



FACULTAD DE INGENIERÍA

Carrera de **INGENIERÍA CIVIL**

“ANÁLISIS COMPARATIVO EN EL DISEÑO DE CIMENTACIONES PROFUNDAS CON EL MÉTODO FLEXION Y CORTE Y MÉTODO PUNTAL TENSOR EN UNA EDIFICACIÓN MULTIFAMILIAR DE CONCRETO ARMADO, TRUJILLO 2022”

Tesis para optar al título profesional de:

INGENIERO CIVIL

Autores:

Wildo Jose Chacon Paredes
Deily Nelvis Guillen Villanueva

Asesor:

Ing. Nixon Brayan Peche Melo
<https://orcid.org/0000-0002-4690-3518>

Trujillo - Perú

JURADO EVALUADOR

Jurado 1 Presidente(a)	Sheyla Cornejo Rodríguez	41639360
	Nombre y Apellidos	N° DNI

Jurado 2	Cinthy Alvarado Ruiz	71412783
	Nombre y Apellidos	N° DNI

Jurado 3	Luis Alva Reyes	42013371
	Nombre y Apellidos	N° DNI

INFORME DE SIMILITUD

ANÁLISIS COMPARATIVO EN EL DISEÑO DE CIMENTACIONES

INFORME DE ORIGINALIDAD



FUENTES PRIMARIAS

1	ri.ues.edu.sv Fuente de Internet	3%
2	hdl.handle.net Fuente de Internet	3%
3	qdoc.tips Fuente de Internet	1%
4	repositorio.upn.edu.pe Fuente de Internet	1%
5	vsip.info Fuente de Internet	1%
6	www.elsevier.es Fuente de Internet	1%
7	vbook.pub Fuente de Internet	1%
8	www.slideshare.net Fuente de Internet	<1%
9	worldwidescience.org Fuente de Internet	<1%

DEDICATORIA

A MIS PADRES PERCY GUILLEN

ROSAS Y DEYANIRA VILLANUEVA IPARRAGUIRRE, quien me han brindado amor, sabiduría, paciencia, resiliencia y sobre todo a forjarme con buenos valores y valentía para poder afrontar cualquier problema que se me presentado al largo de mi carrera profesional y laboral.

A MIS HERMANOS HEIVILDER y

KLEISS, por su compañía y amor incondicional, siempre me motivan a seguir con mis metas y sueños a pesar de las diferentes dificultades.
Bach. Deily Nelvis Guillen Villanueva

A MI MADRE CELUSTIANA PAREDES PEREZ,

quien me ha brindado amor, sabiduría, paciencia; sobre todo a forjarme con buenos valores y valentía para afrontar cualquier adversidad durante mi formación profesional y laboral. Estoy convencido que desde el cielo está orgullosa que logramos la meta que un día soñamos juntos.

A MI PADRE EMERITO CHACON PEÑA, quien

sé que desde el cielo guía mi camino para que todas mis metas y sueños se cumplan.

A MIS HERMANAS IRMA, FLORENCIA,

ERMINDA, YERLIN Y MEYLIN, siempre me acompañan en los buenos y malos momentos, y me enseñan que todo se logra con esfuerzo, dedicación y responsabilidad.

Bach. Wildo Jose Chacón Paredes

AGRADECIMIENTO

Dios por brindarnos salud, protegernos y guiarnos en todo este camino de que venimos recorriendo en lo profesional, personal y laboral.

A nuestros padres por todo el apoyo que nos vienen brindando

Al Ing. Luis Fernando Raygada Rojas, por su humildad, paciencia y tiempo, en la orientación en temas geotécnicos correspondientes a esta Tesis.

Al Ing. Carlos Alberto Rodríguez Reina, por su paciencia y orientación en los diferentes temas y criterios estructurales para la realización de esta Tesis.

Al Ing. Nixon Brayan Peche Melo. por el apoyo, tiempo y dedicación brindada durante todo este proceso de la elaboración de esta presente tesis

Tabla de contenidos

JURADO EVALUADOR	2
INFORME DE SIMILITUD	3
DEDICATORIA.....	4
AGRADECIMIENTO.....	5
ÍNDICE DE TABLAS	9
ÍNDICE DE FIGURAS	11
ÍNDICE DE ECUACIONES.....	14
RESUMEN.....	15
CAPÍTULO I. INTRODUCCIÓN	16
1.1. Realidad Problemática	16
1.2. Antecedentes de la investigación	21
1.3. Bases Teóricas	30
1.3.1. Cuantía de refuerzo.....	30
1.3.2. Edificaciones de concreto armado	30
1.3.3. Análisis comparativo	31
1.3.4. Cimentaciones profundas o pilotadas:	32
1.3.5. Análisis estructural Método Puntal-Tensor, ACI-318-19 Cap.23	48
1.3.6. Método Flexión y corte (método seccional)	62
1.4. Justificación	63
1.4.1. Justificación general	63
1.4.2. Justificación teórica	64
1.4.3. Justificación Práctica	64
1.4.4. Justificación Metodológica.....	64
1.4.5. Justificación Social	64
1.5. Formulación del problema	65
1.6. Objetivos	65
1.6.1. Objetivo general.....	65
1.6.2. Objetivos específicos	65
1.7. Hipótesis	66
1.7.1. Hipótesis general	66
CAPÍTULO II. METODOLOGÍA	67
2.1. Enfoque de investigación	67
2.2. Tipos de investigación:	67
2.2.1. Según Propósito:	67

2.2.2.	Según Diseño de investigación	67
2.2.3.	Según el nivel de investigación	68
2.3.	Diseño de investigación	68
2.4.	Variables	69
2.4.1.	Variable.....	69
	Cuántía de refuerzo es	69
2.4.2.	Clasificación de las variables.....	69
2.4.3.	Operacionalización de las variables/matriz de operacionalización de variables	69
2.5.	Población y muestra.....	70
2.5.1.	Población	70
2.5.2.	Muestra	70
2.5.3.	Materiales:	70
	Los materiales se muestran en la tabla a continuación	70
2.6.	Técnicas e instrumentos de recolección y análisis de datos.....	71
2.6.1.	Técnicas de recolección de datos.....	71
2.7.	Procedimientos.....	75
2.7.1.	Procedimiento para realizar el análisis sísmico.....	75
2.8.1.	Procedimiento para calcular la capacidad geotécnica de los pilotes.	79
2.8.2.	Procedimiento para el diseño por el Método Puntal Tensor.....	81
2.8.3.	Procedimiento para el diseño por el Método flexión y corte	84
2.9.	Aspectos Éticos	85
2.10.	Desarrollo de tesis.....	85
	CAPÍTULO III. RESULTADOS	86
3.1.	Resultados para cabezal de pilote	86
3.1.1.	Resultados de dimensión cantidad de acero longitudinal para Cabezal de Pilote	86
3.1.2.	Resultados de dimensión Separación de acero, Espaciamiento de refuerzo.....	88
3.1.3.	Resultados de dimensión Área de Franja, Sección efectiva.	88
3.1.4.	Resultados de la variable Cuántía de Refuerzo	89
3.2.	Resultados para losa de cimentación pilotada	90
3.2.1.	Resultados de dimensión cantidad de acero longitudinal, área de refuerzo.....	90
3.2.2.	Resultados de dimensión Separación de acero, Espaciamiento de refuerzo.....	96
3.2.3.	Resultados de dimensión Área de franja, Sección efectiva	98
3.2.4.	Resultados de variable Cuántía de Refuerzo	98
	CAPÍTULO IV. DISCUSIÓN Y CONCLUSIONES	108
4.1.	Discusión.....	108
4.1.1.	Análisis de la hipótesis	108
4.1.2.	Interpretación de los resultados	108
4.1.3.	Resultados comparados con los antecedentes.....	112
4.1.4.	Limitaciones de estudio	115

4.1.5. Implicancias	116
4.2. Conclusiones	117
4.3. Recomendaciones.	118
REFERENCIAS	119
ANEXOS.....	123

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1	Esquema de Investigación	68
Tabla 2	Matriz de clasificación de variable Cuantía de Refuerzo.....	69
Tabla 3	Matriz de Operacionalización de la variable.....	69
Tabla 4	Tipo, cantidad y unidades de los materiales utilizados	70
Tabla 5	Ejemplo de tabla a usar	74
Tabla 6	Acero calculado en cabezal de pilote evaluado por el MPT y MFC.....	86
Tabla 7	Acero colocado final para cabezal de pilote evaluado para los métodos MFC y MPT	86
Tabla 8	Separación de acero colocado en cabezal de pilotes, evaluados para los métodos MPT y MFC	88
Tabla 9	Área de Sección efectiva para cabezales de pilotes	88
Tabla 10	Cuantías de Refuerzo en cabezales de pilotes evaluados por los métodos MPT y MFC	89
Tabla 11	Acero calculado por el MPT, para losa de cimentación.....	90
Tabla 12	Acero calculado por el MFC, para losa de cimentación	91
Tabla 13	Cantidad de varillas acero colocado de 1" de diámetro, por el MPT para losa de cimentación	93
Tabla 14	Acero colocado por el MPT, para losa de cimentación.....	93
Tabla 15	Cantidad de varillas acero colocado de 1" de diámetro, por el MFC para losa de cimentación	94
Tabla 16	Acero colocado final por el MFC, para losa de cimentación	94
Tabla 17	Separación de acero colocado, por el MPT, para losa de cimentación	96
Tabla 18	Separación de acero colocado, por el MFC, para losa de cimentación.....	97
Tabla 19	Área de sección efectiva para franja de losa de cimentación.....	98
Tabla 20	Cuantía de Refuerzo evaluada para el MPT, en losa de cimentación	98
Tabla 21	Cuantía de Refuerzo evaluada para el MFC, en losa de cimentación.....	99
Tabla 22	Ratio de cuantías de acero colocado evaluadas por los métodos MPT y MFC, en losa de cimentación.....	100
Tabla 23	: Cálculo de irregularidad de Piso Blando en Dirección Sismo X-X.....	124
Tabla 24	Cálculo de irregularidad de Piso Blando en Dirección Sismo Y-Y	125
Tabla 25	Cálculo de irregularidad de piso débil en dirección Sismo X-X.....	126
Tabla 26	Cálculo de irregularidad de piso débil en dirección Sismo Y-Y.....	126
Tabla 27	Cálculo de Irregularidad de Masa o Peso.....	127
Tabla 28	Verificación de irregularidad de Geometría Vertical	128
Tabla 29	Cálculo de Irregularidad Torsional en dirección Sismo X-X.....	129
Tabla 30	Cálculo de Irregularidad Torsional en dirección Sismo Y-Y.....	130
Tabla 31	Cálculo de Irregularidad de Esquinas Entrantes	131
Tabla 32	Factor de Escalamiento de Cortantes para Sismo X-X	134
Tabla 33	Factor de Escalamiento de cortantes para Sismo Y-Y	135
Tabla 34	Capacidad por Punta de diferentes Métodos Geotécnicos	137
Tabla 35	Capacidad por fricción de diferentes Métodos Geotécnicos	138
Tabla 36	Cuadro resumen de la Capacidad Admisible de los pilotes a diferentes longitudes y diámetros	139
Tabla 37	Pesos totales en servicio que van a resistir los pilotes	143
Tabla 38	Eficiencia en Grupo por dos métodos para un total de 144 pilotes.....	144
Tabla 39	Pesos totales en servicio que van a resistir los pilotes en cabezal de dos pilotes..	144
Tabla 40	Eficiencia en Grupo por dos métodos para un total de 2 pilotes.....	145

Tabla 41	Cálculo de Coeficiente de Balasto y Resortes horizontales para pilotes de Ø 40cm, usando SPT.....	147
Tabla 42	Cálculo de Coeficiente de Balasto y Resortes horizontales para pilotes de Ø 40cm, usando Terzaghi	147
Tabla 43	Coeficientes Elásticos para pilotes con diámetro 40cm	148
Tabla 44	Cálculo de Coeficiente de Balasto y Resortes horizontales para pilotes de Ø 30cm, usando SPT.....	148
Tabla 45	Cálculo de Coeficiente de Balasto y Resortes horizontales para pilotes de Ø 30cm, usando Terzaghi	149
Tabla 46	Coeficientes Elásticos para pilotes con diámetro 30cm	149
Tabla 47	Cálculo de Resortes para losa cimentación y cabezales de pilotes	150
Tabla 48	Fuerzas y Momentos de Diseño	153
Tabla 49	Fuerzas actuantes para cabezal H=50cm.....	154
Tabla 50	Datos geométricos para cabezal H=50cm	154
Tabla 51	Parámetros de diseño para cabezal H=50cm con MPT.....	154
Tabla 52	Resumen de coeficientes y Resistencia efectiva del concreto.....	157
Tabla 53	Resumen de fuerzas internas y reacciones obtenidas del software Sap 2000	158
Tabla 54	Cálculo del ancho requerido para Puntales, tensores y zonas nodales.....	159
Tabla 55	Verificación de aplastamiento en Nodos para cabezal H=50cm.....	160
Tabla 56	Comprobación en zona nodal A, para cabezal H=50cm	161
Tabla 57	Comprobación en zona nodal E, para cabezal H=50cm.....	161
Tabla 58	Comprobación en zona nodal B, para cabezal H=50cm	162
Tabla 59	Comprobación en zona nodal A, para cabezal H=50cm	162
Tabla 60	Comprobación en zona nodal D, para cabezal H=50cm	163
Tabla 61	Geometría para el cálculo a cortante para cabezal H=50cm	165
Tabla 62	Parámetros de diseño a cortante para cabezal H=50	165
Tabla 63	Datos de geometría para el diseño a flexión por el MFC, para cabezal H=50cm .	170
Tabla 64	Geometría y parámetros de diseño para losa de cimentación H=100cm por MPT	176
Tabla 65	Cargas actuantes para losa H=100cm para diseño por MPT.....	177
Tabla 66	Resumen de cálculo de Fuerzas axiales equivalentes para la idealización del modelo MPT.....	179
Tabla 67	Selección de coeficientes bs.bc.bn y cálculo de resistencia efectiva del concreto	182
Tabla 68	Cuadro Resumen de fe fuerzas internas para puntales, tensores y fuerzas externas en nodos, para MPT en losa h=100cm.....	184
Tabla 69	Cálculo de ancho requerido para puntales, tensores y zonas nodales para losa H=100cm.....	186
Tabla 70	Verificación de aplastamiento para en nodos para losa H=100cm	187
Tabla 71	Comprobación para zona nodales A-C-1	189
Tabla 72	Comprobación para zona nodales E-2-C.....	190
Tabla 73	Comprobación para zona nodales E-3-G	191
Tabla 74	Comprobación para zonas nodales G-4-I.....	193
Tabla 75	Comprobación para zonas nodales I-5-K.....	194
Tabla 76	Resumen de acero requerido y acero colocado en puntales de losa de cimentación H=100cm.....	196
Tabla 77	Geometría para el cálculo a cortante por el MPT, para losa H=100cm	196
Tabla 78	Parámetros de diseño para cálculos a cortante de losa H=100cm.....	197
Tabla 79	Datos y parámetros de diseño a flexión por el MFC, en losa H=100cm.....	209

