existe irregularidad moderada en planta por torsión ya que todas las relaciones son menores a 1.3 según la norma E 0.30-2018. tal como se consideró al momento de calcular el factor R. Esto sucede ya que en el sistema Vigacero Y Firth se tiene menos peso y menos cortante basal y es que por eso no se da ningún grado de torsión como en el caso del sistema Tradicional donde ocurre torsión moderada, ya que este sistema cuenta con más peso y cortante basal (Ver tablas N° 37 y N° 38).

5.5.3.3 Estabilidad del edificio

El sismo también ocasiona un momento de volteo, por lo cual la edificación también deberá resistir este momento, como se muestra en la tabla N° 120. La Norma E0.30 establece la siguiente relación:

$$\frac{Me}{Mv} \geq 1.2$$

Me = Momento estabilizante causado por el peso de la estructura.

Mv = Momento de volteo causado por la fuerza sísmica que se da en cada piso de la estructura.

Tabla 120: Momento de volteo para cada piso de la edificación.

PISO	Fi (Ton)	h (m)	Mv (Ton-m)
12	42.34	36.5	1545.32
11	45.22	33.5	1514.76
10	40.57	30.5	1237.43
9	36.00	27.5	989.90
8	31.50	24.5	771.72
7	27.09	21.5	582.35
6	22.77	18.5	421.21
5	18.56	15.5	287.65
4	14.47	12.5	180.93
3	10.54	9.5	100.14
2	6.80	6.5	44.19
1	3.54	3.5	12.40
Total			7688.01

$$M_e = \text{Peso} \times d$$

d: es la mitad de la dimensión del edificio en la dirección de análisis.

$$M_{ex} = 2497.35 \times 9 = 22476.15 \text{ Ton}$$

$$M_{ey} = 2497.35 \times 5.875 = 14671.93 \text{ Ton}$$

Por lo cual se tiene los siguientes factores de seguridad para cada dirección:

Tabla 121: Factor de seguridad de la estabilidad del edificio.

Me	Mv	F.S.
22476.15	7688.01	2.93
14671.93	7688.01	1.91

Como se muestra en la tabla N° 121, la estructura es estable ante un sismo ya que el factor de seguridad por volteo ante un sismo es mayor al 1.2 establecido por la Norma E 0.30.

5.5.4 FUERZA CORTANTE EN LA BASE

De acuerdo a la norma E 0.30, la fuerza cortante basal mínima, calculada por el método dinámico debe ser el 80% del valor de la fuerza cortante basal estática para estructuras regulares.

Tabla 122: Cortante basal estática, dinámica y factor de amplificación.

DIRECCION	CORTANTE ESTATICA	CORTANTE ESTATICA AL 80%	CORTANTE DINAMICA	FACTOR DE AMPLIFICACION
X-X	299.39	239.51	102.57	1.54
Y-Y	301.62	241.30	114.71	1.30

Se observa que la cortante basal dinámica es menor al 80% del cortante estático, por lo tanto, tenemos que escalar los resultados obtenido por el análisis dinámico por un factor de amplificación correspondiente a cada dirección analizada, lo cual se muestra en la tabla N° 122.

5.5.5 DISTRIBUCION DE FUERZA CORTANTE

La distribución de la cortante basal para cada elemento como placas y columnas es directamente proporcional a su rigidez. En la figura N° 138 y N° 139 se muestra los porcentajes de absorción de la cortante basal para las 2 direcciones de análisis

Figura 138: Porcentaje absorbido por la fuerza cortante en el primer nivel dirección X-X.

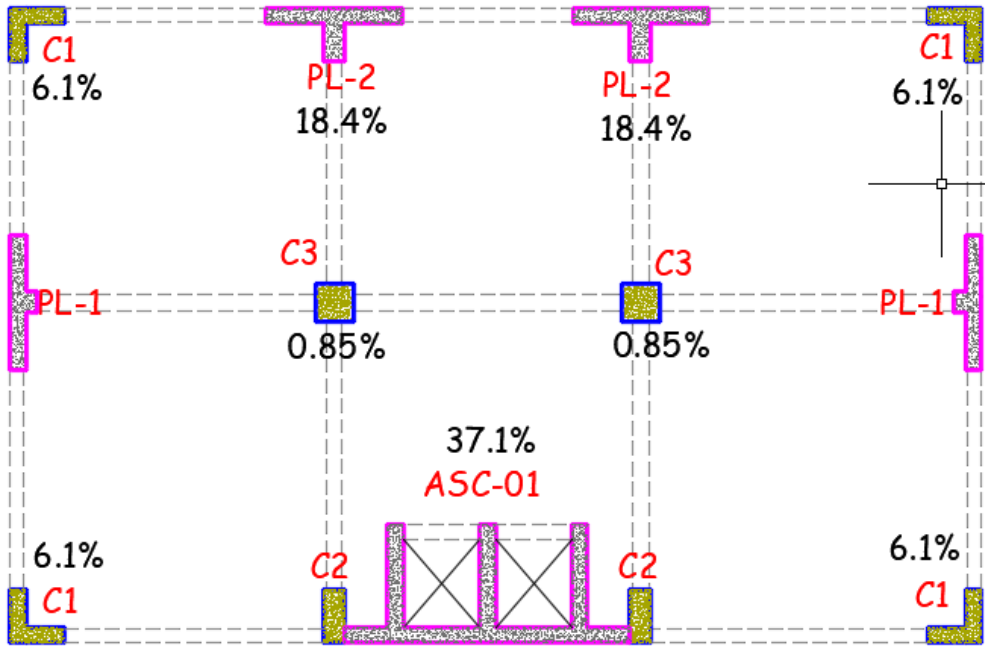
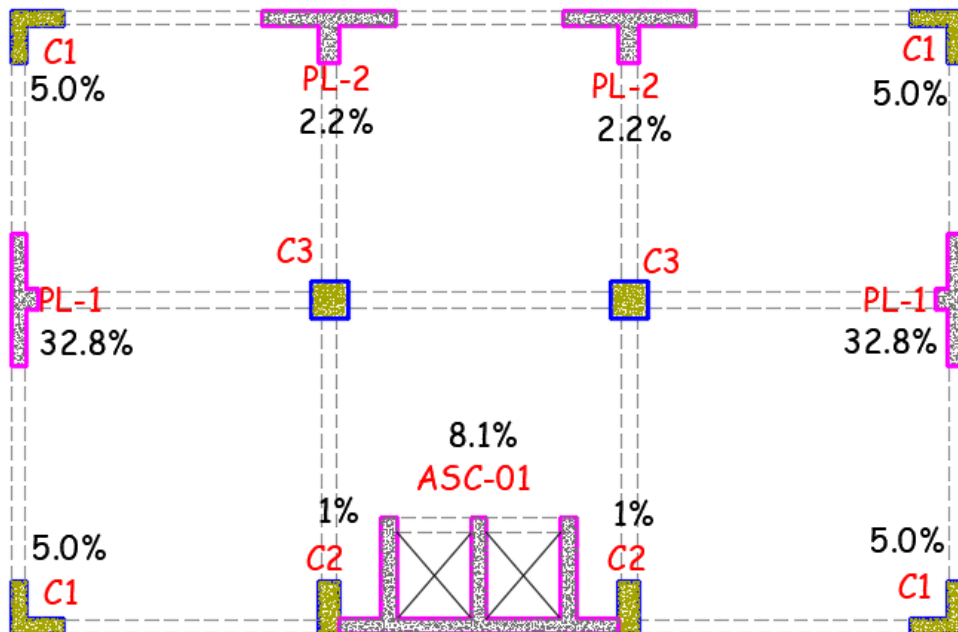


Figura 139: Porcentaje absorbido por la fuerza cortante en el primer nivel dirección Y-Y.



Para el SISTEMA DE VIGACERO y SISTEMA FIRTH se observa que los porcentajes de absorción de sismo de cada elemento (columnas y placas) son las mismas que la del SISTEMA TRADICIONAL esto se debe a que las secciones de ambos sistemas son igual.

5.6 DISEÑO ESTRUCTURAL

5.6.1 DISEÑO DE VIGUETA TIPO VIGACERO

Se procederá al diseño de la vigueta (acero galvanizado espesor 1.50 mm) del sistema de losa aligerada tipo Vigacero. Tener en cuenta que todas las viguetas prefabricadas tipo Vigacero están en la dirección X, ya que facilita las instalaciones sanitarias como se observa en la figura N° 140

Figura 140: Croquis de las viguetas tipo Vigacero.

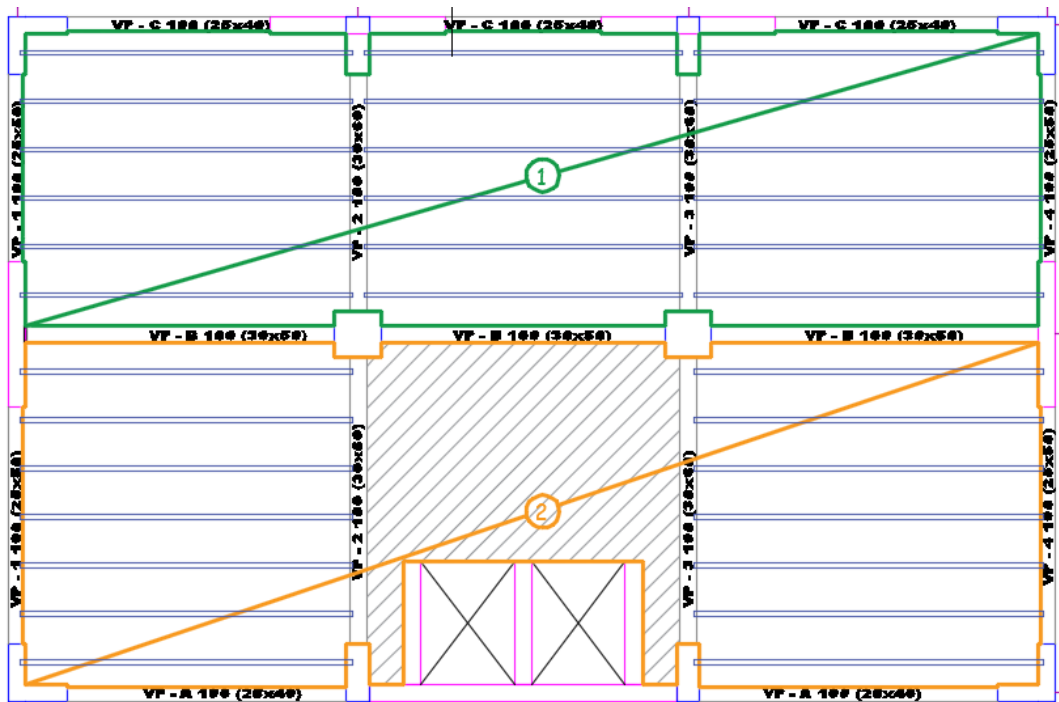
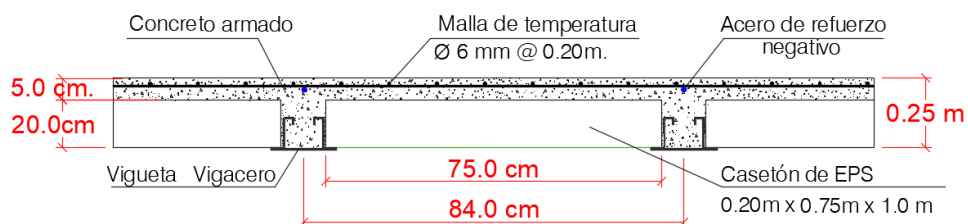


Figura 141: Detallado de las viguetas tipo Vigacero.



a) **Cálculo de la carga ultima de la vigueta tipo Vigacero:**

Cargas: peso propio = 210 kg/m²

acabado = 100 kg/m²

tabiquería = 60 kg/m²

CM = 370 kg/m²

CV = 200 kg/m²

$$U = 1.4CM + 1.7CV = 859 \text{ kg/m}^2$$

Carga ultima de diseño para una vigueta = 0.84 U = 721.56 kg/m²

Según la tabla N° 123 se tiene que para una luz de 5.80 metros y un espesor de losa aligerada tipo Vigacero de 25 cm soporta una carga ultima de 928 kg/m².

Tabla 123: Carga ultima para viguetas Vigacero.

CARGA ULTIMA (Kg/m ²) SEPARACION ENTRE VIGUETAS 0.84m							
LUZ (m)	Espesor de concreto 4cm			Espesor del concreto 5 cm			
	H = 9 cm	H = 12 cm	H = 15 cm	H = 20 cm	H = 25 cm	H = 30 cm	H = 33 cm
3,00	1807	2522	3104				
3,10	1638	2362	2907				
3,20	1489	2217	2728				
3,30	1358	2085	2565				
3,40	1241	1964	2416				
3,50	1138	1853	2280				
3,60	1046	1752	2155				
3,70	963	1636	2040				
3,80	889	1510	1934				
3,90	823	1397	1836				
4,00	762	1295	1746	1913	1950	2322	
4,10	708	1202	1662	1821	1856	2210	
4,20	659	1118	1584	1735	1769	2106	
4,30		1042	1511	1656	1688	2009	
4,40		973	1443	1581	1612	1919	
4,50		909	1379	1512	1541	1835	
4,60		851	1320	1447	1475	1756	
4,70		798	1243	1386	1413	1682	
4,80		749	1167	1329	1354	1613	
4,90		704	1097	1275	1300	1547	
5,00		663	1033	1224	1248	1486	
5,10			973	1177	1200	1428	
5,20			918	1132	1154	1374	
5,30			867	1090	1111	1323	
5,40			820	1050	1070	1274	
5,50			776	1012	1032	1228	
5,60				976	995	1185	
5,70				942	961	1143	
5,80				910	928	1104	
5,90				879	896	1067	
6,00				850	867	1032	
6,10				823	839	998	
6,20				786	812	966	
6,30				749	786	936	

Por lo tanto, se comprobó que la losa aligerada tipo Vigacero de espesor de 25 cm soportara las cargas de gravedad.

b) Diseño por fuerza cortante:

Calculo de la fuerza cortante que soporta la vigueta considerando un incremento del 10% según la E0.60:

$$Vu \text{ resistente} = 1.1 \times 0.85 \times 0.53 \sqrt{210} \times bw \times d$$

Donde $bw = 13\text{cm}$, teniendo así la tabla N° 124 que muestra la resistencia última de la fuerza cortante para el sistema de Vigacero.

Figura 124: Cortante último en la losa aligerada sistema Vigacero.

LOSA ALIGERADA	ϕVc	ϕVc
f'c losa in situ	210 Kg/cm ² (ton)	350 Kg/cm ² (ton)
16 cm	1.26	1.63
17 cm	1.35	1.75
20 cm	1.63	2.11
25 cm	2.10	2.71
30 cm	2.57	3.31

Según el análisis estructural tenemos una Cortante última Máxima de 1931.64 kg.

Por lo que según el principio de $\phi Rn \geq Ru$, se cumple que la vigueta de peralte 25 cm. y un ancho de 10 cm absorberá la cortante última máxima. Lo cual indica que no será necesario los ensanches.

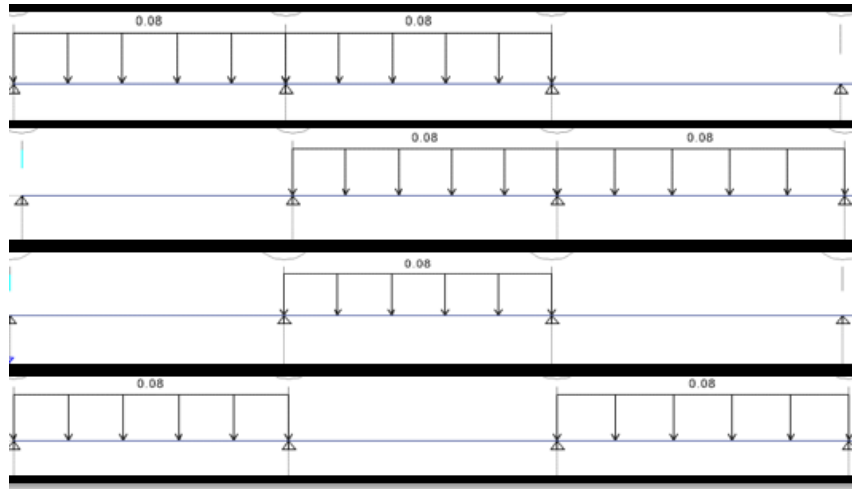
c) Cálculo del acero negativo:

Para determinar el máximo momento flector positivo debe buscarse que los extremos del tramo sobrecargado roten lo mayor posible. En cambio, para tener el máximo momento flector negativo en un nudo opuesto tiene que rotar lo mayor posible. Por lo cual se deberá de alternar la carga viva así como se muestra en la figura N° 142.

Cargas: $CM = 0.311 \text{ Tn/m}$

$CV = 0.168 \text{ Tn/m}$

Figura 142: Alternancia de sobrecarga en la vigueta tipo 1.



En la tabla N° 126 se muestra el cálculo del acero negativo de la losa aligerada para el sistema Vigacero.

Tabla 125: Diseño de acero negativo del sistema de losas tipo Vigacero.

	TRAMO 1-2		TRAMO 2-3		TRAMO 3-4	
	M izq (-)	M der (-)	M izq (-)	M der (-)	M izq (-)	M der (-)
M CM (kg-m)	407	901	901	881	881	241
M Cv 1 (kg-m)	160	413	413	91	91	175
M Cv 2 (kg-m)	160	122	122	431	431	175
M Cv 3 (kg-m)	160	188	188	137	137	175
M Cv 4 (kg-m)	160	198	198	247	247	175
M max Cv (kg-m)	160	413	413	431	431	175
Mu (kg-m)	842	1964	1964	1967	1967	635
As cm ² (requerido)	1.07	2.60	2.60	2.77	2.77	1.07
As min	1.06	1.06	1.06	1.06	1.06	1.06
As colocado	1Ø12mm	2Ø3/8"	2Ø3/8"	2Ø3/8"	2Ø3/8"	1Ø12mm
As colocado (cm ²)	1.13	2.58	2.58	2.58	2.58	1.13

d) Control de Deflexión:

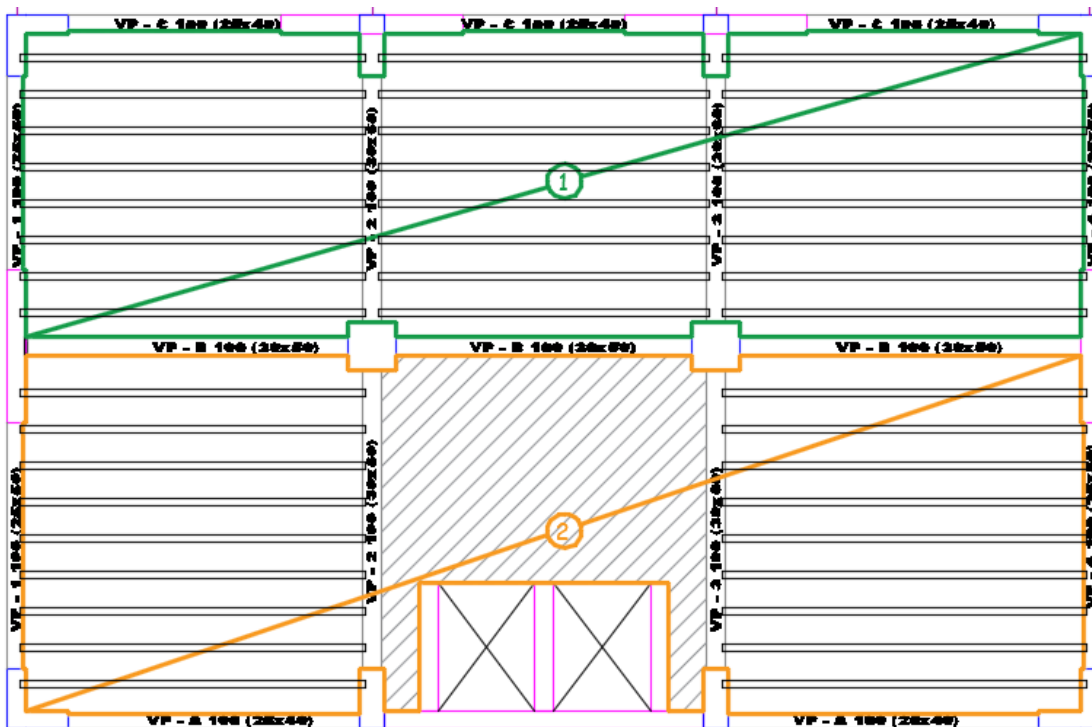
Ya que el sistema Vigacero cuenta con viguetas prefabricadas de acero estructural galvanizado, aproximadamente 6 cm² de acero en la parte de los momentos positivos hacen que las deflexiones sean mínimas.