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1	Condiciones en las que se requiere usar cimentaciones con pilotes	34
Figura 2	Resistencia por punta (a) y fricción (b)	35
Figura 3	Valores interpolados de N^*q , basados en la teoría de Meyerhof	38
Figura 4	Variación de N^*q con L/D , basado en los estudios de Coyle y Castello.....	41
Figura 5	Tablas de coeficiente de Punta K , y Fuste según el método de Decourt	43
Figura 6	Variación de la eficiencia en frupo para suelos arenosos	47
Figura 7	Verificación de la hipótesis de Saint Venant.....	49
Figura 8	Regiones D , y discontinuidades.....	50
Figura 9	Clasificación de nodos de acuerdo al Cap.23, Aci 318 -19	51
Figura 10	Resolución de fuerzas en una zona nodal	52
Figura 11	Zona nodal hidrostática y zona nodal extendida, muestra los efectos de la distribución de la fuerza	53
Figura 12	Modelo Puntal - Tensor con ajuste requerido.....	54
Figura 13	Descripción del modelo puntal-tensor	55
Figura 14	Modelo Puntal-Tensor para un cabezal de pilote $h=50\text{cm}$	56
Figura 15	Campos de tracción y compresión en cabezal de pilote, mediante elementos finitos	56
Figura 16	Valores del coeficiente B_s para puntales.	58
Figura 17	Valores del factor de influencia del confinamiento B_s para puntales y zonas nodales	59
Figura 18	Anclaje mediante el desarrollo de barras rectas. en zona nodal extendida.....	60
Figura 19	Valores de B_n , que dependen de la cantidad de tensores anclados	61
Figura 20	Refuerzo distribuido en zona D	62
Figura 21	Diagrama del diseño de investigación	68
Figura 22	Ejemplo de gráfico de líneas a usar	73
Figura 23	Ejemplo de gráfico de barras agrupadas a usar	74
Figura 24	Procedimiento para realizar el análisis sísmico	75
Figura 25	Fotografías de los planos estructurales del edificio a modelar	76
Figura 26	Criterios de Modelación para plateas de cimentación y cabezales con pilotes	78
Figura 27	Procedimiento para capacidad geotécnica de pilotes.....	79
Figura 28	Procedimiento para el diseño estructural por el Método Puntal Tensor.....	81
Figura 29	Procedimiento para el diseño estructural por el método flexión y corte (Método Seccional).....	84
Figura 30	Áreas de acero requerido, mínimo y colocado para cabezal de pilote evaluados por los métodos MFC y MPT.....	87
Figura 31	Ratio de acero MPT /MFC para cabezal de pilote.....	87
Figura 32	Cuantías de refuerzo longitudinal para cabezales de pilotes evaluados por los métodos MFC y MPT.....	89
Figura 33	Ratio de cuantías de refuerzo MPT/MFC para cabezales de pilotes	90
Figura 34	Áreas de acero requerido para los métodos MPT y MFC, en losa de cimentación.....	91
Figura 35	Ratios de acero calculado MPT/MFC, para losa de cimentación	92
Figura 36	Áreas de acero colocado final para los métodos MPT y MFC, en losa de cimentación	95
Figura 37	Ratio de acero colocado MPT/MFC, para losa de cimentación	96
Figura 38	Cuantías de Refuerzo de acero colocado para los métodos MFC y MPT, en losa de cimentación	100
Figura 39	Ratio de cuantías de acero MPT/MFC.....	101
Figura 40	Planos de distribución de acero colocado para cabezal $H=50\text{cm}$ por el MPT.....	102

Figura 41	Distribución de acero para cabezal H=100cm por el MPT.....	103
Figura 42	Distribución de acero para cabezal H=50cm, evaluados por el MFC	104
Figura 43	Distribución de acero para cabezal H=100cm, evaluados por el MFC	105
Figura 44	Distribución de acero para losa de cimentación H=100cm, evaluados por el MPT	106
Figura 45	Distribución de acero para cabezal H=100cm, evaluados por el MFC	107
Figura 46	123
Figura 47	Planta de los pisos del 01 al 20, de la estructura.	131
Figura 48	Área de total de diafragma en sótanos.	132
Figura 49	Periodo fundamental de la estructura en direccion Goba Y-Y.....	133
Figura 50	Espectro de Aceleración sísmica para el Sismo Modal Espectral	134
Figura 51	Derivas de entrepiso para Sismo Dinamico Y-Y.....	135
Figura 52	Derivas de entrepiso para Sismo Dinamico X-X.....	136
Figura 53	Presiones de contacto para condición "Servicio -Sx-Sy" en SafeV20.....	141
Figura 54	Presiones de contacto para condición "Servicio +Sx+Sy" en SafeV20.....	142
Figura 55	Peso de la Estructura en Servicio CM+CV en Etabs v17.....	143
Figura 56	Vista en planta de la cimentación con pilotes de 0.40m y 0,30m de diámetro...	146
Figura 57	Asignación de los resortes elásticos a pilotes, losas de cimentación y cabezales al modelamiento estructural considerando al suelo como medio elástico en el software Etabs V17	151
Figura 58	Vista en perfil de la cimentación considerando al suelo como medio elástico en el software Etabs V17	151
Figura 59	Modelación estructural de la edificación, considerado pilotes, losa de cimentación, cabezales de pilotes	152
Figura 60	Fuerza axial y momento para cabezal con dos pilotes seleccionado para realizar el análisis comparativo, obtenido del software Etabs V17	153
Figura 61	Geometría acotada para cabezal H=50cm	155
Figura 62	Modelo transformación de fuerza axial y momento en axiales equivalentes	156
Figura 63	Fuerzas internas y reacciones en cercha idealizada para MPT	158
Figura 64	Desarrollo del acero de refuerzo en cabezal H=50cm	164
Figura 65	Sección Crítica a corte según CRSI en cara de columna.....	165
Figura 66	Sección a corte en dos direcciones para cabezal H=50cm	166
Figura 67	Sección crítica a punzonamiento para pilote mas cargado en cabezal H=50cm .	169
Figura 68	Sección crítica para el diseño a flexión para cabezal H=50cm	171
Figura 69	Distribución de la deformación unitaria y distribución neta de tracción de miembros según la teoría a flexión	172
Figura 70	Sección crítica a cortante según ACI 318, para cabezal H=50cm.....	173
Figura 71	Vista en planta y perfil de muro de corte que llega a porción de losa para ejemplo de diseño.....	175
Figura 72	Vista en planta y perfil de losa de cimentación para el diseño por MPT y MFC, con H=100cm.....	176
Figura 73	Fuerza y momento de diseño, por muro de corte en base se losa de cimentación	178
Figura 74	Transformación de fuerza y momento en fuerzas axiales equivalentes para el modelo de diseño por el MPT	179
Figura 75	Idealización de cercha hipotética para el modelo de MPT.....	180
Figura 76	Aplicación de fueras axiales equivalentes en la cercha hipotética para el MPT y fuerzas internas en puntales, se muestran en color rojo	183
Figura 77	Fuerzas internas a traccion en cercha ideañizada para el diseño por MPT para losa de cimentacion.....	184

Figura 78	Sección para verificación de zona nodal correspondiente a los nodos C-1-A.....	188
Figura 79	Sección para verificación de zona nodal correspondiente a los nodos E-2-C.....	189
Figura 80	Sección para verificación de zona nodal correspondiente a los nodos G-3-E.....	190
Figura 81	Sección para verificación de zona nodal correspondiente a los nodos G-4-I.....	192
Figura 82	Sección para verificación d zona nodal correspondiente a los nodos I-5-K.....	193
Figura 83	Tensores en losa de cimentación H=100cm, se muestran de color azul.....	194
Figura 84	Sección crítica a corte en una dirección en losa H=100cm	197
Figura 85	Cortante mayorada, según ACI 13.4.6.5 para MPT	198
Figura 86	Sección crítica a cortante en una dirección para losa H=120cm, toma relevancia la sección crítica en la cara de la columna	199
Figura 87	Sección crítica a corte para cortante en dos direcciones para losa h=100cm	201
Figura 88	Sección crítica a corte para cortante en dos direcciones para losa h=150cm	203
Figura 89	Superposición de las secciones críticas a corte en losa de cimentación, por muro y pilotes	206
Figura 90	Perímetro crítico a punzonamiento de pilotes cas cargados en losa H=100cm...	207
Figura 91	Momento Máximo positivos en franjas de diseño por MFC en losa.....	210
Figura 92	Sección crítica a corte en una dirección, losa H=120	213

ÍNDICE DE ECUACIONES

Ecuacion (1)	30
Ecuacion (2)	35
Ecuacion (3)	35
Ecuacion (4)	36
Ecuacion (5)	36
Ecuacion (6)	37
Ecuacion (7)	37
Ecuacion (8)	37
Ecuacion (9)	37
Ecuacion (10)	38
Ecuacion (11)	38
Ecuacion (12)	38
Ecuacion (13)	38
Ecuacion (14)	39
Ecuacion (15)	39
Ecuacion (16)	39
Ecuacion (17)	39
Ecuacion (18)	39
Ecuacion (19)	39
Ecuacion (20)	39
Ecuacion (21)	40
Ecuacion (22)	40
Ecuacion (23)	40
Ecuacion (24)	41
Ecuacion (25)	42
Ecuacion (26)	42
Ecuacion (27)	44
Ecuacion (28)	44
Ecuacion (29)	44
Ecuacion (30)	45
Ecuacion (31)	45
Ecuacion (32)	46
Ecuacion (33)	47
Ecuacion (34)	48
Ecuacion (35)	48
Ecuacion (36)	48
Ecuacion (37)	52
Ecuacion (38)	55
Ecuacion (39)	57
Ecuacion (40)	57
Ecuacion (41)	58
Ecuacion (42)	59
Ecuacion (43)	60
Ecuacion (44)	60
Ecuacion (45)	61

RESUMEN

Esta investigación realizó un análisis comparativo en el diseño de cimentaciones profundas, por el método puntal-tensor (MPT) y método flexión - corte (MFC) en una edificación multifamiliar de concreto armado, para evaluar las cuantías de refuerzo, la técnica de recolección de datos fue una revisión documental organizada en una ficha de datos, para el análisis se usa la estadística descriptiva. El problema de investigación surgió debido incremento de las construcciones de gran envergadura en nuestro país, el poco conocimiento sobre el MPT, la no incorporación del MPT en la NTP conlleva a realizar diseños estructurales deficientes. Las cuantías de refuerzo por el MPT son elevadas en comparación con el MFC con ratios entre 2 y 1.25 para cabezales de pilotes y desde 1.83 hasta 3.13 para losas de cimentación, conforme se aumenta el peralte de cabezal y losa se obtuvieron ratios de 1.00 debido al acero mínimo, la misma sollicitación de fuerza y el aumento de resistencia en la sección, por otro lado la disposición del refuerzo es en todo el ancho y largo para MFC, pero el MPT, dispone en las zonas con mayor tensión sobre los ejes de los pilotes. En cabezales de pilotes el MPT requiere refuerzo distribuido que ayuda a la redistribución de fuerzas internas controlando la fisuración y conduce a un comportamiento dúctil, mientras que el MFC no requiere porque se realiza el control a cortante. El MPT se recomienda usar en cabezales de pilotes y losas de cimentación pilotadas rígidas Regiones D porque se obtiene mayores cuantías dando confiabilidad al diseño, el MFC limita al diseño de elementos, donde se cumple la hipótesis de Bernoulli.

Palabras clave: análisis comparativo, método puntal tensor, método seccional, cabezales de pilotes, losa de cimentación pilotada, cuantías de refuerzo, concreto armado

CAPÍTULO I. INTRODUCCIÓN

1.1. Realidad Problemática

Las cimentaciones profundas son elementos estructurales de gran importancia porque no solo soportan todo el peso de la superestructura en el que se encuentre, sino que también está en contacto con el suelo, por esta razón está más susceptible a sufrir daños por sismo, empujes laterales de agua, presiones de tierra entre otras fuerzas naturales que en ellas actúen, llevando consigo la caída de toda la super estructura. Esto conlleva a que cada día los diseños sean más exigentes en sus cálculos y sus parámetros de diseño sean los más reales posibles. (Alva, 2016)

En los Emiratos Árabes Unidos y Dubái, tienen los rascacielos más altos del mundo, por lo que su sistema de cimentación y construcción son los más novedosos, el Burj Kalifa un rascacielos más grande de la historia en su cimentación se usó más de 200 pilotes con una profundidad de 50 metros y tiene una losa de cimentación de concreto de 3.5 metros de altura. Actualmente en el mundo existe el crecimiento poblacional viene manifestándose a escalas exponenciales, las migraciones hacia los países u lugares más poblados donde haya mejores recursos y las fuerzas naturales siempre han existido, conllevan a que se desarrollen estructuras cada vez más grandes en áreas pequeñas o en lugares donde los suelos no son buenos para la construcción motivo por el cual las cimentaciones superficiales ya no pueden resistir y ahora se está desarrollando investigaciones en el diseño y la ejecución de cimentaciones con bases sólidas y ubicadas a gran profundidad, que transmiten las cargas a los estratos, con la finalidad de que pueda exigir mayor seguridad y contribuyendo con el economía, según (Vidaud, 2013).