Además, este sistema constructivo no convencional denominado sistema de losa aligerada con viguetas prefabricadas de acero VIGACERO están certificadas por el Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento y Sencico. Adicional a esto se tienen ensayos en el laboratorio de la PUCP que certifica el Ing. Daniel Roberto Quiun Wong (Ver Anexo 03), ingeniero civil de la Empresa Prisma Ingeniería.

5.6.2 DISEÑO DE VIGUETA TIPO FIRTH

Se realizó el diseño de la vigueta (prefabricada pretensada) del sistema de losa aligerada tipo Firth.

Figura 143: Croquis de las viguetas tipo Firth.



a) Cálculo de la longitud de la vigueta tipo Firth:

Las viguetas tipo Firth apoyadas en vigas peraltadas

- Caso 1:
 Longitud interna 1 = 5.60 m
 Longitud de la vigueta tipo Firth = 5.60 + 0.08 = 5.70 m
 Recubrimiento de viga = 4 cm

Cable visto por lado = 6 cm

- Caso 2:

Longitud interna 1 = 5.36 m

Longitud de la vigueta tipo Firth = $5.36 + 0.08 = 5.45$ m

Recubrimiento de viga = 4 cm

Cable visto por lado = 6 cm

- Caso 3:

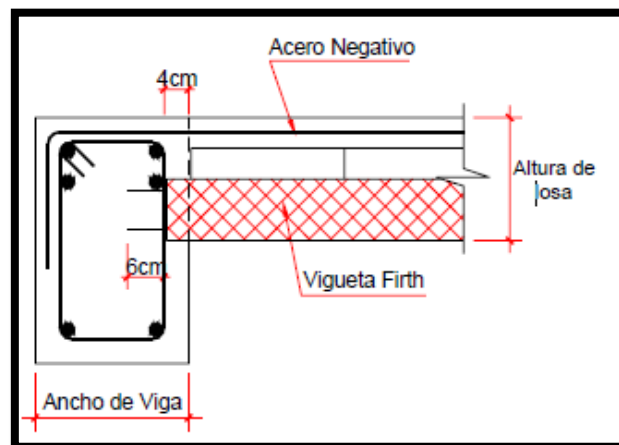
Longitud interna 1 = 5.90 m

Longitud de la vigueta tipo Firth = $5.90 + 0.08 = 6.00$ m

Recubrimiento de viga = 4 cm

Cable visto por lado = 6 cm

Figura 144: Detallado de la conexión vigueta con viga utilizando cables vistos.



b) Cálculo de momentos admisibles de la vigueta tipo Firth:

Para determinar el máximo momento flector positivo debe buscarse que los extremos del tramo sobrecargado roten lo mayor posible. En cambio, para tener el máximo momento flector negativo en un nudo opuesto tiene que rotar lo mayor posible. Esta alternancia se realiza con la finalidad de obtener momentos flectores máximos como se muestra en la tabla N° 125.

Cargas: $CM = 0.311$ Tn/m

$CV = 0.168$ Tn/m

Tabla 125: Diseño de acero negativo del sistema de losas tipo Firth.

	TRAMO 1-2			TRAMO 2-3			TRAMO 3-4		
	Mizq (-)	Mcen (+)	Mder (-)	Mizq (-)	Mcen (+)	Mder (-)	Mizq (-)	Mcen (+)	Mder (-)
M CM (kg-m)	242	558	536	536	145	524	524	544	143
M Cv 1 (kg-m)	131	253	339	339	171	75	75	0	144
M Cv 2 (kg-m)	95	0	73	73	118	257	257	213	104
M Cv 3 (kg-m)	95	0	112	112	178	82	82	0	104
M Cv 4 (kg-m)	95	248	118	118	0	147	147	273	104
M max Cv (kg-m)	131	253	339	339	178	257	257	273	144
Mu (kg-m)	562	1210	1326	1326	505	1170	1170	1226	445
As cm2 (requerido)	0.75	-	1.87	1.87	-	1.87	1.87	-	0.68
As min	1.06	-	1.06	1.06	-	1.06	1.06	-	1.06
As colocado	1Ø12mm	-	1Ø12mm+ 1Ø3/8"	1Ø12mm+ 1Ø3/8"	-	1Ø12mm+ 1Ø3/8"	1Ø12mm+ 1Ø3/8"	-	1Ø12mm
As colocado (cm2)	1.13	-	1.84	1.84	-	1.84	1.84	-	1.13

c) **Cálculo de la Serie de la Vigüeta:** Se tiene tres luces de vigüetas (5.70, 5.45, 6.00 metros).

Tabla 126: Determinación del tipo de serie de la vigüeta tipo Firth según la luz.

TABLA DE PREDIMENSIONAMIENTO PARA USO DE VIGÜETAS EN VIVIENDA UNIFAMILIAR SOBRECARGA DE USO (S/C): 250 Kg/m ²				
TIPO DE COMPLEMENTO				
LUZ LIBRE	BOVEDILLA DE POLIESTIRENO	BOVEDILLA DE ARCILLA	MIX (BANDEJA DE CONCRETO + BLOQUE DE POLIESTIRENO)	BOVEDILLA DE CONCRETO
2.50	V101	V101	V101	V101
2.60	V101	V101	V101	V101
2.70	V101	V101	V101	V101
2.80	V101	V101	V101	V101
2.90	V101	V101	V101	V101
3.00	V101	V101	V101	V101
3.10	V101	V101	V101	V101
3.20	V101	V101	V101	V101
3.30	V101	V101	V101	V101
3.40	V101	V101	V101	V101
3.50	V101	V101	V101	V101
3.60	V101	V101	V101	V101
3.70	V101	V101	V101	V101
3.80	V101	V101	V101	V101
3.90	V101	V101	V101	V101
4.00	V101	V101	V101	V102
4.10	V101	V102	V102	V102
4.20	V101	V102	V102	V102
4.30	V101	V102	V102	V102
4.40	V102	V102	V102	V102
4.50	V102	V102	V102	V102
4.60	V102	V102	V102	V102
4.70	V102	V102	V102	V103
4.80	V102	V103	V103	V103
4.90	V102	V103	V103	V103
5.00	V102	V103	V103	V103
5.10	V103	V103	V103	V103
5.20	V103	V103	V103	V104
5.30	V103	V104	V104	V104
5.40	V103	V104	V104	V104
5.50	V103	V104	V104	V104
5.60	V104	V104	V104	V104
5.70	V104	V104	V104	V104
5.80	V104	V104	V104	V105
5.90	V104	V105	V105	V105
6.00	V104	V105	V105	V105

Se tiene viguetas pretensadas de luz máxima de 6.0 m. lo cual de la tabla N° 126, se tendrá viguetas de serie V-103.

Se tiene momentos últimos del orden de 1.32 Ton x m en una losa de espesor 20 cm, con una distancia de eje a eje de 50 cm con bovedillas de poliestireno, según el análisis estructural como muestra la tabla N° 125.

Tabla 127: Momentos admisibles para cada serie de viguetas tipo Firth.

	Altura de losa (cm)	Dist/Ejes (cm)	Peso Propio (Kg/m ²)			Momentos Admisibles (Kg-m) = ϕ Mn				
			Arcilla	Poliestireno	Concreto	V101	V102	V103	V104	V105
VIGUETA SIMPLE	17	60	255	180	-----	807	1099	1338	1648	1989
	17	50	265	190	-----	807	1099	1338	1648	1989
	20	50	280	210	315	999	1356	1657	2047	2486
	25	50	335	250	360	1319	1783	2190	2713	3317
	30	50	400	300	-----	1640	2210	2724	3379	4150
VIGUETA DOBLE (DDW)	17	71	250	200	-----	1527	2047	2446	2950	3459
	17	61	290	230	-----	1527	2047	2446	2950	3459
	20	61	345	280	-----	1909	2557	3079	3737	4433
	25	61	430	350	-----	2549	3408	4139	5056	6073
	30	61	515	420	-----	3189	4261	5202	6381	7724

Para una vigueta prefabricada Firth de serie V103 se tiene Momentos admisibles de 1.657 Ton x m (ver tabla N° 127) por lo cual indica que soportara las solicitaciones de carga de gravedad.

- d) Cálculo de la Cortante Ultima en la losa:** Tenemos una losa de 20 cm con un concreto de 210 kg/cm². Con un cortante ultimo de 1.351 Ton.

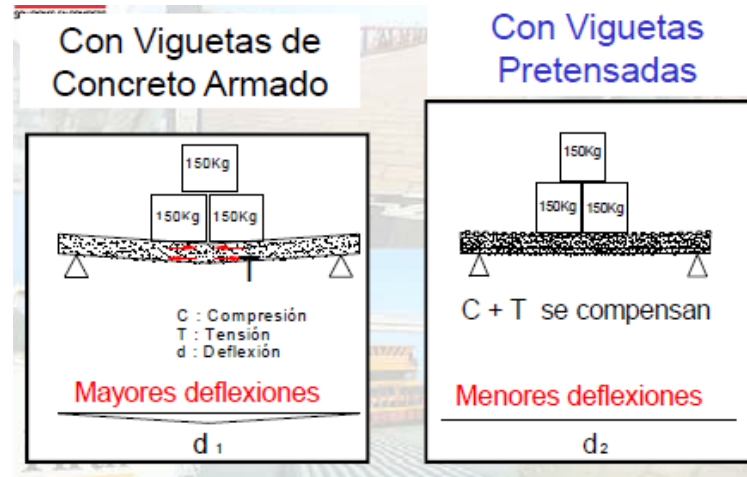
Tabla 128: Cortante ultima para diferentes espesores del sistema de losa aligerada tipo Firth.

Losa	ϕ Vc	ϕ Vc
f'c losa in situ	210 Kg / cm ²	350 Kg / cm ²
17 cm	1.25 tn	1.60 tn
20 cm	1.50 tn	1.95 tn
25 cm	2.00 tn	2.50 tn
30 cm	2.40 tn	3.00 tn

Según la tabla N° 128 se tiene un aporte al cortante del sistema Firth de 1.50 Ton. Lo cual se comprueba que el aligera del sistema Firth no necesita ensanches.

- e) **Control de Deflexión:** Las deflexiones en el sistema Firth son mínimas ya que en estas se utiliza la tecnología del pretensado, que hace que trabaje a compresión y tenga mínimos esfuerzos a tracción, como se muestra en la figura N° 146.

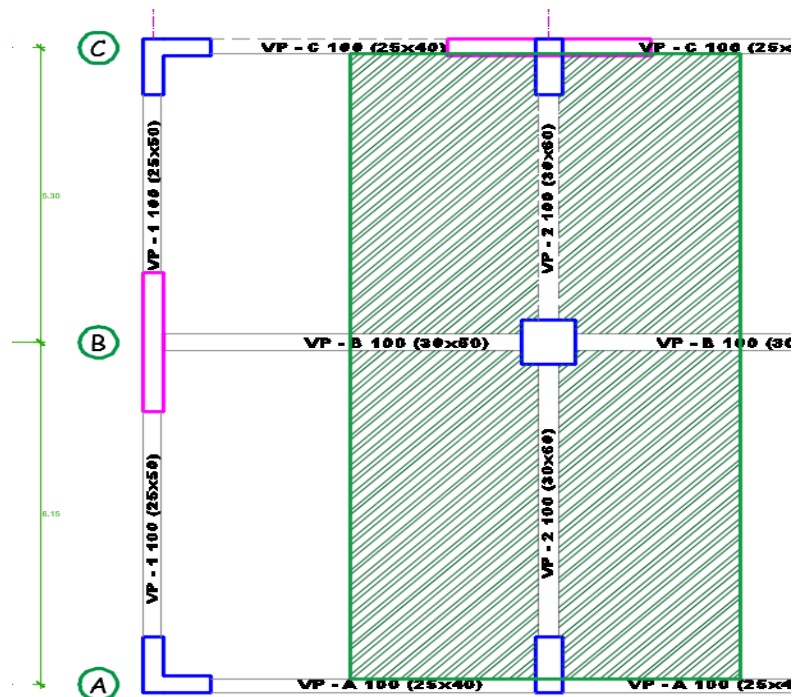
Figura 145: Diferencias entre viguetas tradicionales y viguetas pretensadas.



5.6.3 DISEÑO DE VIGA

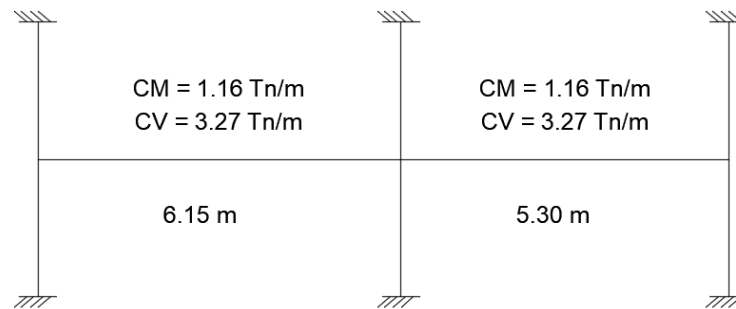
Se realiza el diseño de la viga VP-3 de los pisos típicos para un sistema de losas aligerada prefabricada, Vigacero y Firth, ver figura N° 146.

Figura 146: Croquis de la viga VP-3 planta típica.



Diseño por flexión:

Figura 147: Modelo simplificado para el análisis de cargas de gravedad VP-3



A continuación, presentamos los momentos de la envolvente de diseño de la VP-3 del techo 1 al techo 11, como se muestra en la tabla N° 147.

Tabla 129: Combinaciones de cargas para la viga VP-3, para los sistemas Vigacero y Firth.

TRAMO	DISTANCIA	COMB 1 1.4CM+1.7CV	COMB 2 1.25(CM+CV)+CS	COMB 3 1.25(CM+CV)-CS	COMB 4 0.9CM+CS	COMB 5 0.9CM-CS
	m	ton-m	ton-m	ton-m	ton-m	ton-m
TRAMO 1-2	0.50	-8.94	7.40	-26.09	11.76	-21.73
	0.82	-6.17	8.31	-22.69	11.66	-19.34
	1.14	-3.77	8.95	-19.56	11.42	-17.09
	1.52	-1.55	9.52	-16.61	11.16	-14.98
	1.90	0.14	9.69	-13.99	10.67	-13.01
	2.28	1.29	9.48	-11.75	9.99	-11.24
	2.76	3.06	7.19	-5.19	6.73	-5.65
	3.25	3.68	4.66	-0.33	3.68	-1.32
	3.73	3.86	0.45	6.21	-1.06	4.70
	4.22	3.10	-4.22	11.78	-5.92	10.08
	4.70	1.19	-10.10	16.97	-11.68	15.39
	5.18	-1.55	-16.47	21.42	-17.63	20.26
	5.47	-3.87	-21.20	24.17	-21.94	23.43
	5.75	-6.45	-26.13	26.75	-26.36	26.51
TRAMO 2-3	0.40	-5.70	24.76	-27.82	25.98	-26.60
	0.89	-1.14	22.02	-18.80	21.56	-19.26
	1.38	1.96	18.18	-10.88	16.59	-12.47
	1.87	3.58	13.22	-4.07	11.07	-6.23
	2.36	3.81	7.16	1.63	5.00	-0.53
	2.84	3.12	-0.01	6.22	-1.63	4.60
	3.33	1.53	-8.30	9.70	-8.80	9.19
	3.82	-0.97	-17.69	12.07	-16.52	13.23
	4.31	-4.38	-28.19	13.33	-24.80	16.72
4.80	-8.70	-39.80	13.48	-33.63	19.65	

A continuación, se presenta el diagrama de momentos de la envolvente de diseño de la VP-3 del techo 1 al techo 11 en la figura N° 148 y N° 149 del tramo A-B y B-C respectivamente.

Figura 148: Envolvente de momentos de diseño de la VP-3 tramo A-B.

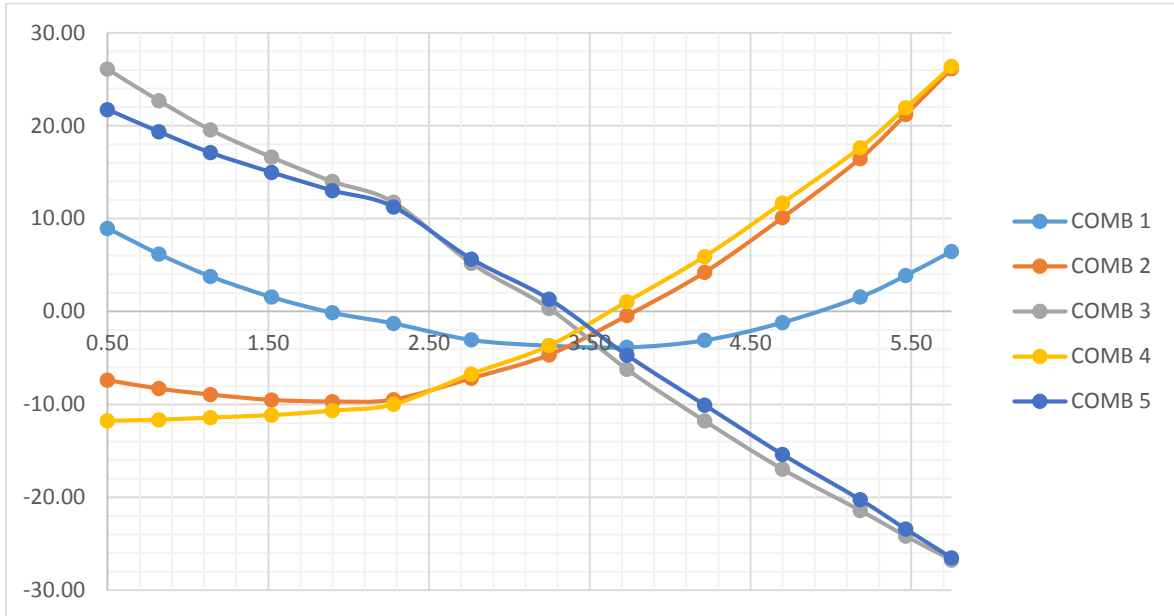
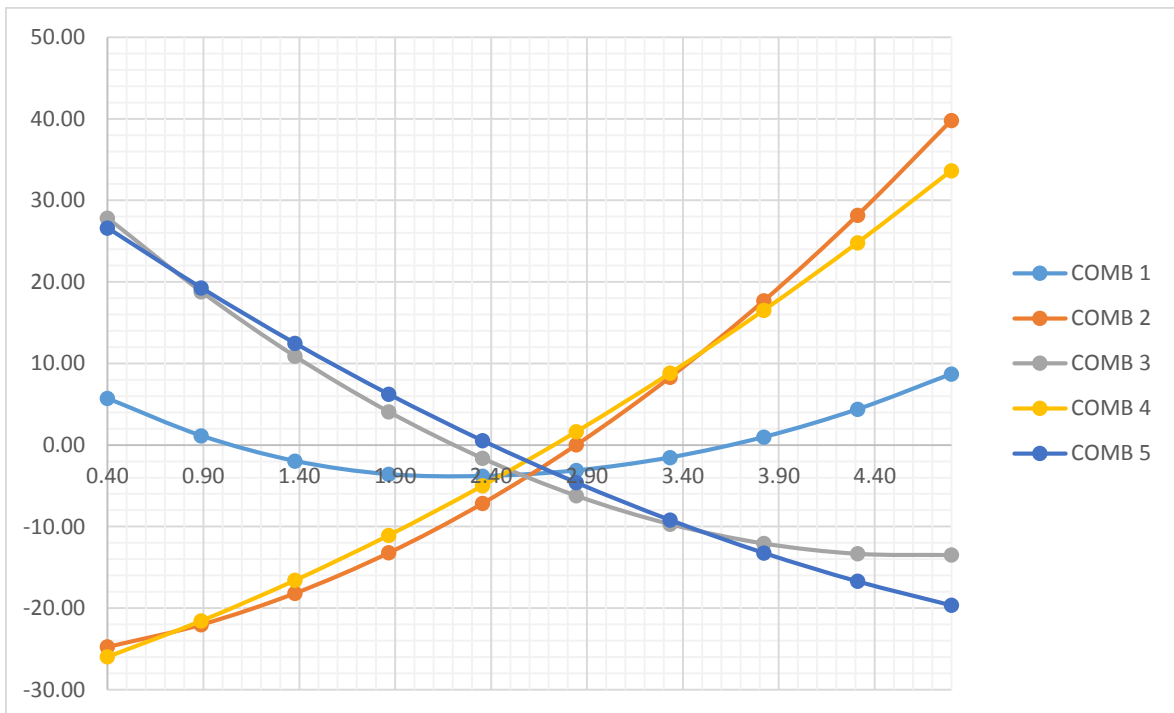


Figura 149: Envolvente de momentos de diseño de la VP-3 tramo B-C.



Luego se procede a diseñar el acero longitudinal utilizando los momentos críticos, así como se muestra en la tabla N° 130.

Tabla 130: Diseño de acero de la viga VP-03 para sistema de losas tipo Vigacero y Firth.

	TRAMO A-B			TRAMO B-C		
	M izq (-)	M (+)	M der (-)	M izq (-)	M (+)	M der (-)
Mu (Tn-m)	26.09	26.75	26.36	29.82	24.76	39.80
b (cm)	30	73	30	30	30	30
d (cm)	52	52	52	52	52	52
As cm ² (requerido)	14.26	14.67	16.61	16.61	13.94	23.05
As max	24.06	27.22	25.27	25.27	25.27	25.27
As min	4.75	4.89	5.54	5.54	4.65	7.68
As colocado	5Ø3/4"	5Ø3/4"	6Ø3/4"	6Ø3/4"	5Ø3/4"	8Ø3/4"
As colocado (cm ²)	14.2	14.2	17.04	17.04	14.2	22.72

Diseño por Cortante:

Hallamos la fuerza cortante ultima actuante por las 5 combinaciones (Diseño por Resistencia) y por el Diseño de Capacidad.

1. Cálculo del Vu por las combinaciones de carga (Diseño por Resistencia), como se muestra en la tabla N° 131.

Tabla 131: Cortante ultima por el método de la resistencia de la viga VP-03 para sistema de losas tipo Vigacero y Firth.

	TRAMO A-B		TRAMO B-C	
	M izq	M der	M izq	M der
Combinación 1	8.75	7.75	12.10	13.45
Combinación 2	1.25	4.12	5.15	1.45
Combinación 3	18.45	14.57	19.65	25.21
Combinación 4	5.42	8.94	10.45	6.42
Combinación 5	14.52	12.02	17.74	18.42
Vu (Ton)	17.56	14.22	18.45	20.89

Estas fuerzas cortantes son a una distancia $d = 52\text{cm}$ de la cara del apoyo.

2. Cálculo del Vu por el Diseño de Capacidad: teniendo así la siguiente formula:

$$Vu = Vu \text{ isostático} + 1.25 (Mni + Mnd) / Ln$$

Mni = Momento Nominal en el apoyo izquierdo, con el acero realmente colocado.

Mnd = Momento Nominal en el apoyo derecho, con el acero realmente colocado.

Para el cálculo de Vu isostático se halla con la siguiente formula:

$$Vu \text{ isostático} = 1.25 (CM + CV) \times Ln / 2$$

Tabla 132: Cortante ultima por el método de la capacidad de la viga VP-03 para sistema de losas tipo Vigacero y Firth.

	TRAMO A-B		TRAMO B-C	
	M izq	M der	M izq	M der
Mni (Ton x m)	26.06		39.80	
Mnd (Ton x m)	34.10		50.40	
Ln (m)	6.15		5.30	
1.25 (CM + CV)	4.12		5.20	
Vu (Ton)	27.42		30.45	

Como el Vu del Diseño por Capacidad como se muestra en la tabla N° 132 es más crítico que el hallado de las cinco combinaciones, se procederá a calcular el espaciamiento de los estribos de la viga VP 3:

Tabla 133: Diseño por cortante por el método de la capacidad de la viga VP-03 para sistema de losas tipo Vigacero y Firth.

	TRAMO A-B		TRAMO B-C	
	M izq	M der	M izq	M der
V u final (Ton)	27.42	27.42	30.45	30.45
Vc (Ton)	10.37	10.37	10.37	10.37
Vs (Ton)	17.05	17.05	20.08	20.08
S (esp. en cm) con estribos de 3/8	32.94	32.94	28.45	28.45

Se observa que los espaciamientos al utilizar estribos de 3/8 por el método de la capacidad soy muy grandes (ver tabla N° 133), lo cual la Norma E0.60 de Concreto Armado estipula espaciamientos mínimos:

Primer estribo a 5 cm de la cara del apoyo

Zona de confinamiento = $2d = 108$ cm, se colocará 120 cm.

Espaciamiento de estribos en zona de confinamiento = $d/4 = 13.5$ cm, se colocará estribos a 12.5 cm.

Espaciamiento de estribos fuera de la zona de confinamiento = $d/2 = 27$ cm, se colocará los estribos a 25 cm.

Control de fisuración:

Tabla 134: Control de ancho de fisuras para la viga VP-03.

CALCULO Z	
Esfuerzo del acero $f_s = 0.6f_y$	2520 kg/cm ²
Numero de barras n	2
Recubrimiento del concreto hasta el centro del acero d_c	6 cm
Ancho de la viga b	30 cm
Área efectiva de concreto a Tracción A_{ct}	180 cm ²
Parametro Z	25654 Kg/cm

Para no tener fisuraciones graves el parámetro z calculado (ver tabla N° 134) deberá ser menor o igual a 26 000 kg/cm.

Control de deflexión:

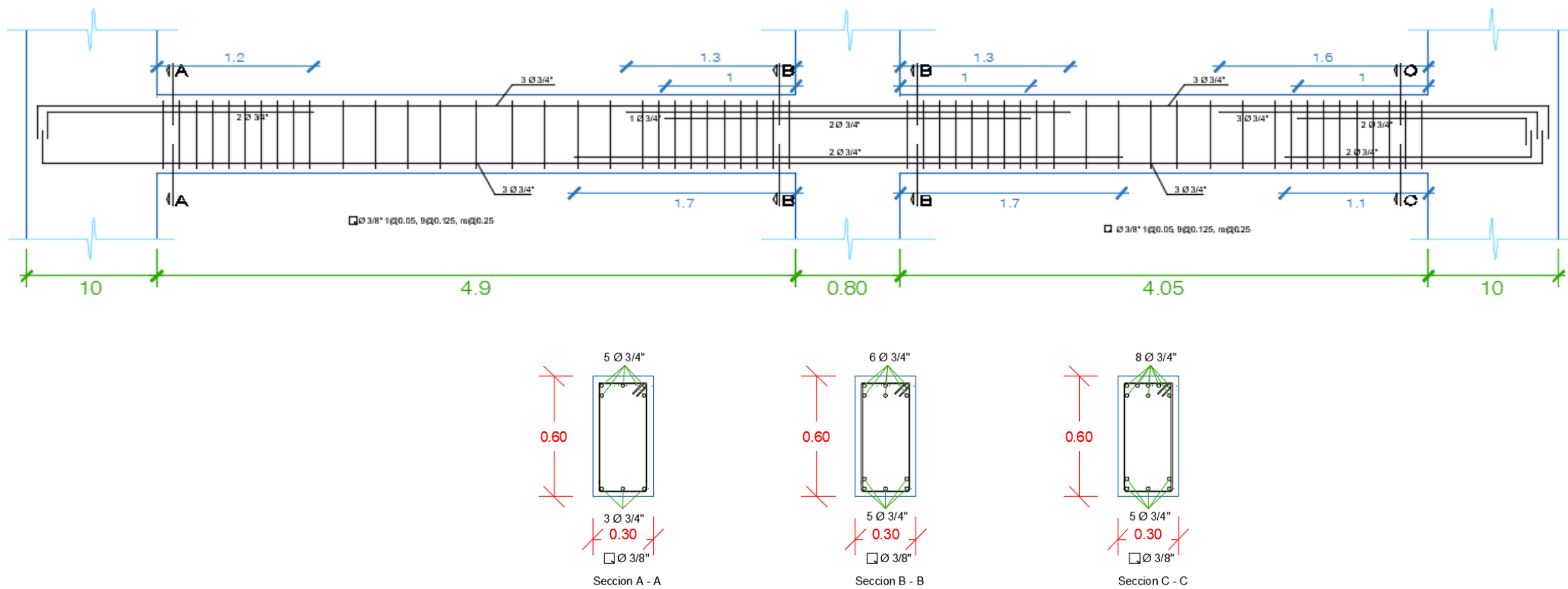
Tabla 135: Control de deflexión para la viga VP-03.

	Apoyo 1	Centro	Apoyo 2
Módulo de rotura del concreto (f_r)	29.98 kg/cm ²		
Momento de inercia de la sección bruta (I_g)	2160000 cm ⁴		
Distancia desde del eje hacia el extremo (Y_t)	30 cm	30 cm	30 cm
Momento de agrietamiento (M_{cr})	20865.60 kg-m	20865.60 kg-m	20865.60 kg-m
Momento Actuante (M_a)	30252.5 kg-m	12497.1 kg-m	34125.3 kg-m
Por lo tanto	$I_{ef} = I_{cr}$	$I_{ef} = I_{cr}$	$I_{ef} = I_{cr}$
Inercia efectiva (I_{ef})	441616.06 cm	189614.15 cm	441616.06 cm

Inercia efectiva promedio (Ief)	2160000 cm ⁴		
CALCULO DE DEFLEXION INSTANTANEA CM			
Momentos por CM	22585.8 kg-m	9330.2 kg-m	25477.1 kg-m
Deflexion Instantanea	0.028 cm		
CALCULO DE DEFLEXION INSTANTANEA 100%CV			
Momentos por 100%CV	7666.7 kg-m	3166.9 kg-m	8648.2 kg-m
Deflexion Instantanea	0.020 cm		
CALCULO DE DEFLEXION INSTANTANEA 30%CV			
Momentos por 30%CV	2300.1 kg-m	950.1 kg-m	2594.5 kg-m
Deflexion Instantanea	0.006 cm		
CALCULO DE DEFLEXION DIFERIDA			
Factor	1.88		
Deflexion diferida CM	0.053 cm		
Deflexion diferida 100%CV	0.038 cm		
Deflexion diferida 30%CV	0.011 cm		
CALCULO DE DEFLEXION QUE INTERVENDRAN			
Deflexion diferida CM	0.053 cm		
Deflexion diferida 30%CV	0.038 cm		
Deflexion Instantanea 100%CV	0.011 cm		
Deflexion Total	0.245 cm		
Deflexion Limite	1.25 cm		
CUMPLE			

Como se observa de la tabla N° 135 las deflexiones obtenidas son menores que las máximas admisibles por la norma.

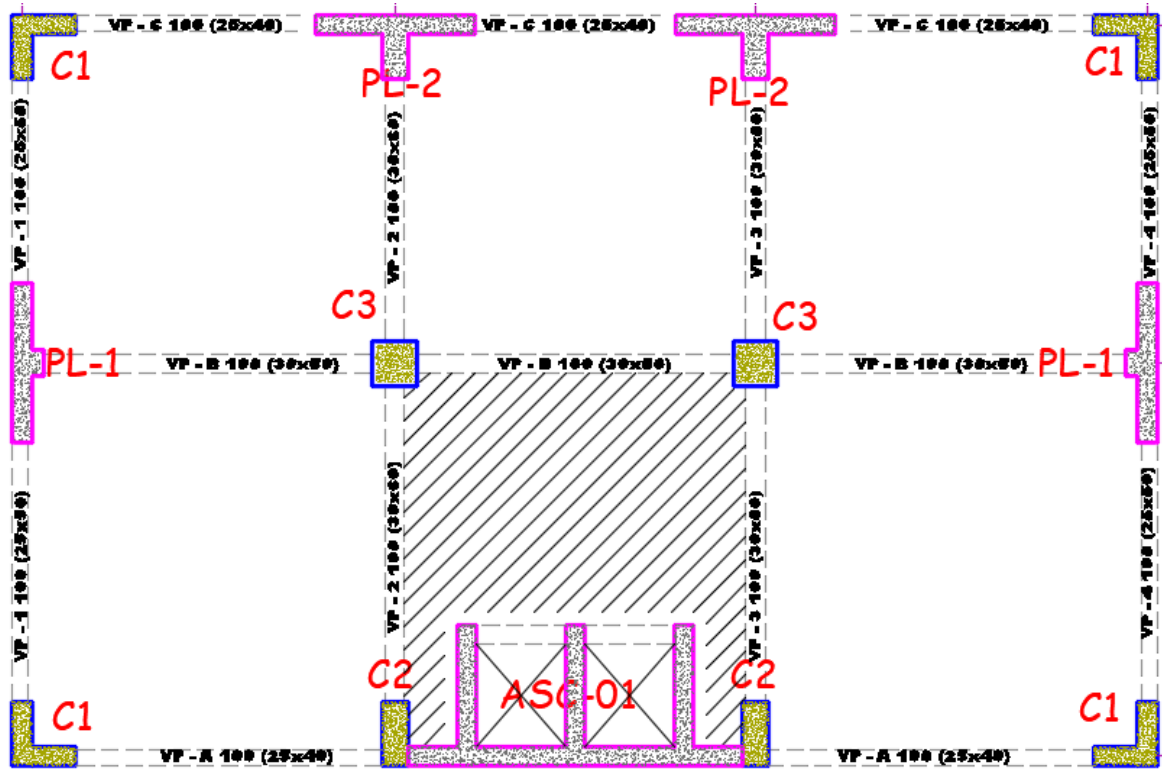
Figura 150: Detallado de acero de la VP 2 para la planta típica para el sistema de losa aligerada tipo Vigacero y Firth.



5.6.4 DISEÑO DE COLUMNA

Se toma como ejemplo la columna C3 cuadrada 0.60 x 0.60 m, como se muestra en la figura N° 151.

Figura 151: Plano de ubicación de las columnas:



Se tiene los siguientes estados de carga para la columna C3 que se muestra en la tabla N° 137.

Tabla 137: Estados de cargas para la Columna C3.

	Carga Axial	Momento 2-2	Momento 3-3
CM	210.50	0.07	0.23
CV	45.04	0.04	-0.02
CS XX	63.72	1.65	7.48
CS YY	1.58	8.62	0.39

Se realiza las respectivas combinaciones de cargas tanto para un Sismo X y un Sismo Y, que se observan en las tablas N° 138 y N° 139 respectivamente.

Tabla 138: Combinación de cargas para un sismo X.

	COMBOS	Carga Axial	Momento 2-2	Momento 3-3
	1.4CM+1.7CV	374.58	-0.16	-0.36
SIS XX POSITIVO	1.25(CM+CV)+SISXX	386.01	1.52	7.16
	1.25(CM+CV)-SISXX	258.58	-1.79	-7.80
	0.9CM+SISXX	254.96	1.59	7.27
	0.9CM-SISXX	127.53	-1.72	-7.69
SIS XX NEGATIVO	1.25(CM+CV)+SISYY	374.58	0.16	0.36
	1.25(CM+CV)-SISYY	386.01	-1.52	-7.16
	0.9CM+SISYY	258.58	1.79	7.80
	0.9CM-SISYY	254.96	-1.59	-7.27

Tabla 139: Combinación de cargas para un sismo Y.

	COMBOS	Carga Axial	Momento 2-2	Momento 3-3
	1.4CM+1.7CV	374.58	-0.16	-0.36
SIS YY POSITIVO	1.25(CM+CV)+SISYY	323.87	8.49	0.07
	1.25(CM+CV)-SISYY	320.72	-8.76	-0.70
	0.9CM+SISYY	192.81	8.56	0.18
	0.9CM-SISYY	189.67	-8.69	-0.59
SIS YY NEGATIVO	1.25(CM+CV)+SISYY	323.87	0.16	0.36
	1.25(CM+CV)-SISYY	320.72	-8.49	-0.07
	0.9CM+SISYY	192.81	8.76	0.70
	0.9CM-SISYY	189.67	-8.56	-0.18

Como se observa las solicitaciones tanto por carga axial como por momentos flectores son reducidos ya que esta columna absorbe casi nada de fuerza sísmica, ya que las placas son las que absorben estas.

Diseño por Flexocompresión:

Se considerará un acero mínimo ya que esta columna tiene esfuerzos reducidos, por lo que colocando 4 Ø1" +12 Ø3/4" es adecuada con lo cual se tendrá una cuantía de 1.11%.

Teniendo ya la cuantía y su distribución se realiza el diagrama de interacción para verificar si resiste las solicitaciones de carga axial y momentos flectores actuantes, como se muestra en las figuras N° 152 y N° 153.

Figura 152: Diagrama de Interacción de la Columna C3 para un sismo X-X:

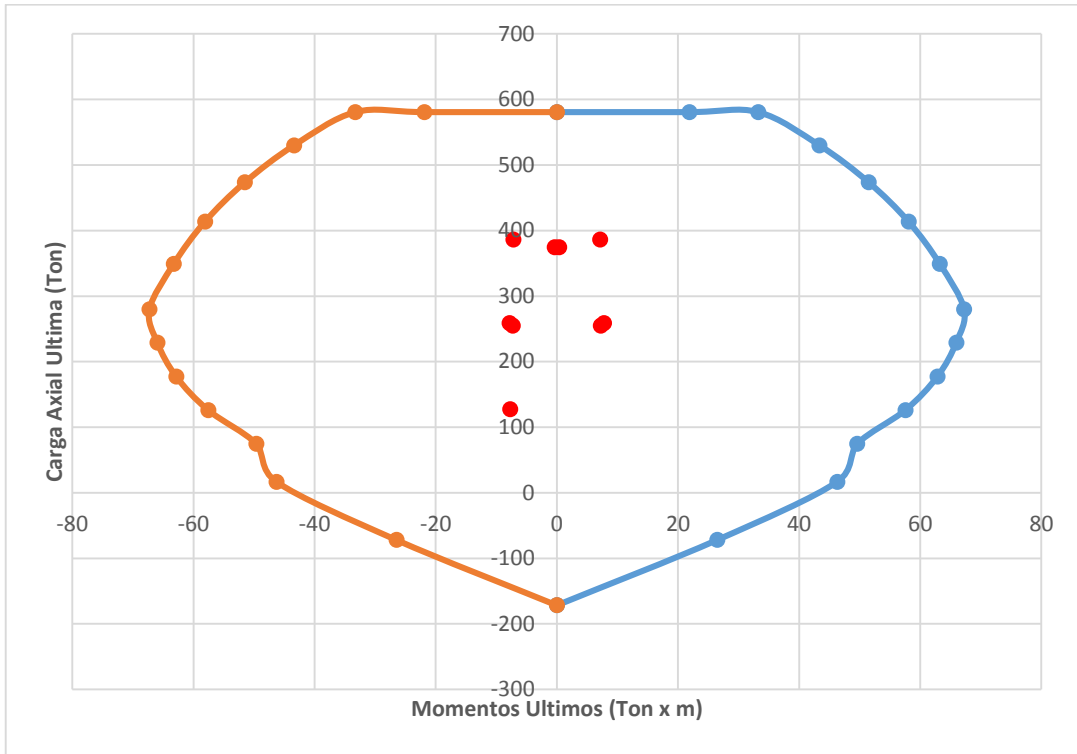
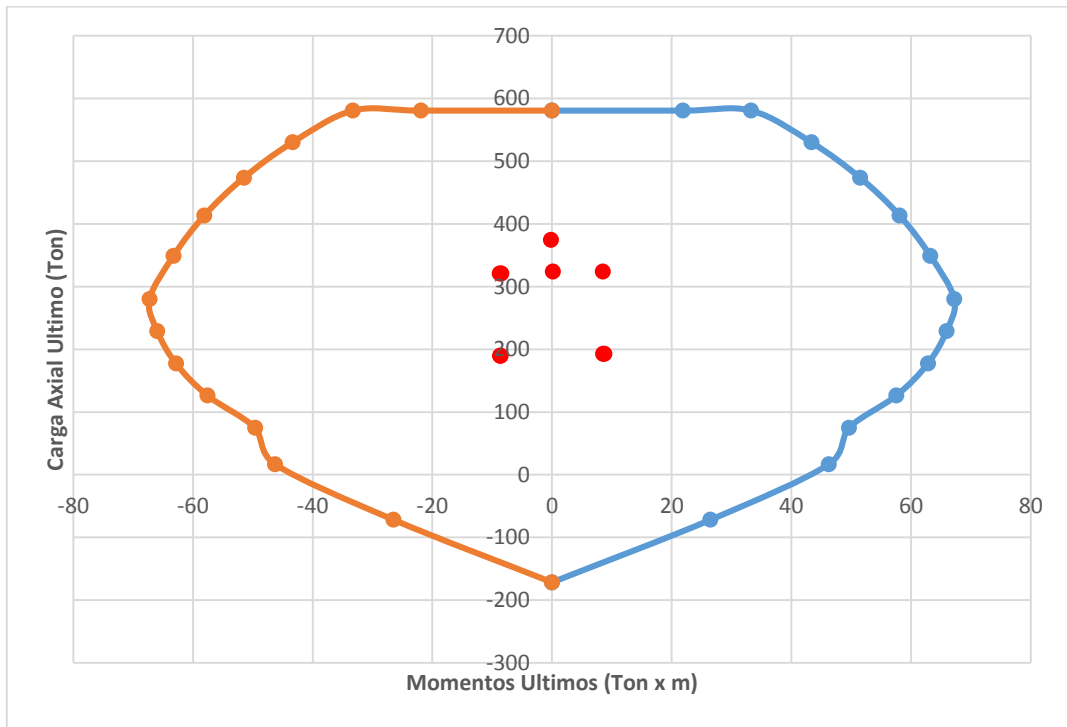


Figura 153: Diagrama de Interacción de la Columna C3 para un sismo Y-Y:



Se observa que la columna central con una distribución de acero de 4 Ø1" +12 Ø3/4" es la adecuada ya que las solicitaciones tanto de carga axial y momento flector están dentro del diagrama de interacción.