Los Estados Unidos y Japón también tienen grande rascacielos y obras de gran envergadura por lo que su diseño de sus cimentaciones es de alta ingeniería y sus parámetros de diseño han desarrollado de manera eficiente con mucha investigación. En

estos países construir cimentaciones profundas es un requisito fundamental en sus construcciones, asimismo sus normas de construcción están mucho más desarrolladas y consideran otros aspectos muy importantes en cuanto al diseño de elementos de hormigón armado, mientras que en nuestro País se desarrollan proyectos de gran envergadura y no se tiene una norma actualizada en el diseño de concreto armado, por lo que se podría estar rigiendo a un diseño poco eficiente y seguro.

En el Perú, no existen muchas estructuras diseñadas con cimentaciones profundas debido a que no existe mucha investigación en esta rama, la Norma Técnica Peruana de Construcción no es más que una adaptación de la norma ACI 318 enfocados a nuestro entorno, llevando consigo a limitarse desarrollar solamente cimentaciones superficiales y a diseñar solo con los métodos convencionales que son diseño por flexión y corte. La última versión actual de la NTP no considera aspectos de diseño estructural por el Método Puntal Tensor y en el aspecto geotécnico solo deriva a los diferentes métodos de la mecánica de suelos, mas no brinda un detalle más específico en el diseño de cimentaciones profundas.

En el entorno urbano de Trujillo construir estructuras con cimentaciones profundas es una novedad porque solo existe una construcción que se ha ejecutado en su primera etapa, Condominio el Mirador del Golf ubicada en Mza A Lote 01, Predio El Chaleco, Sector campiña de Huamán. Urbanización El Mirador del Golf. Motivo por el cual el objetivo de este trabajo de investigación es comparar los diseños de una cimentación profunda con los métodos de diseño Convencional (flexión y corte), y Puntal Tensor, para evaluar sus resultados en las cuantías de refuerzo.

Ballesteros (2017), el enfoque de su estudio se basa en el análisis de la iteración suelo- pilote, pero en un conjunto de pilotes afirmando que tienen un comportamiento diferente y más real que cuando se analiza un solo pilote; debido a que ante un sismo estas

experimentaran grandes fuerzas cortantes y momentos flectores. Afirma que el análisis de pilotes cargados lateralmente es una parte importante que se debe tener en cuenta en el diseño de los pilotes de grupo tomando como base los estudios de Davisson y Gill, quienes propusieron soluciones elásticas para pilotes hincados en suelos cohesivos, donde generaron expresiones con sus propias gráficas. Para lo cual elaboro un modelamiento con el método de elementos finitos (MEF), llegando a la conclusión que cuando se analiza en grupo estos tienen mayores esfuerzos por que necesitan ser diseñados con mayor rango de seguridad para que la estructura no pueda fallar.

Por otro lado, García y Albuquerque (2018), en su trabajo sobre la predicción del asentamiento con un modelamiento no línea aplicado a cimentaciones profundas, concluyeron que, se encontró una buena correspondencia entre los modelos de comportamiento no lineal y los resultados experimentales. Además, se determinó que solo se requerían desplazamientos mínimos en la parte superior del pilote (5,1 mm) para lograr la saturación de la fricción lateral, mientras que la reacción en la punta del pilote mostró un aumento constante hasta la etapa final del ensayo, la norma E050 suelos y cimentaciones tiene poca investigación respecto a iteración suelo estructura, si se realiza un diseño geotécnico no se desarrollaría en base a investigaciones actuales si no en pasadas y poco confiables.

Finalmente, Escolano, et al (2015), El artículo menciona que las cimentaciones directas con losas continuas tienen ventajas en comparación con las cimentaciones directas con zapatas aisladas y cimentaciones profundas con pilotes, especialmente en terrenos problemáticos. Las losas se suelen diseñar utilizando modelos bidimensionales que representan su forma en planta y se apoyan sobre un medio elástico y lineal, representado por un módulo de balasto. En este artículo se lleva a cabo un análisis comparativo entre el Método de Elementos Finitos (FEM) y el Método Clásico (MC) para

estimar los asientos en el diseño de los módulos de balasto utilizados en las losas de cimentación en terrenos con problemas como blandones y cavidades naturales o creadas por el hombre. El análisis tiene en cuenta el riesgo de fallo asociado a la presencia de estas cavidades en el diseño, lo que permite evaluar el riesgo mediante ambos métodos.

La empresa COSAPI, una de las empresas más grandes de Perú, que viene realizando obras de alta ingeniería, construye la Torre Banco de la Nación, uno de los edificios más altos de nuestro país ha sido construida con pilotes postensados, para que brinde una mejor estabilidad y transmita de manera óptima las cargas hacia la superficie de su superestructura de 30 pisos con una altura de 140 metros.

Por otro la empresa INCOTEC Cimentaciones del Perú, viene ejecutando obras de alta ingeniería en diferentes partes del País, recientemente está llegando a Perú las últimas tecnologías creadas por esta misma empresa con base en Estudios, filosofías y normas americanas.

En el diseño de una cimentación profunda no solo se diseña el pilote, sino que también existe una parte muy importante que es el cabezal o la platea de la cimentación que su función es transmitir y repartir las cargas de la manera más equitativa hacia los pilotes, nuestra investigación se va a diseñar cabezal de pilote y la platea de cimentación. Perú es un país que viene actualmente en un proceso de desarrollo de la ingeniería civil, por lo cual cada día existe la necesidad de construir obras de alta ingeniería, pero para diseñarlos nos vemos restringidos a usar métodos convencionales (flexión y corte) que nos dan resultados un poco alejados de la realidad. Existen otros métodos que se usan en obras de alta ingeniería y que no están en el Reglamento Nacional de Edificaciones del Perú, motivo por el cual esta investigación realizará un análisis comparativo entre el método convencional y Puntal-Tensor ACI318-19, para describir y comparar que método

es más eficiente, como distribuyen su cargas, fuerzas y momentos flectores, la cantidad de acero transversal y longitudinal, entre otros parámetros descritos posteriormente.

Perú es un país que viene actualmente en un proceso de desarrollo de la ingeniería civil, por lo cual cada día existe la necesidad de construir obras de alta ingeniería, pero para diseñarlos nos vemos restringidos a usar métodos convencionales (flexión y corte) que nos dan resultados un poco alejados de la realidad. Existen otros métodos que se usan en obras de alta ingeniería y que no están en el Reglamento Nacional de Edificaciones del Perú, motivo por el cual esta investigación realizara un análisis comparativo entre el método convencional y Puntaleado ACI318-19, para describir y comparar que método es más eficiente, como distribuyen su cargas, fuerzas y momentos flectores, la cantidad de acero transversal y longitudinal, entre otros parámetros descritos posteriormente.

La Norma Técnica Peruana de Construcción y el ACI 318-19, controla la variable, dentro de las normas están la NPT E060, NPT E030 Diseño Sismorresistente, NTPE020 Cargas y combinaciones, NTP E050 Suelos y Cimentaciones, por otro lado, el ACI 318-19 su capítulo 23 Método Puntaleado.

1.2. Antecedentes de la investigación

Shobeiri y Ahmadi-Nedushan (2017), este artículo propone un método para la generación automática de modelos óptimos de puntal y amarre en estructuras de concreto reforzado utilizando un método de optimización estructural evolutivo bidireccional. La metodología presentada se ha desarrollado para minimizar el cumplimiento basándose en el paquete de software de elementos finitos Abaqus. El enfoque propuesto se refiere a la generación de diseños tipo truss (barra) en un entorno tridimensional, abordando el diseño de ménsulas y uniones, así como los pilares de puentes y las tapas de pilotes. Se proporcionan varios ejemplos tridimensionales para mostrar las capacidades del marco propuesto para encontrar modelos óptimos de puntal y amarre en estructuras de concreto reforzado y verificar su eficiencia para hacer frente a las acciones de torsión. Se estudian varios problemas relacionados con el uso de la optimización de topología para el modelado de puntales y amarres de concreto estructural, como los patrones de tablero, la dependencia de la malla y los casos de carga múltiple. En el último ejemplo, se proporciona un procedimiento de diseño para el detalle y dimensionamiento de los modelos de puntal y amarre según la disposición 318-08 del American Concrete Institute (ACI). Este artículo ha ampliado el método BESO, describe un enfoque para la optimización de la topología de estructuras continuas en un contexto tridimensional para el modelado de puntales y tensores.

El aporte de esta tesis es que ha idealizado por elementos finitos MEF, el comportamiento de esfuerzos de una unión rígida aplicada al Método Puntal Tensor ACI 318, para demostrar el comportamiento de del esfuerzo (acero) así como también otro aporte es el modelo geométrico credo en base a los esfuerzos por tensión y compresión para el diseño estructural de las plateas de cimentación o las zapatas rígidas que contienen y distribuyen las fuerzas a los pilotes, dando una idea más

concisa de la distribución de esfuerzos de una cabezal de pilotes modelado en elementos finitos y de esta manera poder idealizar el método de bielas y tirantes, la armadura interna de losas y cabezales de pilotes, para poder evaluar las cuantías de refuerzo en nuestra investigación.

Qing, et al (2002), métodos convencionales de que están basados en la hipótesis de Bernoulli, no son eficientes para desarrollar modelos apropiados de bielas y tirantes en miembros estructurales complejos de hormigón. Este documento describe una técnica de optimización basada en el rendimiento (PBO) para producir automáticamente modelos óptimos de puntales y tensores para el diseño y detallado del acero de refuerzo. El PBO utiliza el MEF como una herramienta de modelado y análisis. Desarrollando los modelos de puntales y tensores en concreto armado se tratan como un problema de diseño óptimo de estructuras continuas. El modelo óptimo de bielas y tirantes que idealiza la transferencia de carga el mecanismo en el hormigón estructural fisurado se genera eliminando gradualmente las regiones que son ineficaz para transportar cargas de un elemento de hormigón estructural basado en la rigidez total criterio de desempeño. En esta investigación muestran ejemplos de diseño de un hormigón de poca altura. Shearwall, con aberturas y un pilar de puente se presentan para demostrar la validez y eficacia de la técnica PBO como herramienta de diseño racional y fiable para estructuras hormigón.

El aporte de este trabajo es la metodología que muestra para poder analizar un modelo óptimo en el diseño por el método puntal y tirante, afirma que el método convencional no es efectivo en regiones con discontinuidad, solo analizo un modelo de muros de corte y un estribo de puente donde claramente es posible predecir que el método convencional no tiene efectividad debido a las perturbaciones, teniendo en cuenta que el método convencional es basado en una hipótesis de una viga.

Santos, et al (2019), en este estudio se estudiaron cuatro modelos de idealización de puntales y tensores aplicados a encepados de pilotes, y tres de ellos se compararon con resultados experimentales. El método clásico (Blévo y Frémy), ampliamente utilizado en Brasil, mostró predicciones adecuadas, aunque a veces conservadoras. Este modelo determina las tensiones en la biela diagonal de hormigón de forma convencional, resultando en tensiones muy altas en relación con la resistencia del concreto. El modelo Fusco se basa en el modelo clásico e introduce el concepto de distribución de la carga, para determinar de manera más realista los esfuerzos de compresión en la biela diagonal. Comparaciones con ensayos muestran que el modelo es muy sensible a la propagación área. Además, Fusco idealizó el modelo para ángulos de inclinación del orden de $33,7^\circ$; dado que la mayoría de las pruebas tenían inclinaciones más altas, las predicciones de este modelo fueron muy conservadoras. El modelo presentado recientemente por Santos mezcló el Blévo y modelo Frémy con el concepto de carga de dispersión Fusco. Esto es consistente con los conceptos teóricos del método de puntal tensor en la idealización mediante los campos de tensiones de las fuerzas internas de la estructura. Las comparaciones experimentales muestran predicciones de este modelo son similares al método clásico, es decir, también es adecuada para el diseño de cabezales de pilotes. El nivel de seguridad del modelo propuesto recientemente por Santos es equivalente al nivel de seguridad del modelo de Blévo y Frémy, ampliamente y utilizado con éxito en Brasil. Sin embargo, la gran diferencia entre los dos métodos no pudo ser evidenciados por las pruebas disponibles, ya que la relación mecánica de refuerzo en los especímenes no fue alta. Santos el modelo se puede utilizar con la fuerza de diseño de bielas de hormigón y los valores de diseño del elemento con esfuerzo a compresión dentro de los nodos por el estándar brasileño (calibrado para elementos planos) sin excesivo conservadurismo en

comparación con el Modelo de Blévoit y Frémy. Las comparaciones con los resultados experimentales indican que es factible la eliminación del coeficiente de efectividad, lo cual se propone como mejora al Santos al modelo.

El aporte de este artículo es que analiza métodos basados en Puntal Tensor, donde muestran que no existe mucha variación en los métodos debido a que las sollicitaciones no fueron muy elevadas.

Tórtola, et al (2017), han estudiado de forma experimental 30 encepados con carga centrada y excéntrica para verificar el efecto del refuerzo horizontal y vertical y de esta manera dar una propuesta de diseño más segura, racional y con un factor de seguridad menor a la que se proporcionan los modelos de bielas y tirantes tradicionales. En el contexto de los modelos de bielas y tirantes (MBT), se establece la carga de plastificación del sistema de armaduras utilizado. Sin embargo, es importante tener en cuenta que el incremento de carga posterior a la plastificación se ve restringido por el fenómeno de rotura por punzonamiento en cada encepado.