Diseño por Fuerza Cortante:

Para el diseño por fuerza cortante primero es necesario conocer el cortante ultimo critico

1. Cálculo del Vu por el Diseño de Resistencia (las 5 combinaciones), la cual se obtuvo:

$$Vu = 8.54 \text{ Ton.}$$

2. Cálculo del Vu del Diseño por Capacidad, teniendo la siguiente formula:

$$Vu = Vu \text{ isostático} + V_{\text{nominal}}$$

$$Vu \text{ isostático} = 0 \text{ (no hay cargas transversales)}$$

$$V_{\text{nominal}} = 2 M_{\text{nominal}} / l_n$$

$$\text{Dónde: } Pu = 392 \text{ Ton; } M_{\text{nominal}} = 82.6 \text{ Ton} \times \text{m; } l_n = 2.5 \text{ m}$$

$$Vu = 66.08 \text{ Ton.}$$

Por lo tanto, nuestro Vu critico es 66.08 Ton, calcularemos el espaciamiento de estribos:

$$Vc = 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d \left(1 + 0.0071 \times Pu / Ag \right)$$

$$Vc = 64.25 \text{ Ton.}$$

$$Vs = 13.49 \text{ Ton.}$$

Usando estribos de 3/8", hallamos el espaciamiento:

$$S = 30.05 \text{ cm.}$$

La normativa da espaciamientos mínimos para columnas, por lo cual se tiene:

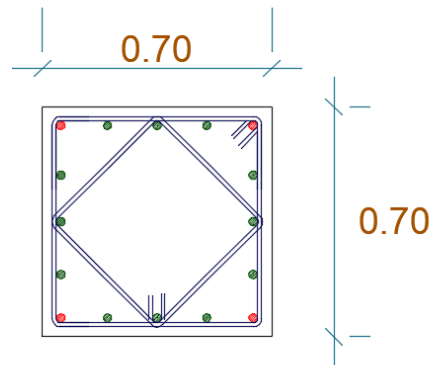
La zona de confinamiento de la columna será 70 cm.

Se colocará un estribo a 5 cm de la cara de apoyo.

Es espaciamiento en la zona de confinamiento será 10cm

Fuera de la zona de confinamiento el espaciamiento será a 25 cm.

Figura 154: Detallado de acero para la columna C3:



4Ø 1" + 12 Ø 3/4"

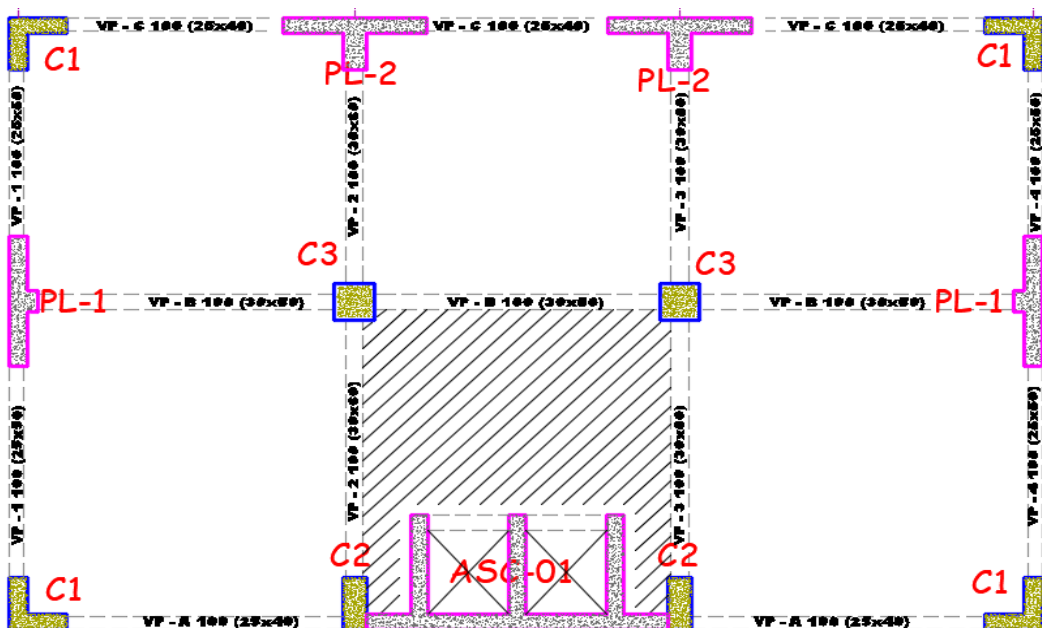
Ø 3/8" 1@ 0.05, 10@0.10, Rsto.@0.25 c/e

5.6.5 DISEÑO DE PLACAS

Se realiza el diseño de la placa PL-01 como ejemplo, según la Norma E.030 (art. 5.4) establece que, si un muro o columna absorbe una fuerza cortante horizontal mayor o igual al 30% del cortante total en dicho piso, este elemento se diseñará para el 125% de la fuerza actuante.

En este caso la placa PL-01 absorbe un 32.8% de la fuerza cortante en el piso 1. Por ende, lo diseñaremos para un 125% de la fuerza actuante.

Figura 155: Croquis de la placa PL-01:



Se calcula los estados de carga, como se muestra en la Tabla N° 140: Para luego realizar las 5 combinaciones de cargas (Ver tabla N°141 y N° 142)

Tabla 140: Estado de cargas de la Placa PL-01.

	P	M 2-2	M 3-3
CM	188.85	-0.01	4.73
CV	47.66	0.01	-0.09
SIS XX	56.87	2.98	180.92
SIS YY	43.01	0.15	345.14

Tabla 141: Combinaciones de cargas para la placa PL-01, sismo Y.

COMBINACIONES DE DISEÑO PARA UN SISMO Y-Y				
	COMBOS	P	M2	M3
	1.4CM+1.7CV	345.40	-0.02	6.48
SIS YY POSITIVO	1.25(CM+CV)+SISYY	338.64	0.14	350.98
	1.25(CM+CV)-SISYY	252.62	-0.16	-339.36
	0.9CM+SISYY	212.97	0.15	349.43
	0.9CM-SISYY	126.95	-0.16	-340.91
SIS YY NEGATIVO	1.25(CM+CV)+SISYY	338.64	0.02	-6.48
	1.25(CM+CV)-SISYY	252.62	-0.14	-350.98
	0.9CM+SISYY	212.97	0.16	339.36
	0.9CM-SISYY	126.95	-0.15	-349.43

Tabla 142: Combinaciones de cargas para la placa PL-01, sismo X.

COMBINACIONES DE DISEÑO PARA UN SISMO X-X				
	COMBOS	P	M2	M3
	1.4CM+1.7CV	345.40	-0.02	6.48
SIS XX POSITIVO	1.25(CM+CV)+SISXX	352.50	2.96	186.73
	1.25(CM+CV)-SISXX	238.76	-2.99	-175.11
	0.9CM+SISXX	226.84	2.97	185.18
	0.9CM-SISXX	113.09	-2.98	-176.66
SIS XX NEGATIVO	1.25(CM+CV)+SISYY	345.40	0.02	-6.48
	1.25(CM+CV)-SISYY	352.50	-2.96	-186.73
	0.9CM+SISYY	238.76	2.99	175.11
	0.9CM-SISYY	226.84	-2.97	-185.18

Diseño por Flexocompresión:

Para el diseño por flexocompresión es necesario tener en cuenta algunas consideraciones de la norma para poder realizar el cálculo del acero, así como se muestra en la tabla N° 143.:

Tabla 143: Diseño por flexocompresión para la Placa PL-01.

Longitud del muro (cm)	250
Espesor de la placa (cm)	30
Desplazamiento lateral inelástico (cm)	12.54
Altura total del muro (cm)	3250
Profundidad del eje neutro máximo (cm)	c máx. = 50.18
Profundidad del eje neutro del Pu (cm)	c = 58.42
Si $c > c$ máx. debe tener elementos de borde	Si necesita elementos de borde confinado
Longitud del Cabezal mínimo (cm)	40
Espaciamiento máx. de estribo en los elementos de borde $\varnothing 3/8$ " (cm)	25
As min Vertical $0.0025bh$	$\varnothing 3/8 @ 15$ cm
As min Horizontal $0.0025bh$	$\varnothing 3/8 @ 15$ cm

Se realiza el diagrama de interacción para el diseño por flexocompresión colocando núcleos de 6 $\varnothing 3/4$ " en los extremos (c-1-1) y en la parte central un núcleo de 10 $\varnothing 3/4$ " (c-1-2). El acero vertical se colocará acero en dos capas con un espaciamiento de $\varnothing 3/8 @ 175$ cm, así como se muestra en la figura N° 156. Teniendo esta distribución de acero para la placa PL-01 en el sistema Vigacero y Firth (son iguales ya que tienen las mismas sollicitaciones de carga):

Figura 156: Distribución de acero en la placa PL-01.

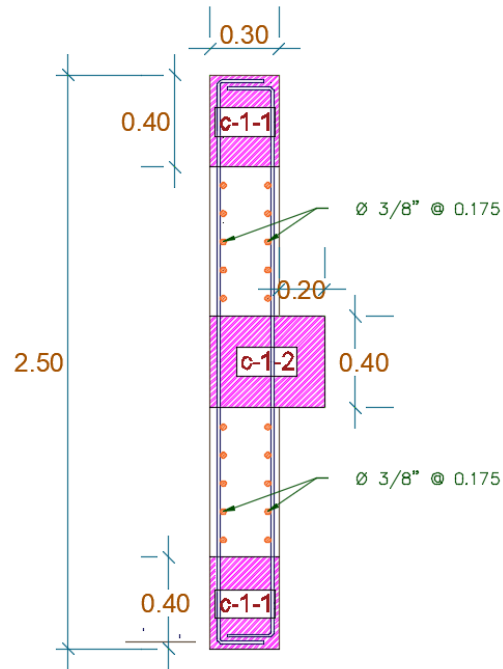


Figura 157: Diagrama de Interacción de la placa PL-01 para un sismo X-X:

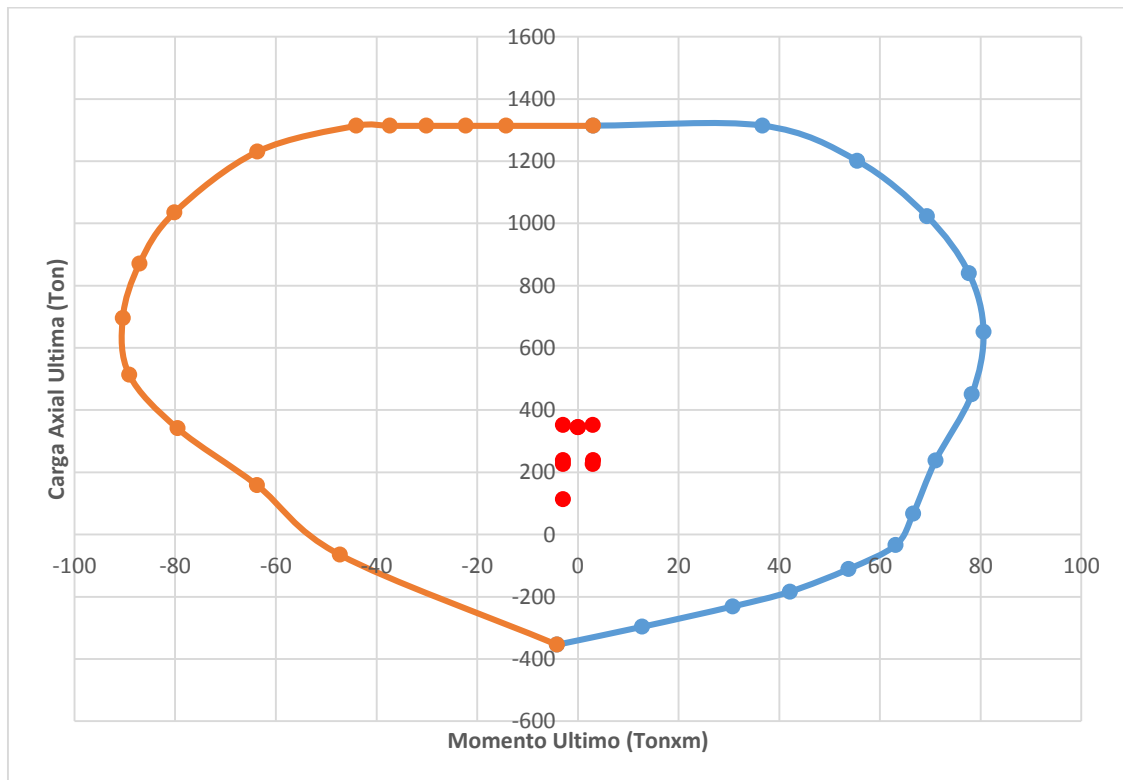
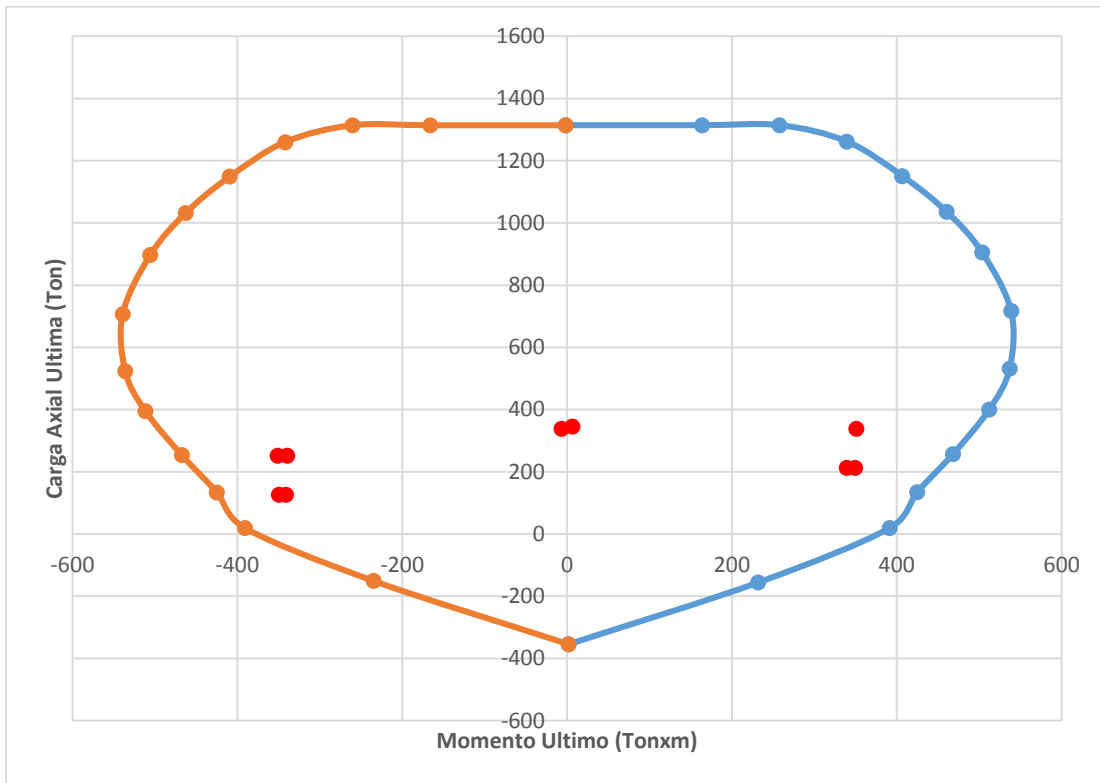


Figura 158: Diagrama de Interacción de la placa PL-01 para un sismo Y-Y:



Como se observa de los diagramas de interacción tanto para un sismo en X e Y (Ver figuras N°157 y N° 158), la placa toma más esfuerzos en un sismo Y-Y ya que tiene mayor rigidez en la dirección Y-Y, también se observa que cumplen satisfactoriamente todas las sollicitaciones en "X" y en "Y".

Diseño por Corte: en la tabla N° 144 se muestra el cálculo del diseño por corte para la placa PL-01.

Tabla 144: Diseño por Corte para la Placa PL-01.

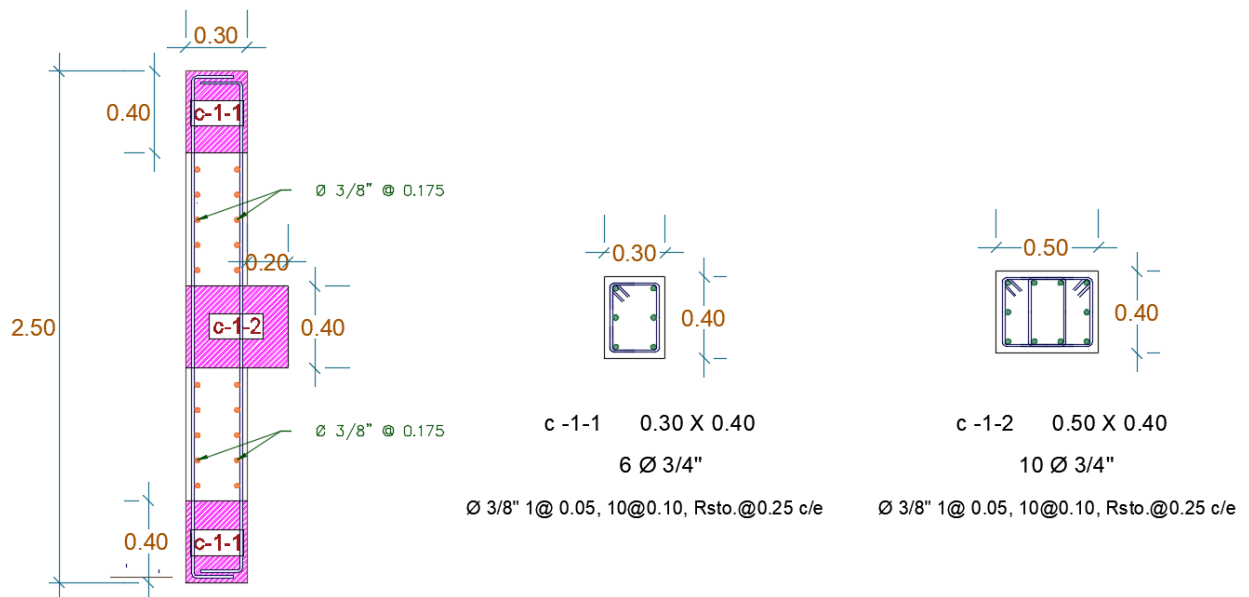
Longitud del muro (cm)	250
Espesor de la placa (cm)	30
Cortante ultimo del análisis (Ton)	92.6
Momento nominal (Ton x m)	720
Momento amplificado del análisis (Ton x m)	385.4
Cortante ultimo por capacidad (Ton)	154.1
Cortante resistente del concreto ϕV_c (Ton)	51
Cortante nominal del acero V_s (Ton)	92.8
Espaciamiento (cm) $\phi 3/8$	16.8.
S min horizontal $0.0025bh$ (cm) $\phi 3/8$	15.0

Por lo tanto, se usará 2 varillas horizontales de Ø3/8" a cada 15 cm

Caculo del Acero Vertical: se colocará la cuantía mínima que es 0.0025bh, teniendo así un refuerzo vertical mínimo de Ø3/8 a cada 25 cm.

Para el nivel del sótano hasta el 3 nivel se colocará Ø3/8 a cada 15 cm. Por lo cual se tendrá el detallado que muestra la figura N° 159.

Figura 159: Detallado de acero para la placa PL-01 sistema Vigacero-Firth:



5.6.6 DISEÑO DE CIMENTACION

Se determina que la cimentación más conveniente es una platea de cimentación, por las mismas razones de la edificación de losa aligerada tradicional (Ver figura N° 72).

1. Predimensionamiento del área de contacto:

Ya que se está diseñando una losa de cimentación, esta cubre toda el área bajo la estructura.

Peso = 2815.14 Ton (100%CM +25%CV)

A = 17.95 x 11.75 = 210.91 m².

$$q_{max, min} = \frac{P}{A} \pm \frac{Mx \cdot cx}{Iyy} \pm \frac{My \cdot cy}{Ixx}$$

Esfuerzo por cargas de gravedad:

q_{max 1} = 17.21 Ton/m² < 20 Ton/m²

Esfuerzo por cargas de gravedad y sismo en X:

q_{max 2} = 18.42 Ton/m² < 20 Ton/m²

Esfuerzo por cargas de gravedad y sismo en Y:

q_{max 3} = 17.84 Ton/m² < 20 Ton/m²

Como se observa en los 3 casos los esfuerzos de contacto son menores que la capacidad admisible (2 kg/cm²).

2. Cálculo de la reacción del terreno (qu):

qu₁ = 20.24 Ton/m²

qu₂ = 22.75 Ton/m²

qu₃ = 24.39 Ton/m²

Para el q diseño será igual al qu₂ menos el peso propio de la platea de cimentación, por lo cual es:

q diseño = 23.31 Ton/m²

3. Diseño de la losa de cimentación: La losa de cimentación se diseña como una losa maciza que trabaje en las dos direcciones ya que su relación de largo entre ancho es menor o igual que 2, como se muestra en la figura N° 160 Para el análisis de la losa se utilizará el método de diseño por coeficiente según el Joint Comitee ASCE-ACI 1940.

Figura 160: Áreas tributarias de losa de cimentación para las vigas de cimentación.

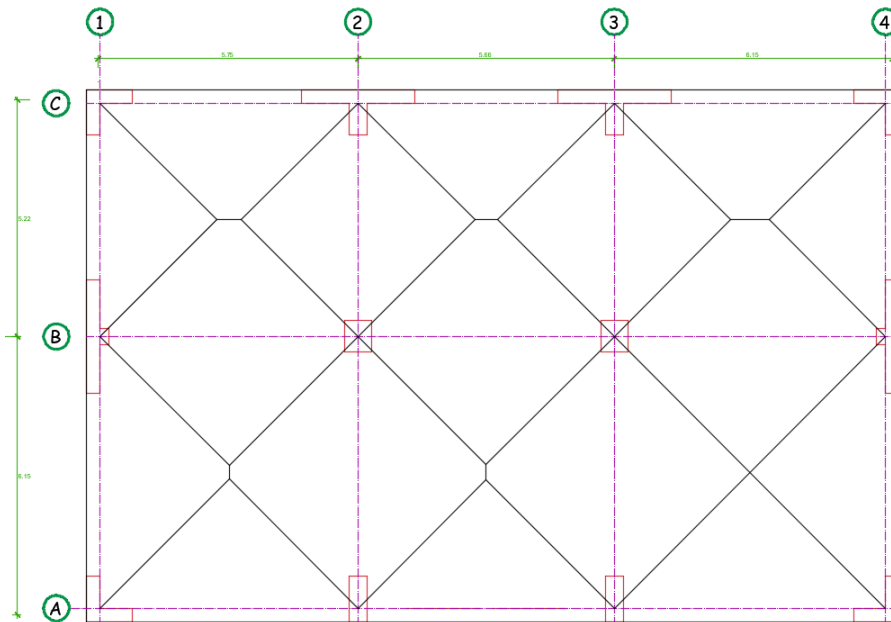


Tabla 145: Coeficiente según el Joint Comitee ASCE-ACI 1940 para losas macizas en 2 direcciones.

Momentos	Luz Corta Valor de m						Luz larga para todo m
	1.00	0.90	0.80	0.70	0.60	0.50	
Panel Interior							
Momento negativo en:							
Extremo continuo	0.033	0.040	0.048	0.055	0.063	0.083	0.033
Extremo discontinuo	-	-	-	-	-	-	-
Momento Positivo	0.025	0.030	0.036	0.041	0.047	0.062	0.025
Un extremo discontinuo							
Momento negativo en:							
Extremo continuo	0.041	0.048	0.055	0.062	0.069	0.085	0.041
Extremo discontinuo	0.021	0.024	0.027	0.031	0.035	0.042	0.021
Momento Positivo	0.031	0.036	0.041	0.047	0.052	0.064	0.031
Dos extremos discontinuos							
Momento negativo en:							
Extremo continuo	0.049	0.057	0.064	0.071	0.078	0.090	0.049
Extremo discontinuo	0.025	0.028	0.032	0.036	0.039	0.045	0.025
Momento Positivo	0.037	0.043	0.048	0.054	0.059	0.068	0.037
Tres extremos discontinuos							
Momento negativo en:							
Extremo continuo	0.058	0.066	0.074	0.082	0.090	0.098	0.058
Extremo discontinuo	0.029	0.033	0.037	0.041	0.045	0.049	0.029
Momento Positivo	0.044	0.050	0.056	0.062	0.068	0.074	0.044
Cuatro extremos discontinuos							
Momento negativo en:							
Extremo continuo	-	-	-	-	-	-	-
Extremo discontinuo	0.033	0.038	0.043	0.047	0.053	0.055	0.033
Momento Positivo	0.050	0.057	0.064	0.072	0.080	0.083	0.050

Figura 161: Momentos flectores en la dirección X-X para la losa de cimentación.

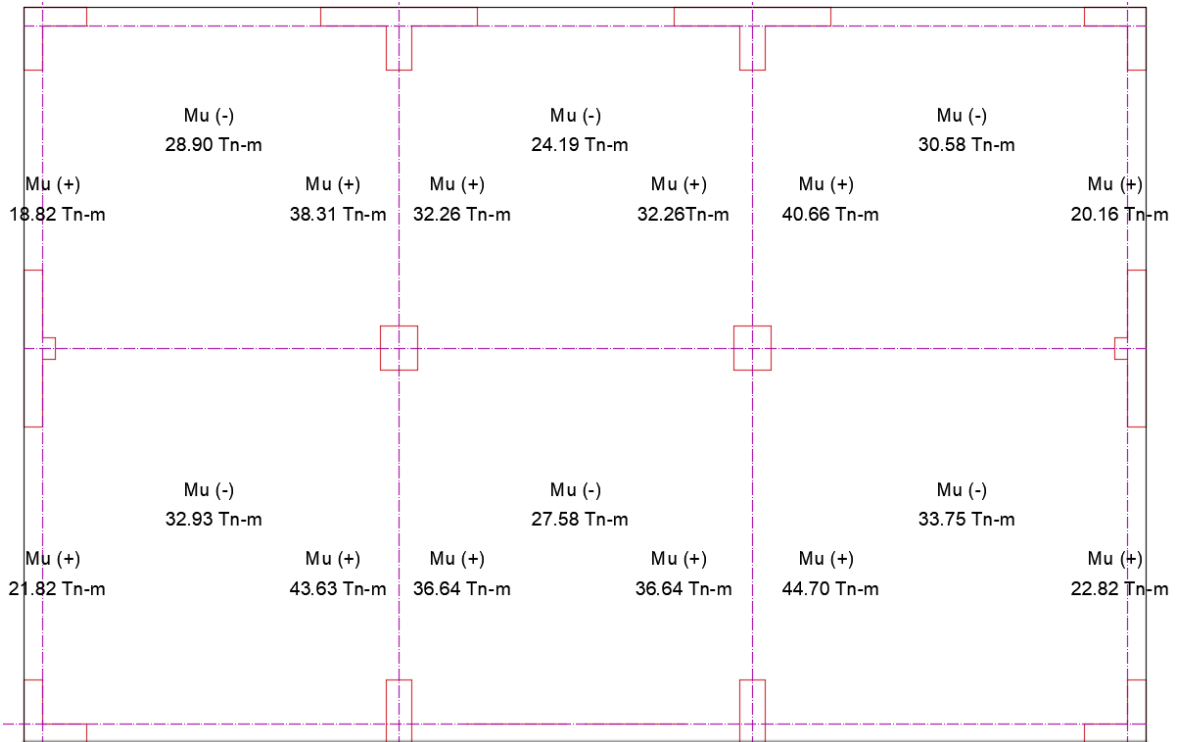
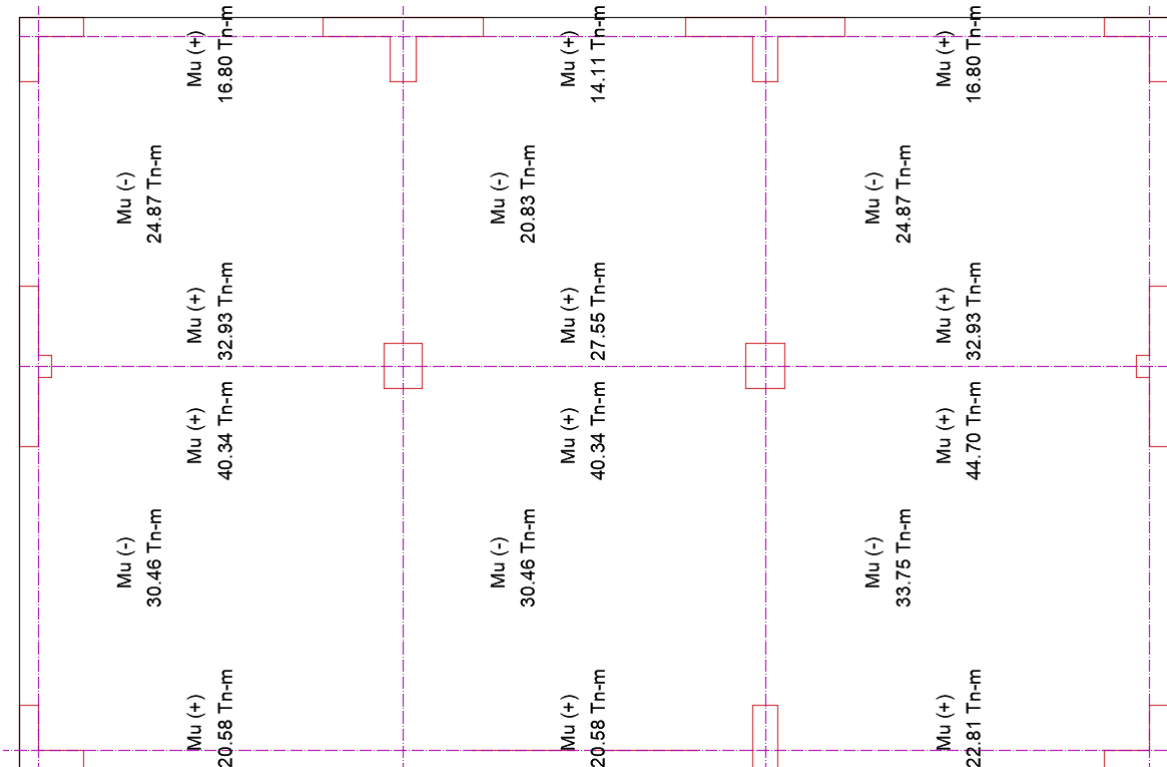


Figura 162: Momentos flectores en la dirección Y-Y para la losa de cimentación.



Diseño por flexión: Luego de obtener los momentos flectores de la losa de cimentación tanto en la dirección X e Y, se realiza el cálculo del acero y su espaciamiento como se muestra en las tablas N° 145 y N° 146.

Tabla 145: Diseño por flexión de la losa de cimentación en la dirección X.

	DIRECCION X-X								
	TRAMO 1-2			TRAMO 2-3			TRAMO 3-4		
	M izq (+)	M (-)	M der (+)	M izq (+)	M (-)	M der (+)	M izq (+)	M (-)	M der (+)
Mu (Tn-m)	19.64	29.64	39.27	32.98	24.82	32.98	40.23	30.38	20.53
b (cm)	100	100	100	100	100	100	100	100	100
d (cm)	42	42	42	42	42	42	42	42	42
As cm2 (requerido)	12.71	19.47	26.17	21.77	16.18	21.77	26.86	19.97	13.30
As min	9.45	9.45	9.45	9.45	9.45	9.45	9.45	9.45	9.45
S (cm) 1"	0.40	0.26	0.19	0.23	0.32	0.23	0.19	0.26	0.38
S (cm) 3/4"	0.22	0.15	0.11	0.13	0.18	0.13	0.11	0.14	0.21

Tabla 146: Diseño por flexión de la losa de cimentación en la dirección Y.

	DIRECCION Y-Y					
	TRAMO A-B			TRAMO B-C		
	M izq (+)	M (-)	M der (+)	M izq (+)	M (-)	M der (+)
Mu (Tn-m)	18.52	27.41	36.31	29.64	22.38	15.12
b (cm)	100	100	100	100	100	100
d (cm)	42	42	42	42	42	42
As cm2 (requerido)	11.97	17.94	24.09	19.47	14.54	9.72
As min	9.45	9.45	9.45	9.45	9.45	9.45
S (cm) 1"	0.43	0.28	0.21	0.26	0.35	0.52
S (cm) 3/4"	0.24	0.16	0.12	0.15	0.20	0.29

Diseño por corte:

La fuerza cortante Última (V_u) para una losa maciza de dos direcciones es :

$$W_u \left(\frac{L_s}{2} - d \right) \left(1.0 - 0.5 \frac{L_s}{L_l} \right)$$

$V_u = 30.01$ Ton

La capacidad del concreto a esfuerzos cortantes de la viga, ϕV_c considerando un 10% de incremento según la norma es:

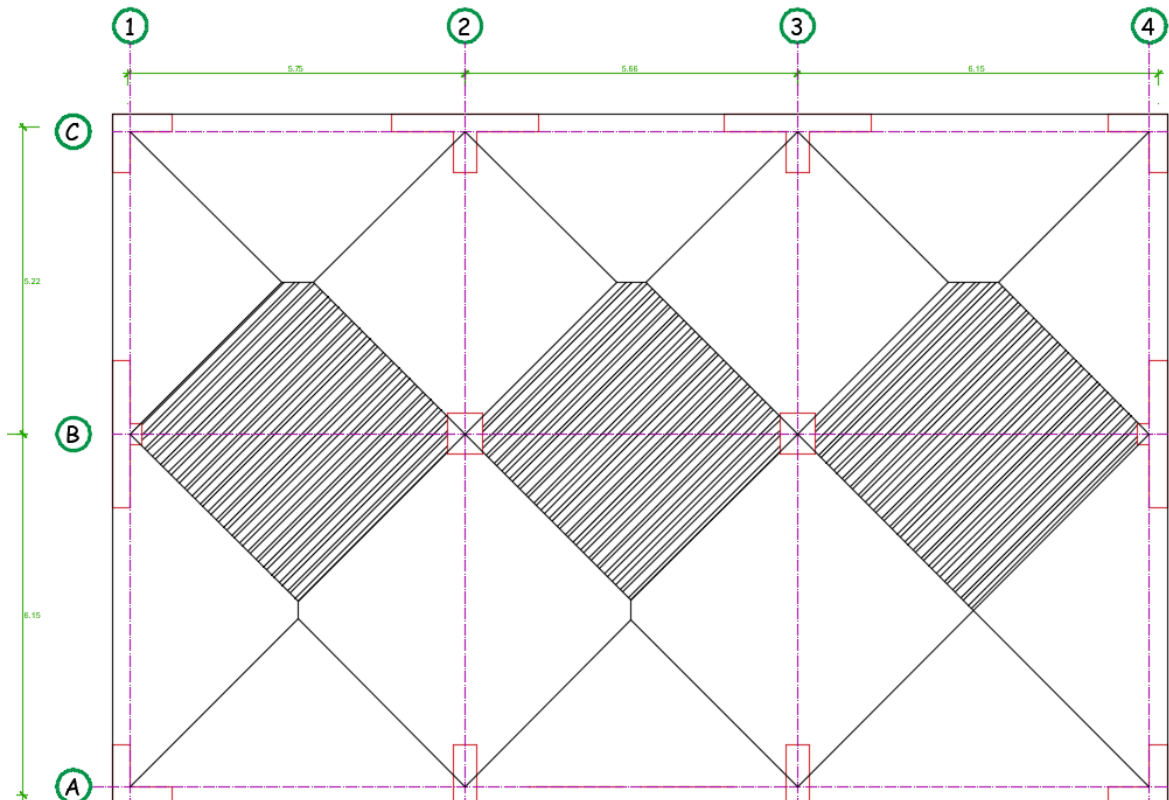
$$V_u \text{ resistente} = 1.1 \times 0.85 \times 0.53 \sqrt{280} \times 100 \times 42 = 34.83 \text{ Ton}$$

Por lo tanto, el peralte de la losa maciza es el adecuado

4. Diseño de la viga de cimentación:

El procedimiento más sencillo para el análisis de la cimentación es el de considerarla como un piso invertido. Se analizará la viga de cimentación del eje B-B, el área de influencia de carga es como se muestra en la figura N° 163.

Figura 163: Área tributaria para la viga de cimentación.



La idealización de la viga de cimentación es como la de una viga simplemente apoyada con una carga invertida, como se observa en la figura N° 164. Luego se realizó el análisis estructural para el cálculo de los diagramas de fuerza cortante y momento flector (ver figura N° 165).

Figura 164: Distribución uniforme de presión para la viga de cimentación VC-B.

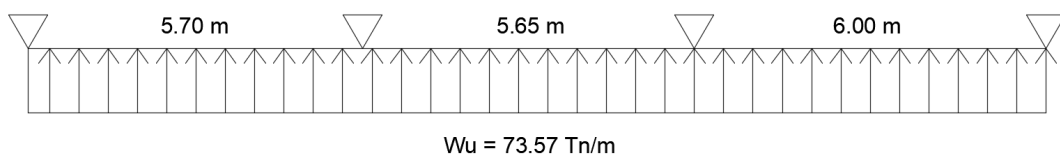
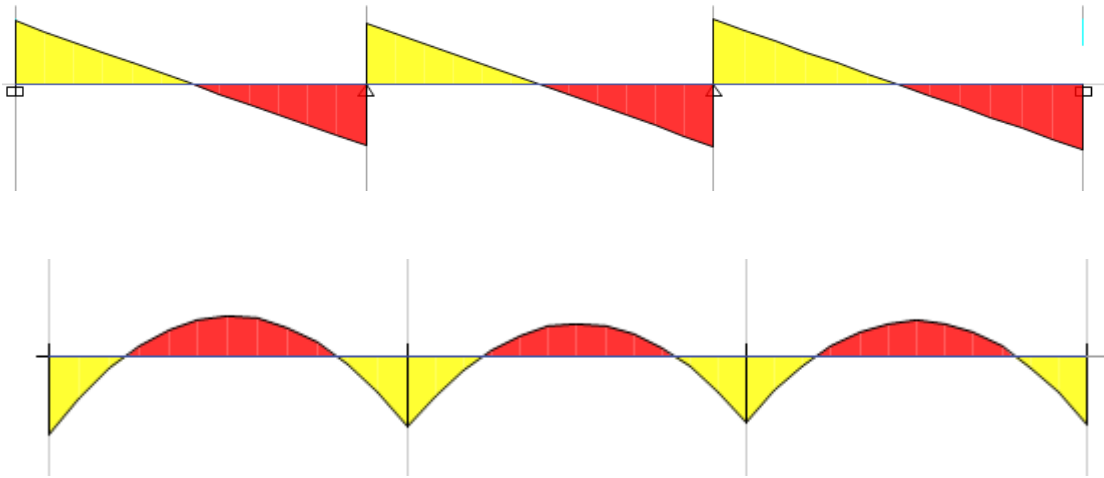


Figura 165: Diagrama de cortante y momento flector para la viga de cimentación VC-B.