Es recomendable revisar los criterios actuales para el diseño de encepados rígidos, específicamente los basados en los modelos de bielas y tirantes de descarga directa (MBT-1), ya que en algunos casos pueden resultar excesivamente conservadores y no permiten considerar las armaduras secundarias horizontales y verticales que son requeridas por normativas como la EHE-08, por otro lado, los MBT (Modelos de Bielas y Tirantes) requieren una verificación adicional de la resistencia del concreto en las en los nodos y puntales de la estructura, que en este caso se reemplaza por la verificación a cortante en una y dos direcciones. En el análisis realizado se ha tomado como referencia la teoría de la fisura crítica, que proporciona explicaciones sobre la resistencia al cortante o al punzonamiento en vigas y losas sin armadura vertical. De forma análoga

se han encontrado posibles líneas de esfuerzos a compresiones y tracciones, resistidas por el hormigón que justifican el desarrollo de esta fisura crítica y el incremento de resistencia del concreto al aumentar la altura efectiva.

El aporte para mi investigación es que muestra una idea más clara de cómo es el modo de falla de los cabezales ante punzonamiento, flexión y corte, y en base a esto realizar una idealizaron del modelo bielas y tirantes.

Araujo (2016), El propósito principal de este estudio es proponer un modelo que permita diseñar de manera eficiente y segura los cabezales de pilotes de concreto reforzado. El modelo considera tanto el fallo al aplastar los puntales comprimidos como al ceder el refuerzo de amarre. A diferencia de algunos modelos tradicionales, el aplastamiento del concreto comprimido no se verifica en la sección en contacto directo con la base de la columna (interfaz de la tapa de la columna / pilote). En este trabajo, la falla por aplastamiento de concreto se verifica en una sección a cierta profundidad dentro de la tapa del pilote. Por lo tanto, esta verificación se reemplaza al determinar la altura de la zona nodal en la parte superior de la tapa de pila necesaria para no causar aplastamiento de los puntales. Se usa un algoritmo iterativo para este propósito. El modelo propuesto se utilizó para 138 encepados ensayados por otros autores, siendo 37 encepados de da pilotes, 21 de tres pilotes y 80 encepados de 4 pilotes analizar 2 la calibración del modelo se uso el ratio $R = P_{u,teo} / P_{u,exp}$, en el análisis teórico no se usaron factores de seguridad y los resultados obtenidos están entre 0.65 y 0.91, lo que indica que el modelo proporciona cargas de falla ,menores a las obtenidas en los ensayos, cuando se consideren factores de seguridad, el diseño final estará en margen muy seguro. La comparación con un gran número de resultados experimentales disponibles demuestra la efectividad del modelo propuesto para el diseño cabezales de pilotes. También se presentan ejemplos numéricos de uso práctico del modelo.

El aporte a mi investigación es que muestra el procedimiento del diseño de cabezal de pilotes para un cabezal de dos, tres y cuatro pilotes, asimismo en el encepado de tres y cuatro pilotes realiza una idealización en tres dimensiones, lo que ayuda a entender mejor los conceptos de diseño.

Rabbani, et al (2018), en realidad, ninguna teoría o método en particular es perfecto para el diseño de un cabezal de pilote. El modelo Strut & Tie (STM) es más confiable para diseñar una cabezal o losa pilotada; considerando la tapa de la pila como una viga profunda. Pero en STM el punzonado no se puede comprobar directamente. El tamaño de la columna puede ser diferente en muchos casos, pero el valor de corte de perforación no se puede separar del enfoque de STM es posible realiza de cálculo de punzonamiento utilizando el método de viga. La carga de la columna se puede cambiar por algunas razones (propósito arquitectónico o requisitos del cliente). Con el aumento de la carga en la columna y la dimensión del puntal y tensor, las fuerzas se cambian en una cantidad significativa. En este estudio se estudiaría el patrón / comportamiento cambiante de las fuerzas de puntal y tensor. lo que puede ayudar al diseñador a predecir la capacidad última del cabezal. En este estudio, espaciamiento según CRSI. Se utiliza el manual 2008. El modelo de puntal y tirante se utiliza para diseñar un cabezal de pila típica aquí la teoría del MPT también se utiliza para comprobar el punzonamiento. Concluye que el espaciado actúa de manera significativa en las fuerzas de Puntal Tensor, se muestra a partir de este estudio que el pilote distante una distancia mayor, la columna induce mayores fuerzas de puntal y tirante el cabezal del pilote. asimismo, que se puede utilizar como un valor de profundidad de tapa de pila más seguro para el Diseño de tapa de pila. La ecuación $y = 77.6 (x)^{0.5}$ es propuesto para seleccionar la profundidad segura de la tapa de la pila en mm que e puede utilizar prácticamente. (Aquí, x = carga

en tonelada, y = profundidad en mm). (p.28). este artículo afirma que el rendimiento del tensor se mide por la cantidad de acero requerido

El aporte de esta tesis de investigación radica en las teorías en bases a sus experimentos afirma que a mayor distancia del pilote se tiene mayores esfuerzos en los nodos de fuerzas, asimismo relaciona un fórmula que permite encontrar el espesor de losa en función a la carga por tonelada y la profundidad y muestra resultados con aumento de la carga en la columna, la capacidad del puntal disminuye. Por otro lado, realiza una comparación entre el método de teoría de las vigas y MPT en base al punzonamiento para predimensionar la altura del cabezal obtiene resultados muy bajos en comparación con el MTP.

Husain, et al (2016), este estudio investiga numéricamente otras alternativas con diferentes formas de puntales y tirantes que transfiera el flujo de fuerzas desde la parte superior de la viga profunda con apertura hacia la derecha y apoyos izquierdos Entonces, estas alternativas con diferentes características concretas son: analizadas por herramientas computacionales de puntal y tensor que utilizan diferentes disposiciones de códigos para verificar la precisión de sus resultados con el análisis numérico no lineal de elementos finitos. Resultados para el estudio del rendimiento de la estructura bajo cargas de servicio aplicadas y más cargando hasta el fracaso. La alternativa elegida produce factor de carga para alcanzar capacidad mayor que 1, por lo tanto, el método de puntal y tirante siempre da carga de colapso de demanda inferior a la capacidad de colapso de capacidad real. Esto implica que la solución obtenida de STM por lo general se encuentra en el lado seguro con sentido conservador para el concreto. (p. 35). Estructuras sometidas a cargas de servicio. Es por eso que el STM está emergiendo como un código cada vez más popular y digno de código para el diseño y el detalle de estructuras de hormigón D-Regiones. Se obtienen diferentes resultados, el modelo de

forma con mejor peso ordinal número de factores condicionales debe ser adoptado como la forma óptima suponiendo que todos los factores condicionales como el cantidad de barras de refuerzo, el factor de carga, y la estructural La ductilidad del hormigón tiene la misma prioridad ilustra la mejor alternativa de las diferentes alternativas de investigación la prioridad de estos factores condicionales podría ser cambiado de acuerdo a la lógica del diseñador para cada caso estructural, pero en todos los componentes STM de cualquier el modelo debe satisfacer la relación de esfuerzos límites aceptables.

El aporte para nuestra investigación se basa en la idealización por elementos finitos y MPT, con varias alternativas en la idealización del modelo, brindado conceptos y criterios de idealización para poder aplicar a nuestra investigación

Adebar y Zhou (1996), las comparaciones con los resultados de 48 pruebas de pilotes demuestran que las disposiciones de diseño de cortante del presente Código de Construcción de ACI son excesivamente conservador para cabezales de pilotes profundos, y que la flexión tradicional los procedimientos de diseño para vigas y losas en dos direcciones no son conservadores para pilotes. El diseño de flexión se puede lograr mejor usando un simple sistema de bielas y tirantes. modelo, y los resultados de las pruebas demuestran que el refuerzo longitudinal debe concentrarse sobre los pilotes como lo sugieren los modelos de bielas y tirantes. Se propone un procedimiento de diseño de cortante simple en el que el máximo esfuerzo se considera el mejor indicador de la "resistencia al corte" para pilotes profundos. El esfuerzo de apoyo máximo que se puede aplicar sin causar la división de las bielas de compresión dentro de los cabezales de pilotes depende de la cantidad de confinamiento, así como la relación de aspecto (alto-ancho) de compresión puntales La influencia del confinamiento es más paulatina de lo que sugiere la Disposiciones de resistencia de carga del Código ACI. A me medid

que se eleva el peralte del cabezal $b=c$ para este caso se trabaja como una viga de gran peralte. El código da como resultado que el corte y la flexión en dos direcciones sean más críticos para la mayoría de los encepados de pilotes (excepto los encepados de dos pilotes).

El aporte de esta investigación es que mezcla las disposiciones del ACI 318, con el CRSI que es una guía más completa para el diseño a flexión y a cortante. En esta investigación se muestra las diferentes fórmulas aplicadas por el CRSI para cortante con sus modificaciones para cabezales con peraltes más elevados.

1.3. Bases Teóricas

1.3.1. Cuantía de refuerzo

Cuantía de refuerzo es la relación entre la cantidad de acero dispuesta en una dirección (A_s), sobre un área de diseño (bd), pueden ser para acero principal y acero secundario, según (ACI 318-19,2019)

$$\rho = \frac{A_s}{bd} \dots\dots\dots (1)$$

Donde:

A_s = Área de acero longitudinal no preesforzado requerida para una sección

b = ancho de la cara a compresión de una sección de un miembro

d = peralte efectivo de la sección de un miembro

1.3.2. Edificaciones de concreto armado

Los edificios de concreto armado en el Perú, son estructuras conformadas por pórticos, muros de concreto y cimentaciones con plateas o zapatas apoyadas con vigas de cimentación, con el objeto de conseguir mayor rigidez y resistencia lateral. (Blanco, s.f)

Por otro lado, el concreto fue utilizado por primera vez en la antigua Roma y se basaba en una mezcla de cal y ceniza volcánica. Su uso se extendió ampliamente en ese tiempo, pero se perdió durante la caída del Imperio Romano. Su resurgimiento ocurrió en el siglo XVIII, gracias al desarrollo de nuevas técnicas y métodos de fabricación. A partir de entonces, el concreto se ha convertido en un material esencial en la construcción. (Chávez, 2003)

1.3.3. Análisis comparativo

1.3.3.1. Definición:

Durkheim (1938), enfatiza que la sociología comparativa se vuelve integral a la sociología en general cuando busca comprender y explicar los fenómenos sociales en lugar de limitarse a una mera descripción de estos. Al utilizar la comparación como método de análisis, la sociología puede examinar las similitudes y diferencias entre diferentes contextos sociales y culturales para obtener una comprensión más completa de los fenómenos sociales. Es cierto que algunos autores argumentan que no es posible establecer métodos universales de comparación, ya que la comparación implica analizar las acciones de los agentes históricos involucrados y las características estructurales específicas del fenómeno estudiado. Cada caso puede tener particularidades únicas que dificultan la aplicación de un enfoque comparativo generalizado. Sin embargo, a pesar de estas dificultades, la comparación sigue siendo una herramienta valiosa en las ciencias sociales, incluida la ciencia política. La comparación nos permite analizar las similitudes y regularidades en los fenómenos políticos, así como comprender las particularidades y peculiaridades de cada caso específico.

1.3.3.2. Tipos:

Dentro de los tipos de los análisis comparativos se puede encontrar 3 tipos en función a la cantidad de casos

- a) **Estudios de un único caso:** Utiliza para su comparación a partir de un tipo ideal o imaginario, como afirma Max Weber (s.f.). Cuando se lleva a cabo una investigación comparativa, se pueden formular hipótesis basadas en teorías existentes y luego ponerlas a prueba utilizando datos comparativos. Esto implica analizar múltiples casos y recopilar información relevante para evaluar la validez de las hipótesis planteadas. Al someter las hipótesis a prueba en

diferentes contextos, se puede determinar si son aplicables en situaciones más amplias o si requieren ajustes y modificaciones.

b) Comparaciones sistemáticas de un número limitado casos seleccionados de manera teórica.

Cuando se consideran un tipo ilimitado de caso, no siempre llegan a ser investigados por el tipo estadístico y estos de deben ser analizados y confrontados de manera sistemática con el fin de analizar semejanzas o similitudes.

c) Análisis estadístico Global.

En este caso se analizan la relación de variables. Va un suceso A, acompañada de otro B con condiciones, que radica en el control de la veracidad de ciertas regularidades

1.3.3.3. Dificultades y limitaciones de este método para controlar hipótesis:

Es importante destacar que el método experimental tiene limitaciones en cuanto al control de todos los factores causales. Este método requiere la disponibilidad de casos aislados y medibles en diferentes momentos, estableciendo relaciones empíricas entre variables mientras se mantiene la certeza de que los demás factores se mantienen constantes. Esto permite descartar como causas aquellas variables que no forman parte de la relación investigada, lo que conduce a explicaciones más precisas y certeras. (Makon, 2004, p6).

1.3.4. Cimentaciones profundas o pilotadas:

Las cimentaciones profundas se utilizan cuando las fundaciones superficiales presentan asentamientos inaceptables, riesgos ambientales como la erosión, o condiciones que podrían dañar la estructura a largo plazo. Estas

cimentaciones se basan en pilotes que se instalan mediante técnicas de hinca, presión con gatos hidráulicos o sistemas de construcción in-situ. El objetivo es alcanzar suelos competentes a través de capas de suelo compresible, proporcionando así una base sólida y estable para la estructura. Los pilotes pueden fabricarse con diferentes materiales, como madera, hormigón, acero o materiales compuestos. Además, pueden presentar diversas configuraciones, como tubos de acero rellenos de hormigón, una parte superior de hormigón conectada a una sección inferior de acero, madera o en forma helicoidal. También existen pilotes con secciones transversales abiertas o cerradas, como pilotes tubulares, pilotes de sección H o helicoidales. Estos pilotes pueden tener formas redondas, cuadradas, hexagonales, rectangulares o incluso triangulares, y pueden tener fustes rectos, escalonados o cónicos. La longitud, la esbeltez y la solidez de los pilotes pueden variar. Para lograr un diseño confiable, es importante considerar todos los detalles del pilote, incluido el método de construcción, junto con la información del suelo y la función requerida del pilote. (Fellenius, 2018).