Diseño por flexión:

Ya realizado el análisis estructural, se realizará el diseño del acero longitudinal de la viga de cimentación VC-2 como se muestra en la tabla N° 65.

Tabla 147: Diseño por Flexión para Viga de Cimentación VC-B.

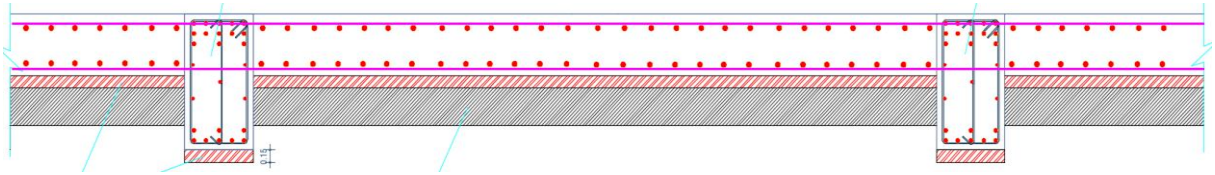
	TRAMO 1-2			TRAMO 2-3			TRAMO 3-4		
	M izq (+)	M (-)	M der (+)	M izq (+)	M (-)	M der (+)	M izq (+)	M (-)	M der (+)
Mu (Tn-m)	177.43	88.65	171.15	171.15	81.36	182.61	182.61	99.54	200.16
b (cm)	150	30	150	150	30	150	150	30	150
d (cm)	95	95	95	95	95	95	95	95	95
As cm ² (requerido)	46.01	16.4	44.20	44.20	15.4	52.56	50.42	16.4	52.4
As min	39.74	16.73	39.74	39.74	16.73	39.74	39.74	16.73	39.74
As colocado (Traccion)	9Ø1"	3Ø1"	9Ø1"	3Ø1"	9Ø1"	3Ø1"	10Ø1"		
As colocado (cm ²)	45.9	15.3	45.9	15.3	51	25.5	51.0		

Diseño por corte:

Se diseñará igual que una viga normal, por lo cual la viga de cimentación llevará también estribos.

Para este caso de viga de cimentación (ver figura) la cortante crítico está en la cara del apoyo

Figura 166: Platea de cimentación con vigas de cimentación (losa en la parte superior, viga en la parte inferior).



$$\emptyset V_n = \emptyset (V_c + V_s)$$

- $V_{u1} = 184.81 \text{ Ton}$
 $\emptyset V_c = 42.97 \text{ Ton}$
 $V_s = 166.87 \text{ Ton}$
 $S = 6.17 = 5 \text{ cm}$
 $8 @ 5\text{cm}$
- $V_{u2} = 156.01 \text{ Ton}$
 $\emptyset V_c = 42.97 \text{ Ton}$
 $V_s = 113.04 \text{ Ton}$
 $S = 7.74 = 7.5 \text{ cm}$
 $12 @ 5\text{cm}$
- $V_{u3} = 112.82 \text{ Ton}$
 $\emptyset V_c = 42.97 \text{ Ton}$
 $V_s = 69.85 \text{ Ton}$
 $S = 17.84 = 17.5 \text{ cm}$
 $\text{Resto} @ 17.5\text{cm}$

Estribos $\emptyset \frac{1}{2}$ ", 8 @ 5cm, 12 @ 7.5 cm resto @ 17.5 cm.

5.6.7 DISEÑO DE MURO DE SOTANO

Para diseñar el muro de sótano se tiene las siguientes consideraciones:

Peso unitario = 2 Ton/m³

Angulo de fricción interna = 38°

Coefficiente de fricción = 0.30

Capacidad portante = 20 Ton/m²

Cargas Actuantes:

Empuje del suelo:

$$E = 0.65 Ca \times W \times H$$

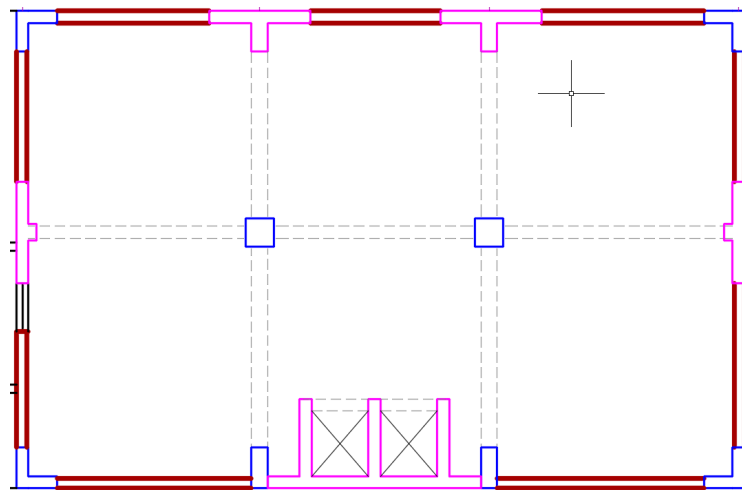
$$E = 0.65 \times 0.24 \times 2 \times 3.2 = 1.02 \text{ Ton/m}$$

Empuje por la sobrecarga:

$$Es = Ca \times Ws = 0.24 \times 1 = 0.24 \text{ Ton/m}$$

Carga ultima = 2.14 Ton/m

Figura 167: Planta del sótano, muros de sótano.



El muro de sótano tendrá un comportamiento bidireccional ya que la relación de luz menor y luz mayor es menor a 2. Por lo cual se diseñará como una losa maciza de dos direcciones y utilizaremos el método de coeficientes según el Joint Comitee ASCE-ACI 1940 para losas bidireccionales, como se observa la tabla N°148.

Tabla 148: Coeficiente según el Joint Comitee ASCE-ACI 1940 para losas macizas en 2 direcciones.

Momentos	Luz Corta						Luz larga para todo m
	Valor de m						
	1.00	0.90	0.80	0.70	0.60	0.50	
Panel Interior							
Momento negativo en:							
Extremo continuo	0.033	0.040	0.048	0.055	0.063	0.083	0.033
Extremo discontinuo	-	-	-	-	-	-	-
Momento Positivo	0.025	0.030	0.036	0.041	0.047	0.062	0.025
Un extremo discontinuo							
Momento negativo en:							
Extremo continuo	0.041	0.048	0.055	0.062	0.069	0.085	0.041
Extremo discontinuo	0.021	0.024	0.027	0.031	0.035	0.042	0.021
Momento Positivo	0.031	0.036	0.041	0.047	0.052	0.064	0.031
Dos extremos discontinuos							
Momento negativo en:							
Extremo continuo	0.049	0.057	0.064	0.071	0.078	0.090	0.049
Extremo discontinuo	0.025	0.028	0.032	0.036	0.039	0.045	0.025
Momento Positivo	0.037	0.043	0.048	0.054	0.059	0.068	0.037
Tres extremos discontinuos							
Momento negativo en:							
Extremo continuo	0.058	0.066	0.074	0.082	0.090	0.098	0.058
Extremo discontinuo	0.029	0.033	0.037	0.041	0.045	0.049	0.029
Momento Positivo	0.044	0.050	0.056	0.062	0.068	0.074	0.044
Cuatro extremos discontinuos							
Momento negativo en:							
Extremo continuo	-	-	-	-	-	-	-
Extremo discontinuo	0.033	0.038	0.043	0.047	0.053	0.055	0.033
Momento Positivo	0.050	0.057	0.064	0.072	0.080	0.083	0.050

DISEÑO POR FLEXION: Para el diseño por los momentos flectores generados en el muro de sótano se realiza la tabla N° 149 para el cálculo del acero y el espaciamiento.

Tabla 149: Diseño por flexión para el muro de sótano.

	Dirección X-X			Dirección Y-Y		
	(-)	(+)	(-)	(-)	(+)	(-)
Mu (Ton-m)	0.93	0.11	0.93	1.56	1.03	-
1.3 Mu (Ton-m)	1.21	0.15	1.21	2.03	1.34	-
b	100	100	100	100	100	100
d	24	27	24	24	27	24
p	0.0006	0.001	0.0006	0.0008	0.0006	0.0006
As requerido (cm ²)	1.44	0.27	1.44	2.16	1.62	1.44
AS mínimo (cm ²)	6	6	6	4.5	4.5	4.5
As colocado (cm ²)	1/2 @ 20 cm	1/2 @ 20 cm	1/2 @ 20 cm	1/2 @ 25 cm	1/2 @ 25 cm	1/2 @ 25 cm

CONTROL DE RAJADURAS:

Luego de realizar el diseño por flexión del muro del sótano, se realiza el cálculo de ancho de rajaduras como se muestra en la tabla N° 158, para verificar que no sobrepase el ancho máximo de fisura

Tabla 150: Control de deflexión para la viga VP-03.

Esfuerzo del acero (f_s)	2520 Kg/cm ²
Area efectiva (Act)	300 cm ²
Parámetro (Z)	746.5

Por lo tanto, $Z = 746.5 < 17000$ (Cumple con el máximo ancho de fisuras de 0.02 cm) Parámetro

CAPITULO VI

METRADO Y PRESUPUESTO

6.1 ASPECTOS GENERALES

Se presenta el metrado, presupuesto y ratios para cada tipo de sistema de losa aligerada. El presupuesto se realizó tomando como referencia los precios del mercado actual. Se usará concreto premezclado, encofrado de madera, acero tradicional, viguetas prefabricadas de acero estructural galvanizado para el sistema Vigacero y viguetas prefabricados para el sistema Firth.

6.2 METRADOS

De la lectura de los planos hallamos el metrado correspondiente al acero, concreto y encofrado para cada sistema de losas aligeradas aligerada:

- Losa aligerada tradicional
- Losa aligerada de vigueta prefabricada tipo Vigacero.
- Losa aligerada de vigueta prefabricada tipo Firth.

6.2.1 METRADO CON EL SISTEMA TRADICIONAL

ELEMENTO	METRADO	UNIDAD
Losa de Cimentacion		
Concreto premezclado f'c = 210 kg/cm ²	85.60	m ³
Acero fy = 4200 kg/cm ²	13426.70	kg
Viga de Cimentacion		
Concreto premezclado f'c = 210 kg/cm ²	32.83	m ³
Acero fy = 4200 kg/cm ²	5642.52	kg
Muro de Contencion		
Concreto premezclado f'c = 210 kg/cm ²	36.08	m ³
Encofrado y desencofrado	109.50	m ²
Acero fy = 4200 kg/cm ²	1421.82	kg
Columnas		
Concreto premezclado f'c = 280 kg/cm ²	37.81	m ³
Concreto premezclado f'c = 210 kg/cm ²	82.20	m ³
Encofrado y desencofrado	141.18	m ²
Acero fy = 4200 kg/cm ²	15384.04	kg
Placas		
Concreto premezclado f'c = 280 kg/cm ²	64.49	m ³
Concreto premezclado f'c = 210 kg/cm ²	273.39	m ³
Encofrado y desencofrado	264.3	m ²
Acero fy = 4200 kg/cm ²	19867.05	kg
Vigas		
Concreto premezclado f'c = 210 kg/cm ²	186.78	m ³
Encofrado y desencofrado	115.57	m ²
Acero fy = 4200 kg/cm ²	36676.50	kg
Losa Aligerada Sistema Tradicional		
Concreto premezclado f'c = 210 kg/cm ²	198.90	m ³
Encofrado y desencofrado	2386.30	m ²
Acero fy = 4200 kg/cm ²	10704.40	kg
Ladrillo de arcilla 0.30x0.30x0.20	16900	und
Losa Maciza		
Concreto premezclado f'c = 210 kg/cm ²	61.66	m ³
Encofrado y desencofrado	270.53	m ²
Acero fy = 4200 kg/cm ²	1940.82	kg

6.2.2 METRADO CON EL SISTEMA VIGACERO

ELEMENTO	METRADO	UNIDAD
Losa de Cimentacion		
Concreto premezclado f'c = 210 kg/cm ²	85.60	m ³
Acero fy = 4200 kg/cm ²	11545.50	kg
Viga de Cimentacion		
Concreto premezclado f'c = 210 kg/cm ²	32.83	m ³
Acero fy = 4200 kg/cm ²	4915.2	kg
Muro de Contencion		
Concreto premezclado f'c = 210 kg/cm ²	36.08	m ³
Encofrado y desencofrado	109.50	m ²
Acero fy = 4200 kg/cm ²	1421.82	kg
Columnas		
Concreto premezclado f'c = 280 kg/cm ²	37.81	m ³
Concreto premezclado f'c = 210 kg/cm ²	82.20	m ³
Encofrado y desencofrado	141.18	m ²
Acero fy = 4200 kg/cm ²	13427.50	kg
Placas		
Concreto premezclado f'c = 280 kg/cm ²	64.49	m ³
Concreto premezclado f'c = 210 kg/cm ²	273.39	m ³
Encofrado y desencofrado	264.3	m ²
Acero fy = 4200 kg/cm ²	18542.52	kg
Vigas		
Concreto premezclado f'c = 210 kg/cm ²	186.78	m ³
Encofrado y desencofrado	115.57	m ²
Acero fy = 4200 kg/cm ²	33985.32	kg
Losa Aligerada Sistema Vigacero		
Concreto premezclado f'c = 210 kg/cm ²	129.23	m ³
Vigueta Prefabricada Vigacero (@0.84m)	2601.17	ml
Puntales	572.00	m ²
Acero fy = 4200 kg/cm ² (negativo)	1874.60	kg
Caseton EPS 2.0m x0.75mx0.20m con cola Milano	1248.00	und
Losa Maciza		
Concreto premezclado f'c = 210 kg/cm ²	61.66	m ³
Encofrado y desencofrado	270.53	m ²
Acero fy = 4200 kg/cm ²	1940.82	kg

6.2.3 METRADO CON EL SISTEMA FIRTH

ELEMENTO	METRADO	UNIDAD
Losa de Cimentacion		
Concreto premezclado f'c = 210 kg/cm ²	85.60	m ³
Acero fy = 4200 kg/cm ²	11545.50	kg
Viga de Cimentacion		
Concreto premezclado f'c = 210 kg/cm ²	32.83	m ³
Acero fy = 4200 kg/cm ²	4915.2	kg
Muro de Contencion		
Concreto premezclado f'c = 210 kg/cm ²	36.08	m ³
Encofrado y desencofrado	109.50	m ²
Acero fy = 4200 kg/cm ²	1421.82	kg
Columnas		
Concreto premezclado f'c = 280 kg/cm ²	37.81	m ³
Concreto premezclado f'c = 210 kg/cm ²	82.20	m ³
Encofrado y desencofrado	141.18	m ²
Acero fy = 4200 kg/cm ²	13427.50	kg
Placas		
Concreto premezclado f'c = 280 kg/cm ²	64.49	m ³
Concreto premezclado f'c = 210 kg/cm ²	273.39	m ³
Encofrado y desencofrado	264.3	m ²
Acero fy = 4200 kg/cm ²	18542.52	kg
Vigas		
Concreto premezclado f'c = 210 kg/cm ²	186.78	m ³
Encofrado y desencofrado	115.57	m ²
Acero fy = 4200 kg/cm ²	33985.32	kg
Losa Aligerada Sistema Firth		
Concreto premezclado f'c = 210 kg/cm ²	100.80	m ³
Vigueta Prefabricada Firth (@0.50m) L=5.70m	221.00	und
Vigueta Prefabricada Firth (@0.50m) L=5.45m	104.00	und
Vigueta Prefabricada Firth (@0.50m) L=6.00m	221.00	und
Puntales	1024.00	m ²
Acero fy = 4200 kg/cm ² (negativo)	3680.42	kg
Caseton EPS 2.0m x0.75mx0.20m con cola Milano	2496.00	und
Losa Maciza		
Concreto premezclado f'c = 210 kg/cm ²	61.66	m ³
Encofrado y desencofrado	270.53	m ²
Acero fy = 4200 kg/cm ²	1940.82	kg

6.3 PRESUPUESTO DE LA ESTRUCTURA DE LA EDIFICACION

El presupuesto se ha calculado en base al metrado y los costos unitarios de las partidas. Los precios de las partidas se considera los rendimientos de mano de obra y costo de material con información actual del mercado

6.3.1 PRESUPUESTO CON EL SISTEMA TRADICIONAL

DESCRIPCION	CANTIDAD	Unid.	P. UNIT. (S/.)	PARCIAL (S/.)	
Losa de Cimentación					
Concreto premezclado f'c = 280 kg/cm ²	85.60	m ³	S/282.60	S/24,190.56	
Acero fy = 4200 kg/cm ²	13426.70	kg	S/3.59	S/48,201.85	S/72,392.41
Viga de Cimentación					
Concreto premezclado f'c = 210 kg/cm ²	32.83	m ³	S/259.38	S/8,515.45	
Acero fy = 4200 kg/cm ²	5642.52	kg	S/3.59	S/20,256.65	S/28,772.09
Muro de Contención					
Concreto premezclado f'c = 280 kg/cm ²	36.08	m ³	S/259.38	S/9,357.91	
Encofrado y desencofrado	109.50	m ²	S/24.58	S/2,691.51	
Acero fy = 4200 kg/cm ²	1421.82	kg	S/3.50	S/4,976.37	S/17,025.79
Columnas					
Concreto premezclado f'c = 280 kg/cm ²	37.81	m ³	S/282.60	S/10,685.67	
Concreto premezclado f'c = 210 kg/cm ²	82.20	m ³	S/259.38	S/21,321.04	
Encofrado y desencofrado	141.18	m ²	S/30.15	S/4,256.58	
Acero fy = 4200 kg/cm ²	15384.04	kg	S/3.59	S/55,228.70	S/91,491.99
Placas					
Concreto premezclado f'c = 280 kg/cm ²	64.49	m ³	S/282.60	S/18,225.44	
Concreto premezclado f'c = 210 kg/cm ²	273.39	m ³	S/259.38	S/70,911.90	
Encofrado y desencofrado	264.3	m ²	S/36.00	S/9,514.80	
Acero fy = 4200 kg/cm ²	19867.05	kg	S/3.50	S/69,534.68	S/168,186.81
Vigas					
Concreto premezclado f'c = 210 kg/cm ²	186.78	m ³	S/259.38	S/48,446.35	
Encofrado y desencofrado	115.57	m ²	S/34.60	S/3,998.72	
Acero fy = 4200 kg/cm ²	36676.50	kg	S/3.76	S/137,903.64	S/190,348.71
Losa Aligerada Sistema Tradicional					
Concreto premezclado f'c = 210 kg/cm ²	198.90	m ³	S/259.38	S/51,590.68	
Encofrado y desencofrado	2386.30	m ²	S/41.06	S/97,981.48	
Acero fy = 4200 kg/cm ²	10704.40	kg	S/3.44	S/36,823.14	
Ladrillo de arcilla 0.30x0.30x0.20	16900	und	S/2.54	S/42,926.00	S/229,321.30
Losa Maciza					
Concreto premezclado f'c = 210 kg/cm ²	61.66	m ³	S/259.38	S/15,993.11	
Encofrado y desencofrado	270.53	m ²	S/45.11	S/12,203.61	
Acero fy = 4200 kg/cm ²	1940.82	kg	S/3.59	S/6,967.54	S/35,164.26
COSTO DIRECTO					S/832,703.37

6.3.2 PRESUPUESTO CON EL SISTEMA VIGACERO

DESCRIPCION	CANTIDAD	Unid	P. UNIT. (S/.)	PARCIAL (S/.)	
Losa de Cimentación					
Concreto premezclado f'c = 280 kg/cm ²	85.60	m ³	S/282.60	S/24,190.56	
Acero fy = 4200 kg/cm ²	10545.50	kg	S/3.59	S/37,858.35	S/62,048.91
Viga de Cimentación					
Concreto premezclado f'c = 210 kg/cm ²	32.83	m ³	S/259.38	S/8,515.45	
Acero fy = 4200 kg/cm ²	4115.2	kg	S/3.59	S/14,773.57	S/23,289.01
Muro de Contención					
Concreto premezclado f'c = 280 kg/cm ²	36.08	m ³	S/259.38	S/9,357.91	
Encofrado y desencofrado	109.50	m ²	S/24.58	S/2,691.51	
Acero fy = 4200 kg/cm ²	1421.82	kg	S/3.50	S/4,976.37	S/17,025.79
Columnas					
Concreto premezclado f'c = 280 kg/cm ²	37.81	m ³	S/282.60	S/10,685.67	
Concreto premezclado f'c = 210 kg/cm ²	82.20	m ³	S/259.38	S/21,321.04	
Encofrado y desencofrado	141.18	m ²	S/30.15	S/4,256.58	
Acero fy = 4200 kg/cm ²	13427.50	kg	S/3.59	S/48,204.73	S/84,468.01
Placas					
Concreto premezclado f'c = 280 kg/cm ²	64.49	m ³	S/282.60	S/18,225.44	
Concreto premezclado f'c = 210 kg/cm ²	273.39	m ³	S/259.38	S/70,911.90	
Encofrado y desencofrado	264.3	m ²	S/36.00	S/9,514.80	
Acero fy = 4200 kg/cm ²	18542.52	kg	S/3.50	S/64,898.82	S/163,550.96
Vigas					
Concreto premezclado f'c = 210 kg/cm ²	186.78	m ³	S/259.38	S/48,446.35	
Encofrado y desencofrado	115.57	m ²	S/34.60	S/3,998.72	
Acero fy = 4200 kg/cm ²	33985.32	kg	S/3.76	S/127,784.80	S/180,229.87
Losa Aligerada Sistema Tradicional					
Concreto premezclado f'c = 210 kg/cm ²	129.23	m ³	S/259.38	S/33,519.68	
Vigueta Prefabricada Vigacero (@0.84m)	2601.17	ml	S/32.60	S/84,798.14	
Puntales	572.00	m ²	S/7.11	S/4,066.92	
Acero fy = 4200 kg/cm ² (negativo)	1874.60	kg	S/3.44	S/6,448.62	
Caseton EPS 2.0m x0.75mx0.20m con cola Milano	1248.00	und	S/38.75	S/48,360.00	S/177,193.36
Losa Maciza					
Concreto premezclado f'c = 210 kg/cm ²	61.66	m ³	S/259.38	S/15,993.11	
Encofrado y desencofrado	270.53	m ²	S/45.11	S/12,203.61	
Acero fy = 4200 kg/cm ²	1940.82	kg	S/3.59	S/6,967.54	S/35,164.26
				COSTO DIRECTO	S/742,970.18

6.3.3 PRESUPUESTO CON EL SISTEMA FIRTH

DESCRIPCION	CANTIDAD	Unid.	P. UNIT. (S/.)	PARCIAL (S/.)	
Losa de Cimentación					
Concreto premezclado f'c = 280 kg/cm ²	85.60	m ³	S/282.60	S/24,190.56	
Acero fy = 4200 kg/cm ²	10545.50	kg	S/3.59	S/37,858.35	S/62,048.91
Viga de Cimentación					
Concreto premezclado f'c = 210 kg/cm ²	32.83	m ³	S/259.38	S/8,515.45	
Acero fy = 4200 kg/cm ²	4215.2	kg	S/3.59	S/15,132.57	S/23,648.01
Muro de Contención					
Concreto premezclado f'c = 280 kg/cm ²	36.08	m ³	S/259.38	S/9,357.91	
Encofrado y desencofrado	109.50	m ²	S/24.58	S/2,691.51	
Acero fy = 4200 kg/cm ²	1421.82	kg	S/3.50	S/4,976.37	S/17,025.79
Columnas					
Concreto premezclado f'c = 280 kg/cm ²	37.81	m ³	S/282.60	S/10,685.67	
Concreto premezclado f'c = 210 kg/cm ²	82.20	m ³	S/259.38	S/21,321.04	
Encofrado y desencofrado	141.18	m ²	S/30.15	S/4,256.58	
Acero fy = 4200 kg/cm ²	14427.50	kg	S/3.59	S/51,794.73	S/88,058.01
Placas					
Concreto premezclado f'c = 280 kg/cm ²	64.49	m ³	S/282.60	S/18,225.44	
Concreto premezclado f'c = 210 kg/cm ²	273.39	m ³	S/259.38	S/70,911.90	
Encofrado y desencofrado	264.3	m ²	S/36.00	S/9,514.80	
Acero fy = 4200 kg/cm ²	18542.52	kg	S/3.50	S/64,898.82	S/163,550.96
Vigas					
Concreto premezclado f'c = 210 kg/cm ²	186.78	m ³	S/259.38	S/48,446.35	
Encofrado y desencofrado	115.57	m ²	S/34.60	S/3,998.72	
Acero fy = 4200 kg/cm ²	34985.32	kg	S/3.76	S/131,544.80	S/183,989.87
Losa Aligerada Sistema Firth					
Concreto premezclado f'c = 210 kg/cm ²	100.80	m ³	S/259.38	S/26,145.50	
Vigueta Prefabricada Firth (@0.50m) L=5.70m	221.00	und	S/120.00	S/26,520.00	
Vigueta Prefabricada Firth (@0.50m) L=5.45m	104.00	und	S/130.00	S/13,520.00	
Vigueta Prefabricada Firth (@0.50m) L=6.00m	221.00	und	S/140.00	S/30,940.00	
Puntales	1024.00	m ²	S/7.11	S/7,280.64	
Acero fy = 4200 kg/cm ² (negativo)	3680.42	kg	S/3.44	S/12,660.64	
Caseton EPS 2.0m x0.75mx0.20m con cola Milano	2496.00	und	S/38.75	S/96,720.00	S/213,786.79
Losa Maciza					
Concreto premezclado f'c = 210 kg/cm ²	61.66	m ³	S/259.38	S/15,993.11	
Encofrado y desencofrado	270.53	m ²	S/45.11	S/12,203.61	
Acero fy = 4200 kg/cm ²	1940.82	kg	S/3.59	S/6,967.54	S/35,164.26
				COSTO DIRECTO	S/787,272.60

6.4 RATIOS DE LOS DIFERENTES SISTEMAS

Tabla 151: Control de deflexión para la viga VP-03.

RATIO DEL COSTO DIRECTO DE ESTRUCTURAS PARA EL SISTEMA TRADICIONAL	
Costo directo de estructuras	S/832,703.37
Área techada del edificio (m2)	2741.86
Costo directo por m2 de área techada	S/303.70

Tabla 152: Control de deflexión para la viga VP-03.

RATIO DEL COSTO DIRECTO DE ESTRUCTURAS PARA EL SISTEMA VIGACERO	
Costo directo de estructuras	S/742,970.18
Área techada del edificio (m2)	2741.86
Costo directo por m2 de área techada	S/270.97

Tabla 153: Control de deflexión para la viga VP-03.

RATIO DEL COSTO DIRECTO DE ESTRUCTURAS PARA EL SISTEMA FIRTH	
Costo directo de estructuras	S/787,272.60
Área techada del edificio (m2)	2741.86
Costo directo por m2 de área techada	S/287.13

Tabla 154: Beneficios estructurales para cada sistema de losas aligeradas.

	Espesor de la Losa Aligerada	Peso propio de la Losa Aligerada	Distancia de eje a eje de la vigueta	Peso Total (Ton)	Reducción de la Cortante basal
SISTEMA TRADICIONAL	25 cm	300 kg/m2	40 cm	3066.14	-
SISTEMA VIGACERO	25 cm	210 kg/m2	84 cm	2815.14	17%
SISTEMA FIRTH	20 cm	210 kg/m2	50 cm	2815.14	17%

CONCLUSIONES

- Para el sistema Tradicional se obtuvo una losa aligerada de espesor de 25 cm. con una distancia de eje a eje de viguetas convencionales de 40 cm. teniendo un peso propio de 300 kg/m². Para el sistema Vigacero se obtuvo un espesor de 25 cm. con una distancia de eje a eje de viguetas prefabricadas de 84 cm. teniendo un peso propio de 210 kg/m². Para el sistema Firth se obtuvo un peralte de 20 cm. con una distancia de eje a eje de vigueta postensada Firth de 50 cm. teniendo un peso propio de 210 kg/m². Esto indica que para estas condiciones de configuración estructural se tiene el mismo peso tanto para el sistema Vigacero y Firth. Teniendo un factor de reducción del 9% con respecto al sistema Tradicional.

	Pesos propio (kg/cm ²)	Distancia de eje a eje (cm)	Peso Total (Ton)	Factor de Reducción
Sistema Tradicional	300	40	3062.25	-
Sistema Vigacero	210	84	2815.14	9%
Sistema Firth	210	50	2815.14	9%

- Para el análisis sísmico en el sistema tradicional se obtuvo una cortante basal de 324.83 Ton. con derivas máximas inelásticas del 0.007 con irregularidad torsional moderada. En el sistema Vigacero y Firth se obtuvo cortante basal de 269.51 Ton. con derivas máximas del orden del 0.005 sin ninguna irregularidad tanto en planta como en altura, las derivas se reducen a la reducción de la masa sísmica. Teniendo así un factor de seguridad de 17% extra en comparación a un sistema Tradicional.

	Irregularidad	Deriva Inelástica Máxima (cm)	Cortante de Diseño (Ton)	Factor de Seguridad
Sistema Tradicional	Irregularidad Torsional Moderada	0.007	324.83	-
Sistema Vigacero	No existe Irregularidad	0.005	269.51	17%
Sistema Firth	No existe Irregularidad	0.005	269.51	17%

- Para el diseño de la losa aligerada en el sistema Tradicional se obtuvo momentos máximos negativos del orden de 1.29 Ton*m y momentos máximos positivos del orden de 1.20 Ton*m. Para el diseño de la losa aligerada prefabricada en el sistema Vigacero se obtuvo momentos máximos negativos del orden de 2.5 Ton*m, ya que el ancho tributario de la vigueta prefabricada es de 84 cm. y para el momento

máximo positivo es cero ya que esta vigueta prefabricada absorbe estos momentos positivos. Para el diseño de la losa aligera prefabricada en el sistema Firth se obtuvo momentos máximos negativos del orden de 1.80 Ton*m, ya que el ancho tributario es de 50 cm. y para el momento máximo positivo es cero ya que esta vigueta prefabricada tiene la tecnología del pretensado que le permite tener menores deflexiones. Tanto en el sistema Vigacero y Firth no necesita el acero positivo, por lo cual esto es un ahorro en el presupuesto en la partida de acero.

	Momento negativo (Ton*m)	Momento positivo (Ton*m)	Metrado de Acero (kg)	% de Reducción
Sistema Tradicional	1.29	1.20	10 704.4	-
Sistema Vigacero	2.50	0	3 874.6	60%
Sistema Firth	1.80	0	4 680.4	40%

- En el diseño de Vigas para un sistema de losas aligeradas prefabricadas Vigacero y Firth se encontró una reducción de esfuerzos en el orden de 27% (Momento Positivo) y 21% (Momento Negativo) con respecto al sistema de losas aligeradas Tradicional. Esto se ve reflejado en el Acero colocado teniendo una reducción del 10% del Metrado de acero en todas las vigas de la edificación con respecto al sistema Tradicional.

	Mu- máx. (Ton*m)	Factor de Red.	Mu+ máx. (Ton*m)	Factor de Red.	As máx. colocado (cm ²)	Metrado de Acero (kg)	Factor de Red.
Sistema Tradicional	-50.49	-	32.45	-	30.6	36 676.5	-
Sistema Vigacero	-39.80	27%	26.75	21%	22.72	33 985.3	10%
Sistema Firth	-39.80	27%	26.75	21%	22.72	33 985.3	10%

- En el diseño de Columnas para un sistema de losas aligeradas prefabricadas Vigacero y Firth se encontró una reducción de esfuerzos en el orden de 8% (Carga Axial) y 30% (Momento flector) con respecto al sistema de losas aligeradas Tradicional. Esto se ve reflejado en el Acero colocado teniendo una reducción del 15% del Metrado de acero en todas las Columnas de la edificación con respecto al sistema Tradicional.

	Pu- máx. (Ton)	Factor de Red.	Mu 3-3 máx. (Ton*m)	Factor de Red.	Mu 2-2 máx. (Ton*m)	Factor de Red.	As máx. colocado (cm2)	Metrado de Acero (kg)	Factor de Red.
Sistema Tradicional	337	-	75.95	-	104.67	-	De 1"	15 384.04	-
Sistema Vigacero	315.7	8%	58.05	30%	81.79	28%	De ¾"	13 427.50	15%
Sistema Firth	315.7	8%	58.05	30%	81.79	28%	De ¾"	13 427.50	15%

- En el diseño de Placas para un sistema de losas aligeradas prefabricadas Vigacero y Firth se encontró una reducción de esfuerzos en el orden de 7% (Carga Axial) y 32% (Momento flector) con respecto al sistema de losas aligeradas Tradicional. Esto se ve reflejado en el Acero colocado teniendo un ahorro del 13% del Metrado de acero en todas las Placas de la edificación con respecto al sistema Tradicional.

	Pu- máx. (Ton)	Factor de Red.	Mu 3-3 máx. (Ton*m)	Factor de Red.	Mu 2-2 máx. (Ton*m)	Factor de Red.	As máx. colocado (cm2)	Metrado de Acero (kg)	Factor de Red.
Sistema Tradicional	884.25	-	2319.69	-	1247.58	-	De 1"	19 867.05	-
Sistema Vigacero	824.23	7%	1754.61	32%	954.20	30%	De 1" y ¾"	17 542.52	13%
Sistema Firth	824.23	7%	1754.61	32%	954.20	30%	De 1" y ¾"	17 542.52	13%

- En el diseño de la losa de cimentación con vigas de cimentación para un sistema de losas aligeradas prefabricadas Vigacero y Firth se encontró una reducción de esfuerzos en el orden de 9% (Reacción del suelo hacia la platea de cimentación) con respecto al sistema de losas aligeradas Tradicional. Esto se ve reflejado en el Acero colocado teniendo un ahorro del 16% del Metrado tanto en la losa de cimentación y vigas de cimentación de la edificación con respecto al sistema Tradicional.

	Reacción del suelo (Ton/m2)	Factor de Red.	Metrado de Acero Losa Cim. (kg)	Factor de Red.	Metrado de Acero Viga Cim. (kg)	Factor de Red.
Sistema Tradicional	25.34	-	5 642.50	-	13 426.70	-
Sistema Vigacero	23.31	9%	4 915.20	15%	11 545.50	16%
Sistema Firth	824.23	9%	4 915.20	15%	11 545.50	16%

- Para el sistema Tradicional se tuvo un costo de S/ 303.70 por m², para el sistema Vigacero se tuvo un costo de S/ 270.97 por m² y para el sistema Firth se tuvo un costo de S/ 287.13 por m².
- Los sistemas de losas aligeradas no convencional son una tecnología muy económica para aliviar el peso de la estructura para la reducción de la cortante basal (reducen un 17% de cortante basal).
- La alternativa más factible ingenierilmente es la de losa aligerada prefabricada tipo Vigacero con un costo de S/ 270.97 el m², teniendo un ahorro económico de S/ 32.27 por m² y una reducción de la cortante basal del 17% (factor de seguridad contra el sismo).

RECOMENDACIONES PARA FUTURAS LINEAS DE INVESTIGACION

- Realizar una comparación estructural y económica entre el sistema de losa aligerada de vigueta prefabricada Vigacero con el sistema de placa colaborante.
- Realizar un diseño estructural de esta edificación con disipadores sísmicos, con el objetivo de compararlas para saber que tecnología es la más adecuada.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- BLANCO BLASCO, Antonio. 1996. Estructuración y diseño de estructuras de concreto armado.
- HARMSEN, Teodoro, 2002. Diseño de estructuras de concreto armado. Lima, PUCP, 2002.
- MELI PIRALLA, ROBERTO. 1985. Diseño estructural. México. Limusa, 1985.
- BAZAN, Enrique y MELI, Roberto, 2002. Diseño sismo de edificación. México, Limusa, 2002.
- SAN BARTOLOME, Ángel, 1998. Análisis de edificios. Lima, PUCP, 1998
- OTTAZZI PASINO, Gianfranco, 2011. Apuntes del Curso de Concreto Armado I. Lima, PUCP, 2011
- PECK, Ralph B., HANSON, Walter E. y THORNBURN, Thomas H. 2004. Ingeniería de Cimentación. s.l. Limusa, 2004.

ANEXOS

ANEXO 01: INFORME DE ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS

ENSAYO DE ANALISIS GRANULOMETRICO.



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

Facultad de Ingeniería Civil
Laboratorio N° 2 - Mecánica de Suelos y Pavimentos

Av. Túpac Amaru N° 210 - Lima 25 - Perú Teléfax: 381-3842 Central Telefónica: 481-1040 Anexo: 308

INFORME N° S15-258

SOLICITANTE : ING. ROSA AGUIRE GASPAR
 PROYECTO : RESIDENCIAL GIRALDEZ
 UBICACIÓN : HUANCAYO
 FECHA : 08 DE ABRIL DEL 2015

REPORTE DE ENSAYOS DE LABORATORIO

Calicata : C-1
 Muestra : M-2
 Prof.(m) : 7,50

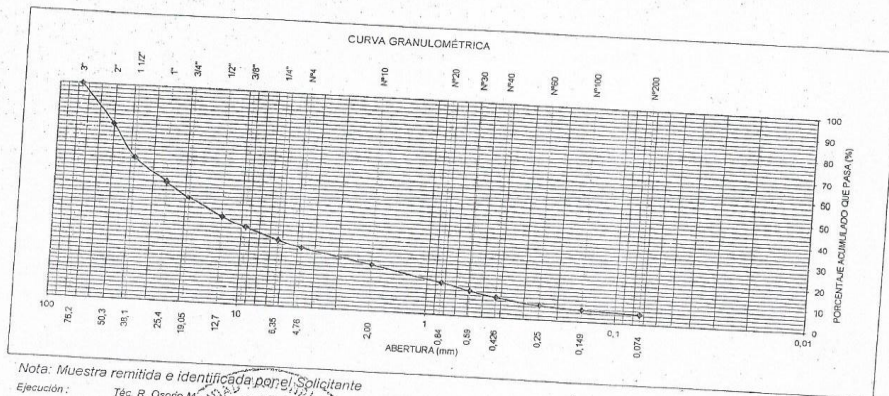
ANALISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO - ASTM D422

Tamiz	Abertura (mm)	(% Parcial Retenido)	(% Acumulado)	
			Retenido	Pasa
3"	76,200	-	-	100,0
2"	50,300	18,5	18,5	81,5
1 1/2"	38,100	15,2	33,6	66,4
1"	25,400	10,5	44,1	55,9
3/4"	19,050	7,4	51,5	48,5
1/2"	12,700	7,6	59,1	40,9
3/8"	9,525	4,2	63,3	36,7
1/4"	6,350	4,9	68,2	31,8
N°4	4,760	2,9	71,2	28,8
N°10	2,000	6,8	78,0	22,0
N°20	0,840	6,9	84,9	15,1
N°30	0,590	3,0	87,9	12,1
N°40	0,426	2,5	90,4	9,6
N°60	0,250	2,8	93,2	6,8
N°100	0,149	1,3	94,5	5,5
N°200	0,074	0,9	95,4	4,6
FONDO		4,6		

% grava	: 71,2
% arena	: 24,2
% finos	: 4,6

LIMITES DE CONSISTENCIA ASTM D4318	
Límite Líquido (%)	: 31,48
Límite Plástico (%)	: 19,86
Índice Plástico (%)	: 11,62

Clasificación SUCS ASTM D2487 : GW



Nota: Muestra remitida e identificada por el Solicitante
 Ejecución: Téc. R. Osorio M.
 Revisión: Ing. Hector Espinoza Ccente



[Signature]
 Ing. HECTOR ESPINOZA CCENTE
 Jefe (e) Laboratorio N° 02
 Mecánica de Suelos y Pavimentos • UNI • EIC

ANEXO 01: INFORME DE ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS

ENSAYO DE CORTE DIRECTO.