1.3.4.1. Casos para el uso de pilotes

- Cuando las cimentaciones superficiales no pueden soportar la carga de la estructura, por lo que el pilote transmite la carga a otro estrato más resistente u lecho rocoso. (Braja y Nagarathnam, 2019).
- Para llevar cargas laterales como presiones laterales o cargas sísmicas ya que a diferencia de las cimentaciones superficiales los pilotes pueden resistir cargas laterales con sus cabezales de pilotes, losas pilotadas entre otros. (Braja y Nagarathnam, 2019).
- Cuando existen suelos expansibles u colapsables, estos suelos al tener contacto con el agua se saturan y se vuelven más débiles generando grandes

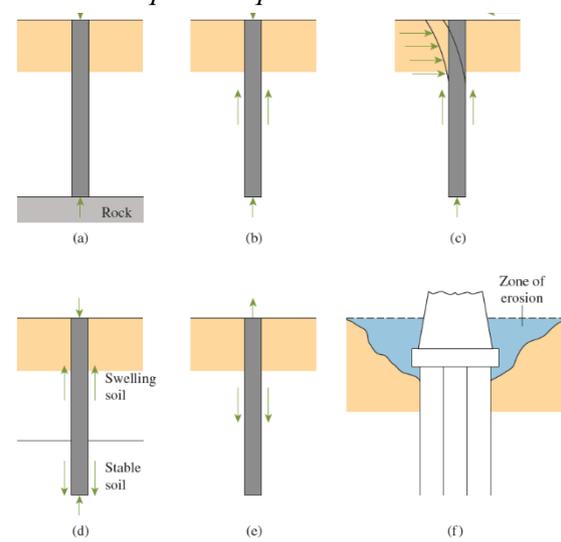
asentamientos lo que genera grandes daños para las superestructuras.

(Braja y Nagaratnam,2019).

- Para resistir levantamientos, como por ejemplo una torre de transmisión, plataformas marinas u zonas donde el sótano esta debajo del nivel freático.
- Los estribos y estribos de puentes se construyen típicamente sobre cimientos de pilotes, ya que estos evitan la pérdida de capacidad portante que puede sufrir una cimentación poco profunda debido a la erosión del suelo a nivel del suelo. (Braja y Nagaratnam,2019).
- Como pilotes de compactación, estos se hincan hasta que se mejore las propiedades del terreno, la longitud de los pilotes depende de las densidades antes y después del hincado, son por lo general de longitudes pequeñas. (Braja y Nagaratnam, 2019).

Figura 1

Condiciones en las que se requiere usar cimentaciones con pilotes



Nota. Adaptado de *Foundation Engineering* (p.439), por autor Braja M. Das y Nagaratnam Sivakugan 9ª Edición, (2019)

1.3.4.2. Resistencias por fricción (fuste) y punta del pilote (capacidad geotécnica)

$$Q = \frac{\pi d^2}{4} p + \pi d \int_0^l \tau dz = Q_p + Q_s \dots\dots\dots(2)$$

Donde

Q =Resistencia Final

p =resistencia unitaria por punta

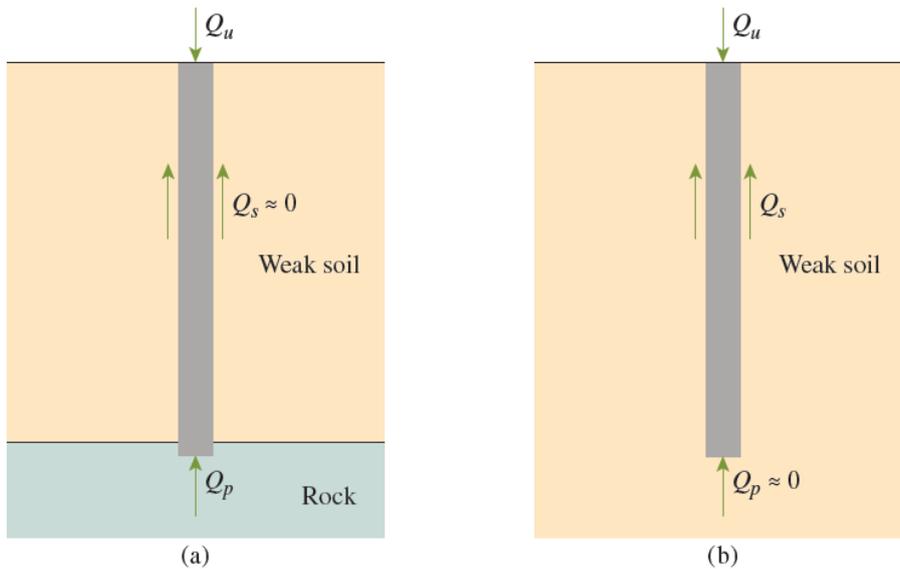
τ =resistencia unitaria por fricción

Q_p =resistencia por punta

Q_s =resistencia por fricción

Figura 2

Resistencia por punta (a) y fricción (b)



Nota. Tomado de *Foundation Engineering* (p.451), por autor Braja M. Das y Nagaratnam Sivakugan 9ª Edición, (2019)

Carga permisible

$$Q_{perm} = \frac{Q_u}{FS} \dots\dots\dots(3)$$

Q_{perm} =capacidad o resistencia permisible

FS=factor de seguridad, que se asocia a la falta de precisión de los cálculos de capacidad de carga ultima

1.3.4.2.1. Resistencia por Fricción (Fuste)

Este tipo depende para capacidad de carga de la fricción que existe entre la pared de los pilotes y la resistencia a fricción de los suelos. Se usa en suelos donde los terrenos su resistencia no aumenta con la profundidad, por ejemplo, suelos húmedos arcillosos. (Viggiani, et al, 2012).

Braja y Nagaratnam, (2019). Este tipo de resistencia se da cuando no hay un estrato rígido dentro de una profundidad considerable y los pilotes por punta se vuelven costosos. En esta situación, se hace necesario depender de la resistencia generada por la fricción o adherencia del suelo, mientras que la resistencia por punta se vuelve despreciable o insignificante. Tal como se muestra en la Figura 2 (a)

$$Q_u \approx Q \dots\dots\dots(4)$$

$$Q_s = \sum p\Delta Lf \dots\dots\dots(5)$$

Donde:

p =perímetro de la sección del pilote

ΔL =longitud del pilote sobre la cual p y f se consideran constantes

f =resistencia unitaria por fuste del pilote

1.3.4.2.2. Resistencia por punta.

Se usa cuando debajo hay una porción se suelo más denso u compacto que el superior, por lo tanto, trabajan como columnas transmitiendo las cargas hacia el estrato de suelo más duro y resistente. (Viggiani et al, 2012).

El pandeo de los pilotes se da mayormente en este tipo ya que funcionan como columnas recibiendo esfuerzos de compresión al transmitir las cargas.

Merino y Ruiz (2015) en su trabajo de investigación mencionaron que Granholm (1929) y Cummings (1938), llegaron a la conclusión de que incluso en suelos muy débiles, existe un adecuado soporte lateral que evita que el pilote falle debido al pandeo, siendo más probable que falle por aplastamiento del material. Por lo tanto, es importante considerar el pandeo en los cálculos estructurales de ambos tipos de pilotes.

$$Q_u = Q_p + Q_s \dots\dots\dots(6)$$

Q_p =carga soportada por la punta del pilote

Q_s =carga soportada por el fuste desarrollado en los costados del pilote

Q_u =resistencia ultima

Si en el caso de que de que $Q_s =0$

$$Q_u \approx Q_p \dots\dots\dots(7)$$

$$q_p = c' N_c^* + q' N_q^* \dots\dots\dots(8)$$

$$Q_p = A_p q_p = A_p (c' N_c^* + q' N_q^*) \dots\dots\dots(9)$$

A_p =área de la punta del pilote

c' =cohesión del suelo que resiste la punta del pilote

q_p =resistencia unitaria de punta

q' =esfuerzo vertical efectivo al nivel del suelo de la puntal del pilote

N_c^*, N_q^* =factores de capacidad de carga

1.3.4.3.Métodos para estimar Q_p

1.3.4.3.1. Método de Meyerhof para estimar Q_p (Arenas)

$$Q_p = A_p q_p = A_p q' N_q^* \dots\dots\dots(10)$$

$$Q_p = A_p q' N_q^* \leq A_p q_l \dots\dots\dots(11)$$

$$q_l = 0.5 p_a N_q^* \tan \phi' \dots\dots\dots(12)$$

$$q' = \gamma L \dots\dots\dots(13)$$

p_a =Presión atmosférica (=100kN/m2)

ϕ' = ángulo de fricción efectivo del suelo de la capa de apoyo

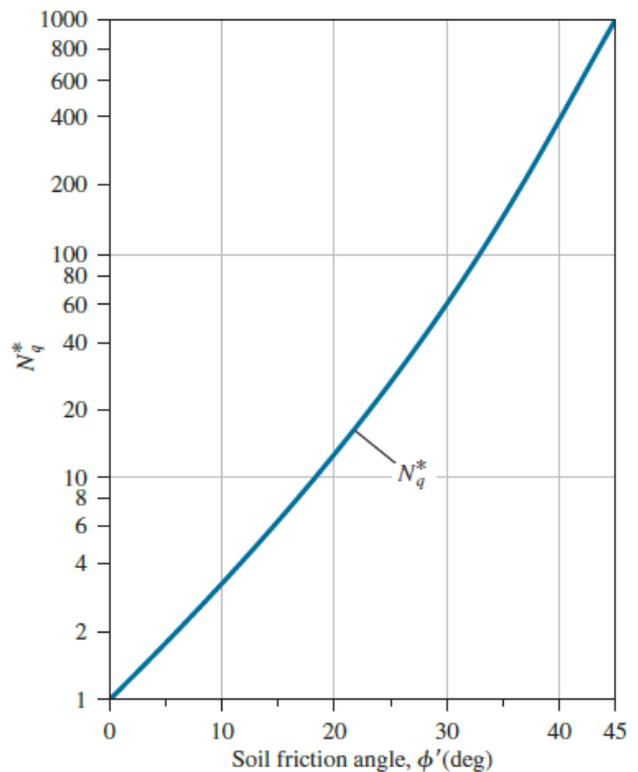
γ =peso específico del suelo

L=longitud del pilote en la capa apoyo del suelo

Figura 3

Valores interpolados de N_q^* , basados en la teoría de Meyerhof

Soil friction angle, ϕ' (deg)	N_q^*
20	12.4
21	13.8
22	15.5
23	17.9
24	21.4
25	26.0
26	29.5
27	34.0
28	39.7
29	46.5
30	56.7
31	68.2
32	81.0
33	96.0
34	115.0
35	143.0
36	168.0
37	194.0
38	231.0
39	276.0
40	346.0
41	420.0
42	525.0
43	650.0
44	780.0
45	930.0



Nota. En la parte derecha se muestra la variación de N_q^* con ϕ' .Tomado de *Foundation Engineering*

(p.464), por autor Braja M. Das y Nagaratnam Sivakugan 9°Edicion, (2019)

1.3.4.3.2. Método de Vesic para calcular Qp (Arenas)

Vesic propuso este método en base a la teoría de expansión de cavidades, y toma parámetros de esfuerzos efectivos. (Braja y Nagaratnam, 2019).

$$Q_p = A_p q_p = A_p \overline{\sigma'_o} N_\sigma^* \dots\dots\dots(14)$$

Donde:

σ'_o =esfuerzo efectivo normal dimensionado del terreno al nivel de la puntal del pilote

$$\sigma'_o = \left(\frac{1 + 2K_o}{3} \right) q' \dots\dots\dots(15)$$

K_o =coeficiente de presión de tierra en reposo

$$K_o = 1 - \text{sen}(\phi') \dots\dots\dots(16)$$

N_σ^* =factor de capacidad de carga

$$N_\sigma^* = \frac{3N_q^*}{(1 + 2K_o)} \dots\dots\dots(17)$$

$$N_\sigma^* = f(I_{rr}) \dots\dots\dots(18)$$

Donde I_{rr} =índice de rigidez reducida para el suelo

$$I_{rr} = \frac{I_r}{1 + I_r \Delta} \dots\dots\dots(19)$$

Donde I_r =índice de rigidez

$$I_r = \frac{E_s}{2(1 + \mu_s) q' \tan \phi'} = \frac{G_s}{q' \tan \phi} \dots\dots\dots(20)$$

Donde:

E_s =módulo de elasticidad del suelo

μ_s =relación de Poisson del suelo

G_s =módulo de corte del suelo

Δ =deformación unitaria volumétrica promediado en la zona plástica bajo la punta del pilote.

$$\mu_s = 0.1 + 0.3 \left(\frac{\phi' - 25}{20} \right), \quad (25^\circ \leq \phi' \leq 45^\circ) \quad \dots\dots\dots(21)$$

$$\Delta = 0.005 \left(1 - \frac{\phi' - 25}{20} \right) \frac{q'}{Pa} \quad \dots\dots\dots(22)$$

1.3.4.3.3. Método de Coyle y Castello para calcular Qp (Arenas)

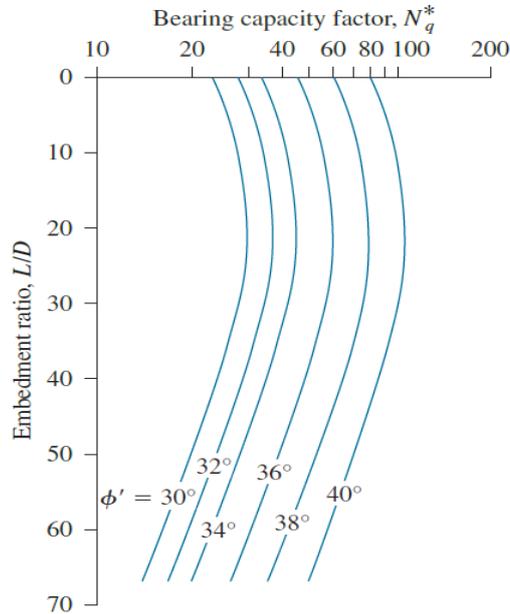
Braja y Nagaratnam, (2019) mencionan que Coyle y Castello evaluaron 24 pruebas de carga de campo a gran escala de pilotes hincados, con base en los resultados de los ensayos, ellos siguieron:

$$Q_p = q' N_q^* A_p \quad \dots\dots\dots(23)$$

q' =esfuerzo vertical efectivo en la punta del pilote

Figura 4

Variación de N^*_q con L/D , basado en los estudios de Coyle y Castello



N^*_q = Factor de capacidad de carga.

Nota. Tomado de *Foundation Engineering* (p.470), por autor Braja M. Das y Nagaratnam Sivakugan 9ª Edición, (2019)

1.3.4.3.4. Correlaciones Usando SPT y CPT Meyerhof

Meyerhof propone que la resistencia de punta en un suelo granular homogéneo ($L=L_b$) puede determinarse utilizando los resultados de los ensayos de penetración estándar.

$$q_p = 0.40 p_a N_{60} \frac{L}{D} \leq 4 p_a N_{60} \dots\dots\dots(24)$$

N_{60} = Valor promediado del número de penetración estándar cerca de la punta del pilote aproximadamente (10D arriba y 4D abajo)

p_a = presión atmosférica (aprox. 100 kN/m² o 2000 lb/pie²)

1.3.4.3.5. Método Fellenius para estimar Qp

$$R_t = A_t r_t = A_t N_t \sigma_{z=D} \dots\dots\dots(25)$$

$$r_t = A_t N_t \sigma_{z=D}$$

r_t =Resistencia de punta unitaria

N_t =coeficiente de “capacidad” de carga de la punta

D =longitud de empotramiento

$\sigma_{z=D}$ =esfuerzo efectivo de sobrecarga en la punta del pilote

1.3.4.3.6. Método Correlaciones de Decourt con ensayos SPT para estimar Qp

Fellenius (2018), en su libro menciona que Decourt que la capacidad del pilote debe ser calculada según la siguiente ecuación, que están unidades del SI. En este caso se muestra la capacidad total es decir la suma de la resistencia por punta y fuste.

$$R = R_t + R_s = K_t A_t + \alpha(2.8N_s + 10)A_s D) \dots\dots\dots(26)$$

R_t =resistencia de punta total

R_s =resistencia de fuste total

K =coeficiente de punta por tipo de suelo y método de construcción según la figura 5

α =coeficiente de fuste por tipo de suelo y método de construcción según la figura 5

N_t =índice N en la punta del pilote (que se toma como número puro)

N_s = índice N promedio a lo largo del fuste del pilote (que se toma como número puro)

A_t =área de la punta del pilote

A_s =área perimetral del fuste

D =longitud de confinamiento

Figura 5

Tablas de coeficiente de Punta K, y Fuste segun el metodo de Decourt

TABLA 7.4 Coeficiente de Punta K (Decourt 1989; 1995)

Tipo Suelo	Pilotes de Desplazamiento	Pilotes Sin Desplazamiento
Arena	$325 \cdot 10^3$	$165 \cdot 10^3$
Limo Arenoso	$205 \cdot 10^3$	$115 \cdot 10^3$
Limo Arcilloso	$165 \cdot 10^3$	$100 \cdot 10^3$
Arcilla	$100 \cdot 10^3$	$80 \cdot 10^3$

TABLA 7.5 Coeficiente de Fuste α (Decourt 1989; 1995)

Tipo Suelo	Pilotes de Desplazamiento	Pilotes Sin Desplazamiento
Arena	$1 \cdot 10^3$	$0.6 \cdot 10^3$
Limo Arenoso	$1 \cdot 10^3$	$0.5 \cdot 10^3$
Limo Arcilloso	$1 \cdot 10^3$	$1 \cdot 10^3$
Arcilla	$1 \cdot 10^3$	$1 \cdot 10^3$

Nota. Tomado de *Bases para el diseño de Fundaciones* (p. 7-17), por autor Bengt H. Fellenius, Edición Electrónica, (2018)

1.3.4.3.7. Método Correlaciones de Nesmith con ensayos SPT para estimar Q_p

Se ha desarrollado un método de diseño directo de capacidad de pilotes en Estados Unidos, basado en una serie de ensayos de carga realizados en numerosos pilotes con diversas condiciones de suelo. Este método ha sido adaptado y ajustado para las condiciones específicas de suelos locales, utilizando pruebas de carga realizadas en diferentes proyectos ejecutados. Los estudios de NeSmith en 2002 y Brenttmann y NeSmith en 2005 han contribuido a la evolución y ajuste de este método de diseño de capacidad de pilotes. El ajuste ha sido realizado de acuerdo a las recomendaciones provistas por el Prof. Bengt. H. Fellenius en su Libro Rojo (2018).

$$Q_p = 0.19N_{cm} + W_b \dots\dots\dots(27)$$

Esta fórmula es para $N_{60} \leq 50$ golpes

Donde:

Q_b =capacidad por punta (Mpa)

N_{cm} =Valor mayor del número de golpes N60

W_b =constante que depende de la gradación y angularidad del suelo $W_b=0$ para suelos uniformes o suelos finos, y $W_b=1.34$ Mpa para suelos bien graduados y partículas angulares con menos del 10% finos.

$$N_{cm} = 0.25N_{60,0}N_{60,1} + 0.25N_{60,2} \dots\dots\dots(28)$$

Donde

$N_{60,0}, N_{60,1}$, numero de golpes promedio y mínimo a una distancia 4 veces el diámetro del pilote por debajo de la punta del pilote, respectivamente.

$N_{60,2}$ = es la resistencia promedio del cono después de eliminar los valores mayores a 50 golpes, a una distancia 4 veces el diámetro del pilote por encima de la base.

1.3.4.4.Métodos para estimar Q_s

1.3.4.4.1. Método de Coyle y Castello para estimar Q_s (Arenas)

Braja y Nagaratnam (2019) en su libro hace mención a Coyle y Castello para calcular la resistencia por fuste esta dado por el siguiente enunciado, que tiene efecto con la presión de tierras.

$$Q_s = f_{av}pL = \left(K \sigma'_o \bar{\tan} \delta' \right) pL \dots\dots\dots(29)$$

Donde:

σ'_o = presión de sobrecarga efectiva promediada

δ' = ángulo de fricción entre el suelo y el pilote = $0.8\phi'$

K = coeficiente efectivo de presión de tierras

1.3.4.4.2. Método correlaciones usando SPT de Meyerhof para Q_s

$$f_{prom} = 0.01 p_a N_{60} \dots\dots\dots (30)$$

Donde:

p_a = Presión atmosférica (100 kN/m² o 2000 lb/pie²)

N_{60} = valor promedio de la resistencia a la penetración estándar

Es necesario precisar que la Q_s , se calcula siguiendo la ecuación N°04, que la formula general de capacidad o resistencia por fricción, se muestra que lo que cambia es la resistencia por fuste unitaria “f prom”, donde p=perímetro de la sección del del pilote, L=longitud total del pilote.

1.3.4.4.3. Método Fellenius para calcular Q_s

Fellenius (2018), muestra en su método unificado para cimentaciones profundas las siguientes expresiones, donde el coeficiente β varia con el ángulo de fricción interna ϕ

$$R_s = \int A_s r_s dz = \int A_s (c' + \beta \sigma'_z) dz \dots\dots\dots (31)$$

R_s = resistencia del fuste acumulada

A_s = área circunferencial del pilote

σ'_z = presión efectiva promedio a una altura “dz”

1.3.4.4.4. Método correlaciones Decourt usando SPT para el cálculo de $Q_s(R_s)$

En la ecuación N°25, se muestra en conjunta el método de Decourt para el cálculo de la resistencia por punta y fricción juntas.

1.3.4.4.5. Método Nesmith usando Spt para calcular Q_s

$$Q_s = 0.005 N_{60} + W_s \quad \dots\dots\dots(32)$$

donde

Q_s =capacidad por fricción

W_s =constante similar a W_b , $W_s=0$ para suelos finos, $W_s=0.05$ para suelos
ángulos con menos del 10% de finos

Esta información es obtenida de Brenttman and NeSmith (2005), teniendo en cuenta de que este método tanto para Q_p está sustentada en un asentamiento relativo del 6% del diámetro del pilote.

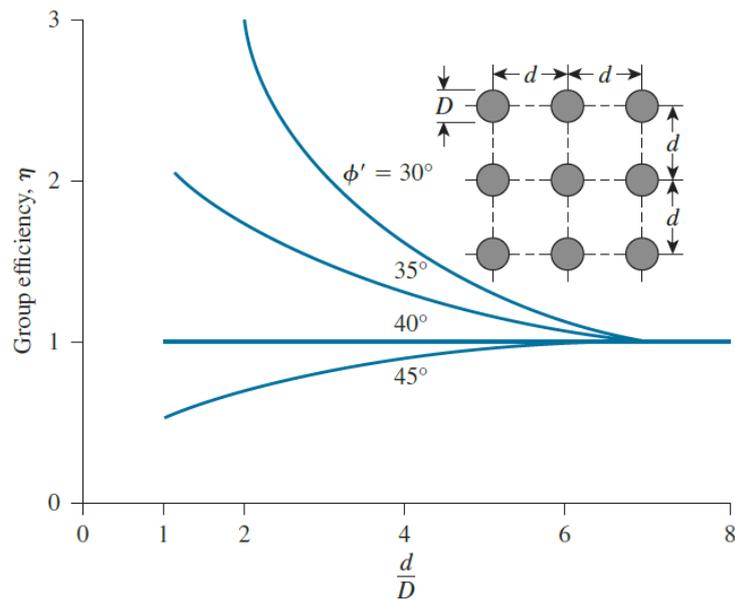
1.3.4.5. Capacidad de carga para Grupos de pilotes.

Viggiani et al (2012) menciona que la capacidad en conjunto de los pilotes es la sumatoria con de la resistencia individual de cada pilote y se multiplica por un coeficiente llamado “eficiencia en grupo”, por otro lado, mencionan que evaluación del diseño de la capacidad de carga de un grupo de pilotes en suelos sin cohesión, la eficiencia puede ser conservadora y se asume un valor igual a la unidad (sin efecto de grupo). Mientras que para suelos con cohesión (arcillas) el efecto en grupo tiene valores menores a la unidad, para espaciamientos de $6D$, D =diámetro del pilote.

Braja y Nagaratnam, (2019), en su capítulo 12.24, sostienen que calcular el efecto en grupo es muy complejo y no ha sido completamente resuelto. Cuando los pilotes se colocan unas cerca de otras es razonable que las tensiones transmitidas (bulbo de presiones) estén superpuestas y se reducen así su capacidad portante del pilote, por lo que recomendable que estén espaciadas a $2.5D$ y en casos más ordinarios a $3D$ a $3.5D$.

Figura 6

Variación de la eficiencia en grupo para suelos arenosos



Nota. Tomado de *Foundation Engineering* (p.531), por autor Braja M. Das y Nagaratnam Sivakugan 9ª Edición, (2019), este gráfico demuestra lo que Viggiani et al. (2012) comentan que para arenas la eficiencia en grupo es mayor que la unidad.

$$\eta = \frac{Q_{g(u)}}{\sum Q_u} \dots\dots\dots(33)$$

Donde

η = eficiencia en grupo

$Q_{g(u)}$ = capacidad de soporte última del grupo de pilotes

Q_u = capacidad de soporte última de cada pilote individual

La capacidad de carga de un grupo de pilotes puede no ser igual a la suma de las capacidades portantes de todos los pilotes, debido a que se superponen en los bulbos de presiones.

1.3.4.5.1. Ecuaciones para calcular eficiencia en grupo

Converse y Labarre

$$\eta = 1 - \left[\frac{(n_1 - 1)n_2 + (n_2 - 1)n_1}{90n_1n_2} \right] \theta \dots\dots\dots(34)$$

Donde $\theta = \tan^{-1}\left(\frac{D}{d}\right) \dots\dots\dots(35)$

$$\eta = 1 - \frac{D}{\pi d n_1 n_2} \left[n_1(n_2 - 1) + \left[n_2(n_2 - 1) + \sqrt{2}(n_1 - 1)(n_2 - 1) \right] \right] \dots\dots\dots(36)$$

n_1, n_2 = número de pilotes en cada dirección del cabezal o losa pilotada

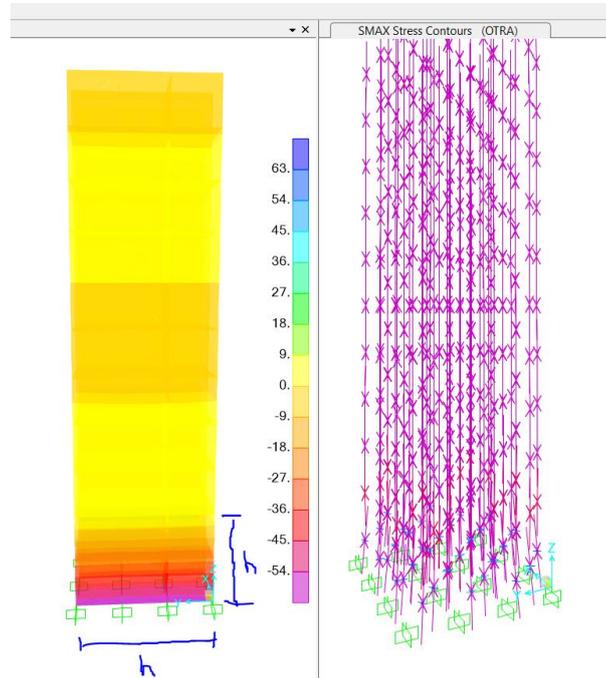
1.3.5. Análisis estructural Método Puntal-Tensor, ACI-318-19 Cap.23

1.3.5.1.Regiones “D” o discontinuidad.