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

Facultad de Ingeniería Civil Laboratorio N° 2 - Mecánica de Suelos y Pavimentos

Av. Túpac Amaru N° 210 - Lima 25 - Perú Telefax: 381-3842 Central Telefónica: 481-1040 Anexo: 308

INFORME N° S15-258

Solicitante : ING. ROSA AGUIRE GASPAR
Proyecto : RESIDENCIAL GIRALDEZ
Lugar : HUANCAYO
Fecha : 08 DE ABRIL DEL 2015

ENSAYO DE CORTE DIRECTO ASTM D 3080

Estado : Remoldeado (con la matriz < Tamiz N° 4)
Calicata : C-1
Muestra : M-1
Prof.(m) : 5,50


Especimen N°	I	II	III
Diametro del anillo (cm.)	6,36	6,36	6,36
Altura Inicial de la muestra (cm.)	2,16	2,16	2,16
Densidad húmeda inicial (g/cm ³ .)	1,867	1,867	1,867
Densidad seca inicial (g/cm ³ .)	1,750	1,750	1,750
Cont. de humedad inicial (%)	6,7	6,7	6,7
Altura de la muestra antes de aplicar el esfuerzo de corte (cm.)	2,10	2,07	2,05
Altura final de la muestra (cm.)	2,05	2,02	1,99
Densidad húmeda final (g/cm ³ .)	2,273	2,250	2,267
Densidad seca final (g/cm ³ .)	1,848	1,869	1,897
Cont. de humedad final (%)	23,0	20,4	19,5
Esfuerzo normal (kg/cm ² .)	0,5	1,0	1,5
Esfuerzo de corte máximo (kg/cm ² .)	0,348	0,637	0,952

Angulo de fricción interna : 31,1 °
Cohesión (Kg/cm².) : 0,04

Nota : Los especímenes se remoldearon con la densidad del Peso Volumétrico.
Muestra remitida e identificada por el solicitante

Realizado por: Téc. R. Osorio M.
Revisado por: Ing. Hector Espinoza Ccente




Ing. HECTOR ESPINOZA CCENTE
Jefe (s) Laboratorio N° 02
Mecánica de Suelos y Pavimentos - UNI - EIC

ANEXO 01: INFORME DE ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS

PERFIL ESTRATIGRAFICO.

PROF. Mts.	TIPO DE EXC.	MUESTRA	DESCRIPCION DEL MATERIAL	CLASIF. (SUGS)	SIMBOLO
0.00	A	SM	Material de arena, color marron claro humedo de consistencia semiduro, con presencia de raices.	SC	
0.30		SM	Material arcilloso de color marron claro, conteniendo poco porcentaje de gravas de tamaño máximo promedio de 4", de regular contenido de humedad, de consistencia semiduro.	SC	
0.55		M-1	Material gravoso de matriz arenosa, color marron claro a blanquesino, debido a la presencia de carbonatos de calcio, de poco contenido de humedad, conteniendo regular porcentaje de gravas subredondeadas y cantos rodados de tamaño máximo promedio de 10", presentandose este estrato en su conjunto en estado de compactidad semicompacto a compacto.	GW	

**ANEXO 02: CALCULO DEL DIAGRAMA DE INTERACCION DE LA PLACA PL-01
PARA UN SISMO EN Y.**

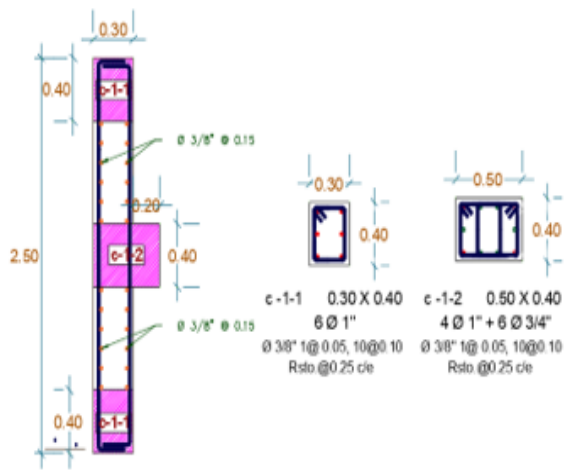
DIAGRAMA DE INTERACCION DE LA PLACA PL-01

Analisis-Excentricidad en Y

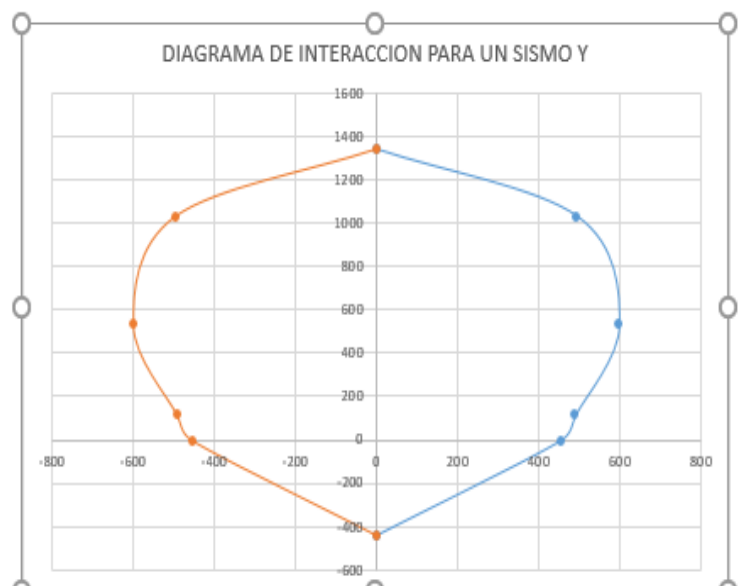
GEOMETRIA DE LA SECCION	
Longitud en direccion X (m)	0.30
Longitud en direccion Y (m)	2.50

MATERIALES	
As total cm2	115.86
As1,As2,As3	10.2
As4,As5,As6,As7,As8,As9	1.42
As10	15.88
As11	5.74
As12	15.88
As13,As14,As15,As16,As17,As18	1.42
As19,As20,As1	10.2

MATERIALES	
f'c (kg/cm ²)	280
Fy (kg/cm ²)	4200



Punto	MOMENTO POSITIVO					MOMENTO NEGATIVO				
	Pn (Tn)	Mn (Tn.m)	Φ	ΦPn	ΦMn	Pn (Tn)	Mn (Tn.m)	Φ	ΦPn	ΦMn
				(Tn)	(Tn.m)				(Tn)	(Tn.m)
Compresion Pura	1923	0	0.7	1346	0	1923	0	0.7	1346	0
Fisuracion Incipiente	1479	706	0.7	1035	494	1479	-706	0.7	1035	-494
Falla Balanceada	764	854	0.7	535	598	764	-854	0.7	535	-598
Punto de Transicion	167	700	0.7	117	490	167	-700	0.7	117	-490
Flexion Pura	0	504	0.9	0	454	0	-504	0.9	0	-454
Traccion Pura	-486	0	0.9	-437	0	-486	0	0.9	-437	0



ANEXO 03: ABACO PARA EL CALCULO DEL ESPESOR DE LOSA PARA EL SISTEMA DE LOSAS DE VIGUETAS PREFABRICADAS TIPO VIGACERO.

		ACERO GALVANIZADO ESPESOR 1.50 mm							
		DISTANCIA ENTRE EJES DE VIGUETAS ES 0.84 m y CASETON DE 0.75 m							
		Sobrecarga kg/m ²							
Luz (m)	100	200	300	400	500	600	700	800	
	e = 4 cm			e = 5 cm					
SIN APUNTAMIENTO	2.0								
	2.2								
	2.4								
	2.6	LOSA DE H = 13 cm				LOSA DE H = 14 cm			
	2.8	LOSA DE H = 13 cm				LOSA DE H = 14 cm			
	3.0								
	3.2								
	3.4								
	3.6					H = 17 cm			
	3.8								
	4.0								
	4.2					LOSA DE H = 20 cm	LOSA DE H = 25 cm (*)		
	4.4		LOSA DE H = 16 cm			LOSA DE H = 20 cm	LOSA DE H = 25 cm (*)		
	CON APUNTAMIENTO	4.6		LOSA DE H = 16 cm				LOSA DE H = 25 cm (*)	
4.8				H = 19cm		LOSA DE 30 cm (*)			
5.0									
5.2									
5.4									
5.6									
5.8									
6.0									
6.2									
6.4									
6.6		HASTA LUCES LIBRES DE 8 m							
6.8		CON EL DISEÑO DEL PROYECTISTA							
7.0		HASTA LUCES LIBRES DE 8 m							
7.2		CON EL DISEÑO DEL PROYECTISTA							
7.4		HASTA LUCES LIBRES DE 8 m							
7.6		CON EL DISEÑO DEL PROYECTISTA							
7.8	HASTA LUCES LIBRES DE 8 m								
8.0	CON EL DISEÑO DEL PROYECTISTA								

ANEXO 04: TABLA DE CARGA ULTIMA PARA LAS VIGUETAS TIPO VIGACERO.

TABLA 2 : CARGA ÚLTIMA PARA VIGUETAS VIGACERO ESPACIADAS CADA 84 cm							
CARGA ULTIMA (Kg/m ²) SEPARACION ENTRE VIGUETAS 0.84m							
Espesor de concreto 4cm			Espesor del concreto 5 cm				
LUZ (m)	H = 9 cm	H = 12 cm	H = 15 cm	H = 20 cm	H = 25 cm	H = 30 cm	H = 33 cm
3,00	1807	2522	3104				
3,10	1638	2362	2907				
3,20	1489	2217	2728				
3,30	1358	2085	2565				
3,40	1241	1964	2416				
3,50	1138	1853	2280				
3,60	1046	1752	2155				
3,70	963	1636	2040				
3,80	889	1510	1934				
3,90	823	1397	1836				
4,00	762	1295	1746	1913	1950	2322	
4,10	708	1202	1662	1821	1856	2210	
4,20	659	1118	1584	1735	1769	2106	
4,30		1042	1511	1656	1688	2009	
4,40		973	1443	1581	1612	1919	
4,50		909	1379	1512	1541	1835	
4,60		851	1320	1447	1475	1756	
4,70		798	1243	1386	1413	1682	
4,80		749	1167	1329	1354	1613	
4,90		704	1097	1275	1300	1547	
5,00		663	1033	1224	1248	1486	
5,10			973	1177	1200	1428	
5,20			918	1132	1154	1374	
5,30			867	1090	1111	1323	
5,40			820	1050	1070	1274	
5,50			776	1012	1032	1228	
5,60				976	995	1185	
5,70				942	961	1143	
5,80				910	928	1104	
5,90				879	896	1067	
6,00				850	867	1032	
6,10				823	839	998	
6,20				786	812	966	
6,30				749	786	936	
6,40				714	762	907	
6,50				682	739	879	
6,60				651	716	853	
6,70					695	828	
6,80					675	803	
6,90					655	780	
7,00					637	756	
7,10					619	737	
7,20						717	
7,30						697	
7,40						678	
7,50						660	
7,60							543 (*)
7,70							526(**)
7,80							510(**)
7,90							495(**)
8,00							480(**)

(*) Para estas luces consultar con nuestro Departamento Técnico.

ANEXO 05: INFORME DEL ENSAYO A FLEXION DEL SISTEMA VIGACERO A CARGO DEL LABORATORIO DE LA PUCP.



Ventajas del Sistema VIGACERO:

1. Económico, rápido y fácil de instalar.
2. No requiere encofrados, solo se apuntala para luces libres a partir de 4.50 ml.
3. Viguetas más livianas y más resistentes.
4. Fácil de transportar, manipular y apilar.
5. Se puede utilizar en todos los sistemas constructivos.
6. Por tener un menor peso por metro cuadrado que un aligerado convencional, el sistema estructural tiene una mejor respuesta ante un sismo.

RESULTADOS OBTENIDOS EN EL LABORATORIO

DE ESTRUCTURAS DE LA P.U.C.P.

Diseño de la losa de 3m de luz, simplemente apoyada.

Vigueta de altura 9 cm, casetón de altura 12 cm, losa superior de 4 cm, peralte total de 16 cm, espaciamiento entre viguetas de 84 cm. Las nervaduras internas de concreto son de 8 cm. de ancho por 12 cm de altura.

Peso unitario del concreto = 2400 kg/m^3

Peso unitario del casetón = 15 kg/m^3

Carga muerta:


- | | |
|-----------------|---|
| - losa superior | $2400 \times 0.04 = 96 \text{ kg/m}^2$ |
| - nervadura | $2400 \text{ kg/m}^3 \times 0.12 \text{ m} \times 0.08 \text{ m} / 0.84 \text{ m} = 27.43 \text{ kg/m}^2$ |
| - Vigueta | $4.86 \text{ kg/ml} / 0.84 \text{ m} = 5.79 \text{ kg/m}^2$ |
| - Casetón | $15 \text{ kg/m}^3 \times 0.12 \text{ m} / 0.84 \text{ m} = 2.14 \text{ kg/m}^2$ |
| - Acabados | 100 kg/m^2 |

Total carga muerta $w_m = 131.4 + 100 = 231.4 \text{ kg/m}^2$

Carga viva: Según Norma E.020 Cargas, para viviendas $w_v = 200 \text{ kg/m}^2$

Carga última de diseño de la losa $w_u = 1.4 w_m + 1.7 w_v = 663.9 \text{ kg/m}^2$

Carga última de diseño para una vigueta $w_{uv} = 0.84 w_u = 557.7 \text{ kg/m}$


DANIEL ROBERTO QUIUN WONG
INGENIERO CIVIL
Reg. del Colegio de Ingenieros N° 28114

Diseño por flexión de una vigueta de 3m de luz:

Momento de diseño $M_u(3m) = wuv L^2 / 8 = 627 \text{ kg-m}$

Para el ensayo de laboratorio de esta losa, se ensamblaron una vigueta central y dos medias viguetas a ambos lados. Esto implica que las cargas se distribuyen entre una vigueta entera y dos medias viguetas, por lo cual se asume que actúan como dos viguetas para efectos de resistencia y deformaciones.

En base a las curvas de carga y deformaciones obtenidas del ensayo, se puede tomar el estado asociado a la fluencia como el que define la capacidad del espécimen. En el gráfico de momento curvatura experimental, la posfluencia de la losa da un momento de $24.80 \text{ kN-m} = 2530 \text{ kg-m}$, que dividido entre dos viguetas efectivas da 1265 kg-m de momento resistente experimental. Este resultado supera el momento de diseño M_u para la vigueta de 627 kg-m por un factor de 2.

Como referencia, según la tabla del sistema VIGACERO, la losa de $h=0.16\text{m}$ para la luz de 4m, resiste 300 kg/m^2 de carga viva.

Resultado de ensayos de la vigueta vigacero

En el ensayo de carga monotónica, se aplicó una carga P dividida en dos cargas iguales de valor $P/2$ a los tercios de la luz libre (1.05 m de cada apoyo). Las cargas totales P obtenidas en el ensayo fueron:

Carga de fluencia $P_f = 30 \text{ kN}$
Carga máxima $P_m = 36 \text{ kN}$
Carga de rotura $P_r = 34 \text{ kN}$

Estado al final de los ensayos:




DANIEL ROBERTO QUIUN WONG
INGENIERO CIVIL
Reg. del Colegio de Ingenieros N° 28114

APENDICE 06: COTIZACION DEL SISTEMA DE LOSAS DE VIGUETAS PREFABRICADAS TIPO VIGACERO.



Fecha: 12 DE MARZO DEL 2019
Atencion a: SR. ALDAIR ALVARO
Proyecto: VIVIENDA MULTIFAMILIAR
Direccion de la Obra: HUANCAYO
CEL:
Correo: aldar20al@gmail.com
Empresa: -
RUC: -
Direccion Fiscal: -

FORM-002-003
 RUC 20508322870
COTIZACION
Nº 001 - 00146-19

(01)436-8826 (01)436-5207



Aprobado por Resolución Ministerial
R.M. Nº 269-2014 - VIVIENDA

Estimado cliente le detallamos nuestra propuesta economica- tecnica de viguetas y casetones para su proyecto:

Descripcion	Cantidad (und)	Total de metros lineales	Costo \$
VIGUETA PREFABRICADA ESTRIADA MARCA VIGACERO DE 0.13 m x 0.09 m x L - MP	501.00	2,765.67	\$ 30,090.49
CASETÓN DE EPS 1.0x0.60x0.15m densidad 15 Kg/m ³ LISO	2964		\$ 14,019.72
COSTO DEL TRANSPORTE DE MATERIALES DE LA PLANTA A LA OBRA (Flete por viaje, no cobizado , S/. sin IGV)			\$ -
Sub Total			\$ 44,110.21
18 % IGV			\$ 7,939.94
TOTAL			\$ 52,050.05

DOLARES

COSTO APROXIMADO POR METRO CUADRADO DEL SISTEMA VIGACERO (INC. IGV)

Espesor de losa 20cm @ 69 y 84cm de eje de vigueta/ casetón de eps densidad 15 Kg/m³
--

NOTA:

El costo por metro cuadrado dependera de la distribucion y arquitectura de cada proyecto de forma individual.
 Todo cambio estructural que proponga el cliente , debera ser aprobado por el ingeniero proyectista
 Se realizo la cotización de acuerdo a los planos brindados por el cliente.
 El precio ofertado a ustedes considera los materiales puestos a pie de obra siempre y cuando el area atendida sea de mas de 300 m²

CONDICIONES DE PAGO

70% de adelanto + 30% antes del despacho de los materiales

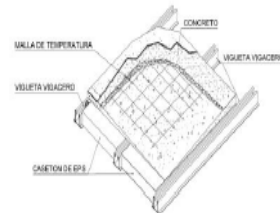
Volumen Total en viguetas	17.98	m ³	PESO	13441.2	Kg
Volumen Total de casetones	266.76	m ³	PESO	4001.4	Kg
TOTAL	284.74	m³	PESO	17442.6	Kg

Tiempo de entrega: Según la programación del responsable de obra

Lugar de entrega: Transporte de planta hasta agencia

Numeros de cuenta:

CTA CTE SOLES BBVA 0011-0178-01-00025700
 CTA CTE DOLARES BBVA 0011-0178-01-00022833
 CTA CTE SOLES BCP 193-1753479-0-07
 CTA CTE DOLARES BCP 193-1490744-1-28



**APENDICE 07: ABACO PARA LA ELECCION DE LA SERIE DE LA VIGUETA
PRETENSADA FIRTH**

TABLA DE PREDIMENSIONAMIENTO PARA USO DE VIGUETAS EN VIVIENDA UNIFAMILIAR SOBRECARGA DE USO (S/C): 250 Kg/m ²				
TIPO DE COMPLEMENTO				
LUZ LIBRE	BOVEDILLA DE POLIESTIRENO	BOVEDILLA DE ARCILLA	MIX (BANDEJA DE CONCRETO + BLOQUE DE POLIESTIRENO)	BOVEDILLA DE CONCRETO
2.50	V101	V101	V101	V101
2.60	V101	V101	V101	V101
2.70	V101	V101	V101	V101
2.80	V101	V101	V101	V101
2.90	V101	V101	V101	V101
3.00	V101	V101	V101	V101
3.10	V101	V101	V101	V101
3.20	V101	V101	V101	V101
3.30	V101	V101	V101	V101
3.40	V101	V101	V101	V101
3.50	V101	V101	V101	V101
3.60	V101	V101	V101	V101
3.70	V101	V101	V101	V101
3.80	V101	V101	V101	V101
3.90	V101	V101	V101	V101
4.00	V101	V101	V101	V102
4.10	V101	V102	V102	V102
4.20	V101	V102	V102	V102
4.30	V101	V102	V102	V102
4.40	V102	V102	V102	V102
4.50	V102	V102	V102	V102
4.60	V102	V102	V102	V102
4.70	V102	V102	V102	V103
4.80	V102	V103	V103	V103
4.90	V102	V103	V103	V103
5.00	V102	V103	V103	V103
5.10	V103	V103	V103	V103
5.20	V103	V103	V103	V104
5.30	V103	V104	V104	V104
5.40	V103	V104	V104	V104
5.50	V103	V104	V104	V104
5.60	V104	V104	V104	V104
5.70	V104	V104	V104	V104
5.80	V104	V104	V104	V105
5.90	V104	V105	V105	V105
6.00	V104	V105	V105	V105