El método puntal tensor (MPT), Se fundamenta en el principio de Saint Venant, el cual establece que los esfuerzos generados por cargas axiales y flexión tienden a una distribución lineal a una distancia equivalente a la altura total del elemento, la misma que se describe como Región D (región de discontinuidad o discontinuidad geométrica), cualquier parte de la sección que este fuera de la Regio D, se denomina Región B (donde se cumple la hipótesis de Bernoulli), las secciones permanecen planas, ACI 318-19, (2019).

Figura 7

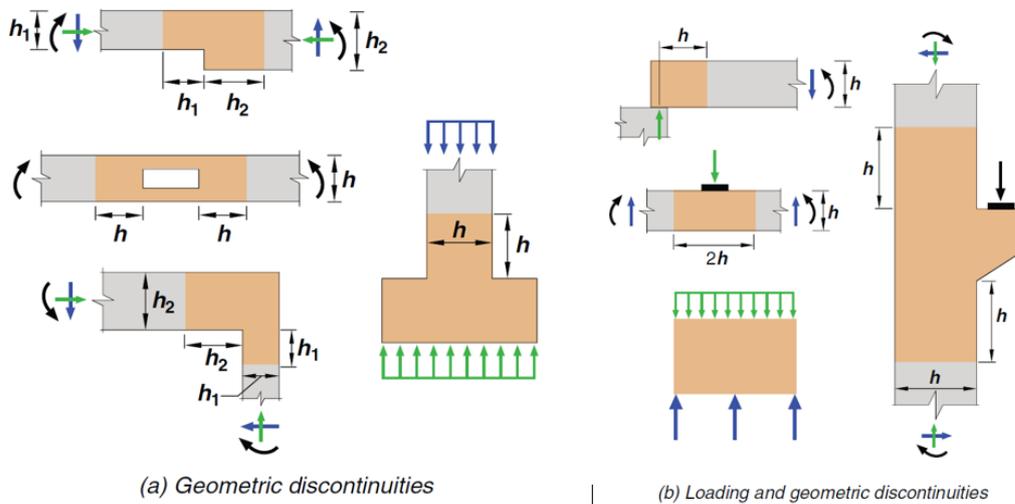
Verificación de la hipótesis de Saint Venant



Nota. Elaboración propia, se elaboró un modelamiento en Elementos Finitos (MEF), con el software SAP 2000 V24, se aplicó una carga, y se verificó que las tensiones permanecen constantes a una distancia h , En la parte derecha se aprecia las tensiones resultantes con su respectiva dirección, y existe una perturbación o discontinuidad a una distancia h , tal como menciona el ACI 318-19 en R23.1

Figura 8

Regiones D, y discontinuidades



Nota. Tomado de *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19)* (p.436), por autor American Concrete Institute, (2019).

En la Fig. N°8(a), se muestra una discontinuidad geométrica, ya que es producto de las cargas y la geometría como corresponde la hipótesis de Saint Venant. Se reconoce ya que hay cambios en su sección ya sea de manera lineal, parabólica o huecos.

En la Fig. N°8(b), son discontinuidades generalizadas, por lo general son en su sistema global, es decir que toda la estructura es una región D

Los modelos puntales – tensor, deben consistir en puntales (elementos a compresión) y tensores (elementos a tracción) que deben estar conectados a zonas nodales.

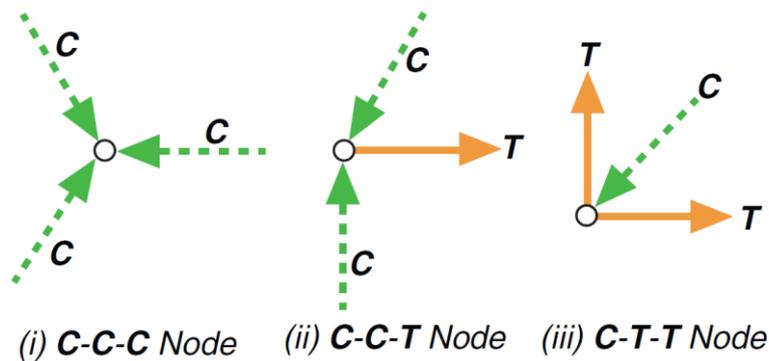
1.3.5.2. Nodo

Los nodos en el modelo puntal-tensor representan los puntos de intersección entre los puntales y tensores, así como los puntos donde se aplican fuerzas o reacciones. Para mantener el equilibrio en el modelo puntal-tensor, es necesario que actúen al menos tres fuerzas en cada nodo. La clasificación de los

los nodos se realiza en base a los signos de estas fuerzas. Un nodo (**C-C-C**), resiste tres fuerzas a compresión, un nodo (**C-C-T**), resiste dos fuerzas a compresión y una a tracción, un nodo (**C-T-T**), resiste una fuerza a compresión y dos a tracción así lo define ACI 318-19, (2019).

Figura 9

Clasificación de nodos de acuerdo al Cap.23, Aci 318 -19



Nota. Tomado de *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19)* (p.441), por autor American Concrete Institute, (2019).

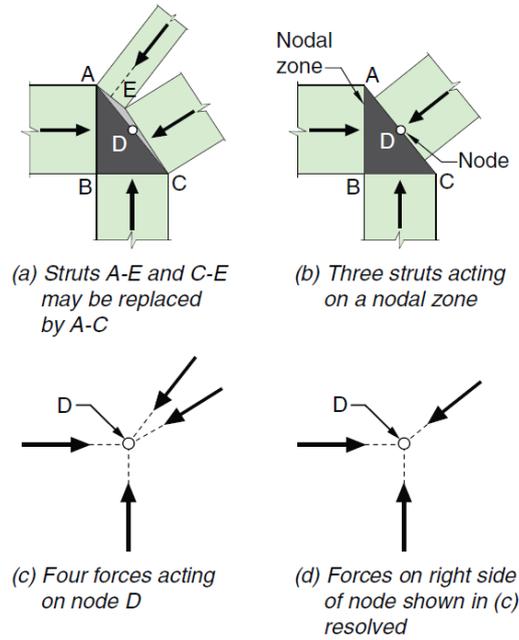
1.3.5.3. Zona nodal hidrostática

Son las regiones que circundantes a los nodos. Si más de tres fuerzas llegan a una zona nodal en un modelo bidimensional, se propone resolver varias fuerzas en una sola resultante de modo que se tengan solo tres fuerzas que se intercepten, ver fig. 10, ACI 318-19, (2019).

Por otro lado, una zona nodal puede ser hidrostática, que se caracteriza por tener esfuerzos iguales en las caras cargadas y son perpendiculares a los ejes de los puntales o tensores que actúan en el nodo, en resumen, sus esfuerzos son iguales en todas sus direcciones, ver fig. 11. Para nodos que no sean hidrostáticos la cara con mayores esfuerzos controlara las dimensiones del nodo. ACI 318-19, (2019).

Figura 10

Resolucion de fuerzas en una zona nodal



Nota. Tomado de *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19)* (p.439), por autor American Concrete Institute, (2019).

Dentro de una zona nodal existe un área que se denomina “zona nodal extendida” que es aquella que esta circunscrita por la intersección del ancho efectivo del puntal w_s , y el ancho efectivo del tensor w_t .

$$w_s = w_t \cos(\theta) + l_b \sin(\theta) \dots\dots\dots(37)$$

Donde:

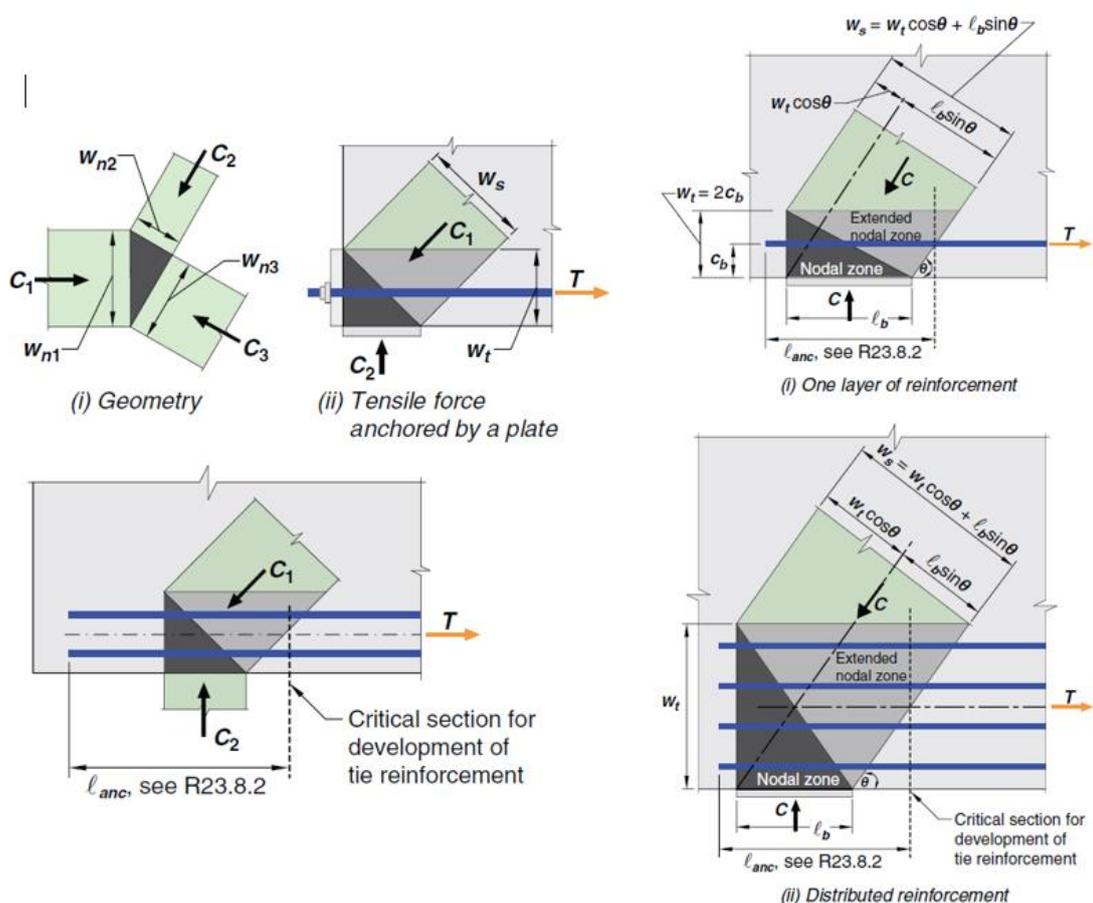
l_b =ancho de un área de apoyo en una zona nodal

w_t =ancho efectivo del tensor

w_s =ancho efectivo del puntal

Figura 11

Zona nodal hidrostática y zona nodal extendida, muestra los efectos de la distribución de la fuerza



Nota. Tomado de *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19)* (p.440,441), por autor American Concrete Institute, (2019).

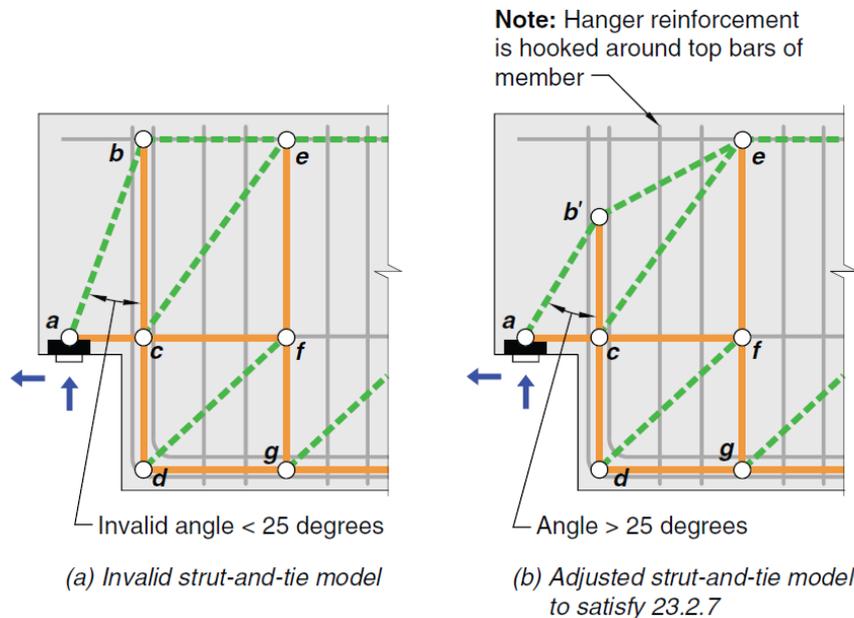
1.3.5.4. Puntales

Son elementos sometidos a compresión, tienen que interceptarse o superponerse solamente en los nodos del modelo puntal-tensor. Es importante que el ángulo entre los ejes de cualquier puntal y cualquier tensor que se encuentren en el mismo nodo sea de al menos 25 grados. Este requisito garantiza la estabilidad y resistencia adecuadas en el sistema puntal-tensor, el modelo debe ajustarse para

que cumpla con esta condición. Los puntales pueden ser de borde o interiores. ACI 318-19, (2019).

Figura 12

Modelo Puntal - Tensor con ajuste requerido.



Nota. Tomado de *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19)* (p.442), por autor American Concrete Institute, (2019).

1.3.5.5. Tensores

Un tensor en el contexto del modelo puntal-tensor es un elemento que se encuentra a tracción y está compuesto por el refuerzo, ya sea preesforzado o no preesforzado, junto con una porción concéntrica que lo rodea a lo largo de su eje. El concreto que rodea al tensor cumple la función de definir la zona nodal donde se deben anclar las fuerzas aplicadas al tensor. Sin embargo, es importante destacar que el concreto que rodea al tensor no se utiliza para resistir la fuerza axial del tensor en los cálculos estructurales. Su función principal es proporcionar una zona de anclaje adecuada para las fuerzas aplicadas al tensor., pero el concreto

circundante reduce las deflexiones especialmente por cargas se servicio.

Menciona el ACI 318-19, (2019).

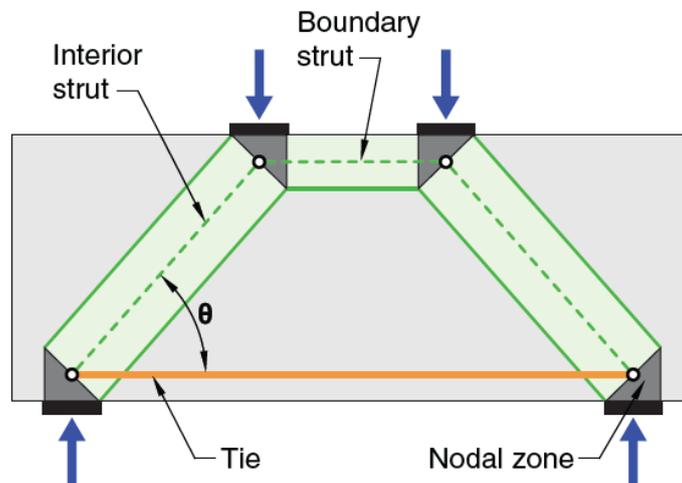
$w_{t\max}$ puede aproximarse median la siguiente ecuación

$$w_{t\max} = \frac{F_{nt}}{(f_{ce} b_s)} \dots\dots\dots(38)$$

f_{ce} =esfuerzo efectivo a tracción para la zona nodal que ancla al tensor

Figura 13

Descripción del modelo puntal-tensor



Nota. Tomado de *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19)* (p.437), por autor American Concrete Institute, (2019). Se muestra a los puntales interiores y de borde, los tensores y la zona nodal.

Figura 14

Modelo Puntal-Tensor para un cabezal de pilote h=50cm

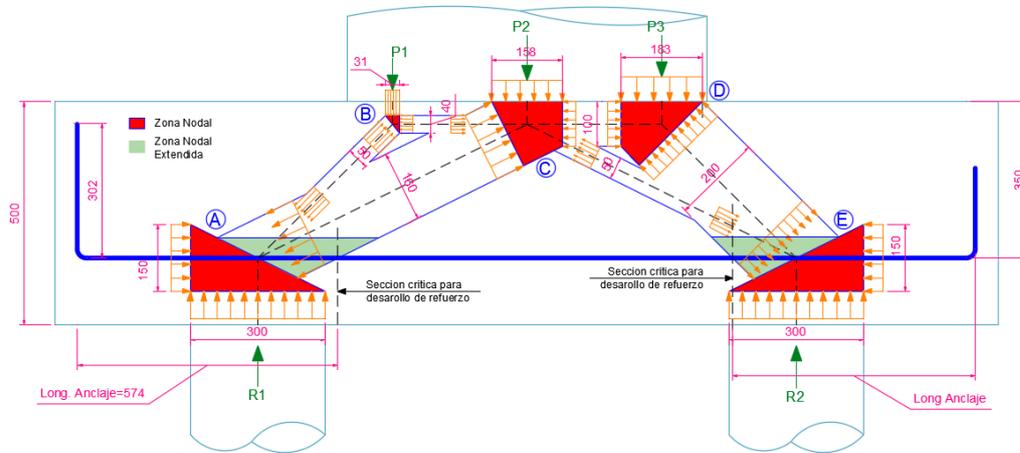
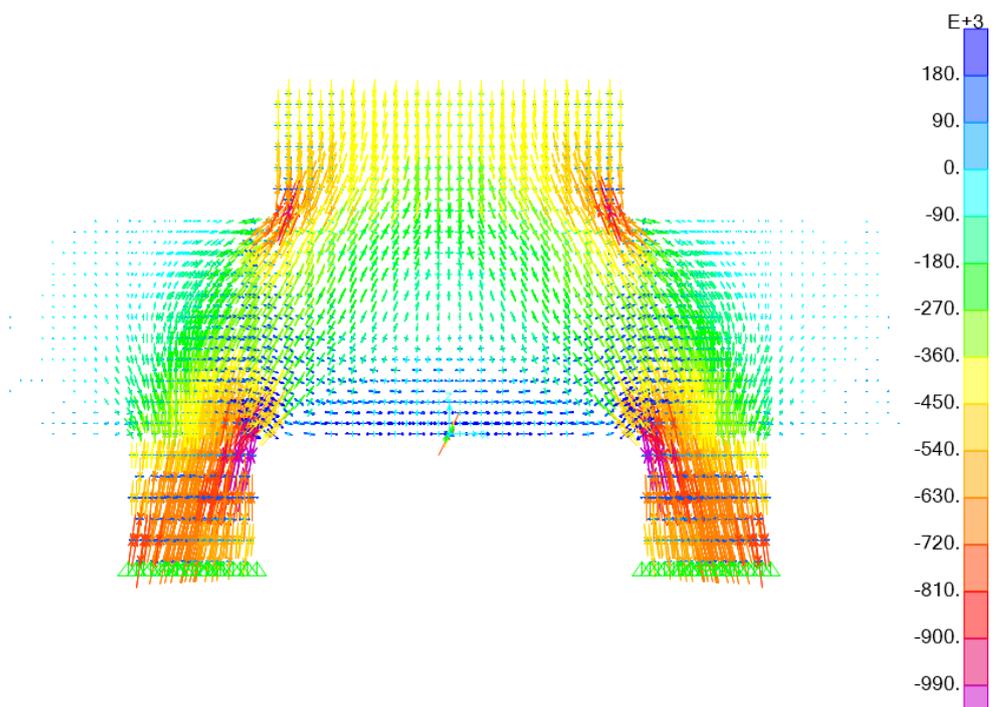


Figura 15

Campos de tracción y compresión en cabezal de pilote, mediante elementos finitos



Nota. Se muestra un modelamiento por elementos finitos mediante sólidos en el software SAP 2000 V24, donde se evidencia la dirección de los esfuerzos resultantes, evidenciando los campos a tracción (color azul) y los campos a compresión que coincidan con fuerzas a tracción y compresión del MPT.

1.3.5.6. Procedimiento para el método Puntal Tensor

- Definir y separar cada región de discontinuidad (D)
- Determinar las fuerzas resultantes en los contornos de cada región D
- Seleccionar un modelo y determinar las fuerzas resultantes en los puntales y tirantes, a través de la Región-D, y los ejes de los puntales y tensores deben coincidir con los campos a tracción y compresión, ver Fig. 14 y 15.
- Diseñar los puntales, tensores y zonas nodales de modo que contengan resistencia suficiente mediante las ecuaciones y tablas de 23.4.3, 23.9.2 y los tensores con 23.7.2. del ACI 318-19.

1.3.5.7. Resistencia de diseño.

Para cada combinación mayorada de carga aplicable, la resistencia de diseño de los puntales, tensores y zonas nodales en un modelo puntal-tensor debe cumplir con $\phi S_n \geq U$, lo que incluye:

- Puntales $\phi F_{ns} \geq F_{us}$
- Tensores $\phi F_{nt} \geq F_{ut}$
- Zonas nodales $\phi F_{nm} \geq F_{un}$

$\phi = 0.75$ de acuerdo con la tabla 21.2.1 del ACI 318-19, factor de reducción de resistencia, que aplica para puntales, tensores y zonas nodales.

1.3.5.7.1. Resistencia de los puntales.

Para puntal sin refuerzo

$$F_{ns} = f_{ce} A_{cs} \dots\dots\dots(39)$$

Para puntal con refuerzo

$$F_{ns} = f_{ce} A_{cs} + A_s' f_s' \dots\dots\dots(40)$$

Donde:

f_{ce} =resistencia efectiva a compresión del concreto para puntal

A_{cs} =área de la sección transversal en el extremo del puntal

A_s' =área efectiva del refuerzo a compresión al nivel de resistencia nominal

axial del puntal

f_s' = se puede asumir como f_y

$$f_{ce} = 0.85\beta_c\beta_s f'_c \dots\dots\dots(41)$$

β_c =fator de modificación para confinamiento de puntales y nodos

β_s =coeficiente de puntal, que depende si es de borde, interior u otros

Figura 16

Valores del coeficiente Bs para puntales.

Strut location	Strut type	Criteria	β_s	
Tension members or tension zones of members	Any	All cases	0.4	(a)
All other cases	Boundary struts	All cases	1.0	(b)
	Interior struts	Reinforcement satisfying (a) or (b) of Table 23.5.1	0.75	(c)
		Located in regions satisfying 23.4.4	0.75	(d)
		Beam-column joints	0.75	(e)
	All other cases		0.4	(f)

Nota. Tomado de *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19)* (p.444), por autor American Concrete Institute, (2019).

Figura 17

Valores del factor de influencia del confinamiento β_s para puntales y zonas nodales

Location	β_c		
<ul style="list-style-type: none"> • End of a strut connected to a node that includes a bearing surface • Node that includes a bearing surface 	Lesser of	$\sqrt{A_2/A_1}$, where A_1 is defined by the bearing surface	(a)
		2.0	(b)
Other cases	1.0		(c)

Nota. Tomado de *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19)* (p.444), por autor American Concrete Institute, (2019).

1.3.5.7.2. Resistencia en los tensores

$$F_{mt} = A_{ts} f_y + A_{tp} \Delta f_p \dots\dots\dots(42)$$

Donde:

A_{tp} = para elementos no preesforzados

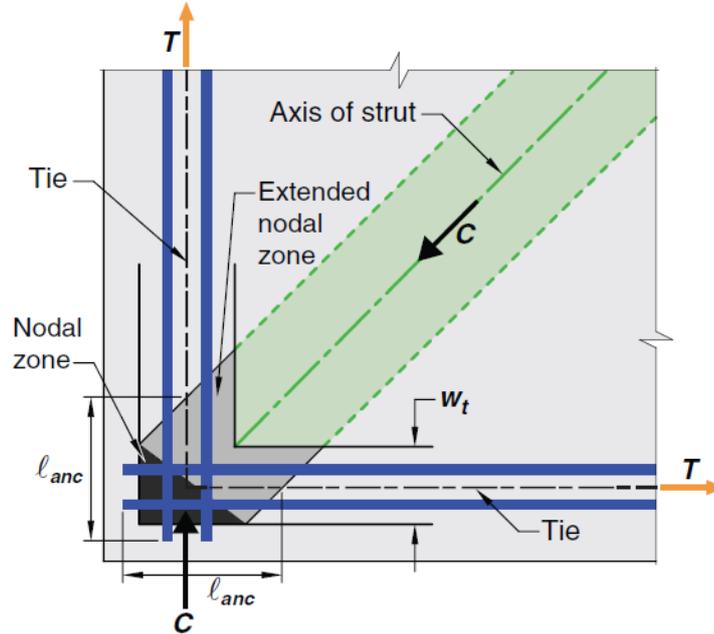
A_{ts} = área del acero del tensor

f_y = módulo de fluencia del acero $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ para acero grado 60

El refuerzo del tensor debe asegurarse mediante el uso de dispositivos mecánicos, anclajes de postensado, gachos estándar o mediante el desarrollo de barras rectas

Figura 18

Anclaje mediante el desarrollo de barras rectas. en zona nodal extendida



Nota. Tomado de *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19)* (p.448), por autor American Concrete Institute, (2019). Se observa que la longitud de anclaje se toma en cuenta de la intersección del tensor con la zona nodal extendida.

1.3.5.7.3. Resistencia en las zonas nodales

$$F_m = f_{ce} A_{nz} \dots\dots\dots(43)$$

$$f_{ce} = 0.85 \beta_c \beta_n f'_c \dots\dots\dots(44)$$

Donde:

β_n = coeficiente que depende de la cantidad de tensores anclados

A_{nz} = área de la zona nodal

Figura 19

Valores de β_n , que dependen de la cantidad de tensores anclados

Configuration of nodal zone	β_n	
Nodal zone bounded by struts, bearing areas, or both	1.0	(a)
Nodal zone anchoring one tie	0.80	(b)
Nodal zone anchoring two or more ties	0.60	(c)

Nota. Tomado de *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19)* (p.449), por autor American Concrete Institute, (2019).

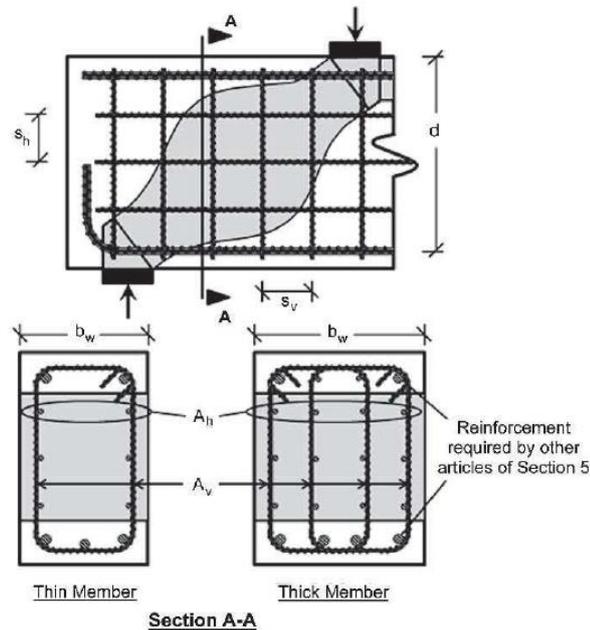
1.3.5.7.4. Refuerzo distribuido mínimo

Se debe colocar de acuerdo con la tabla 23.5.1- Refuerzo mínimo distribuido, donde se especifica que 0.0025 en cada dirección, esta tabla se muestra más detallada en el AASHTO LRFD 2017.

$$0.0025(s_h)b_w \dots\dots\dots(45)$$

Figura 20

Refuerzo distribuido en zona D



Nota. Tomado de *AASHTO LRFD Bridge Design Specification, 8 edición*, (p. 5-96), por autor American Association of State Highway and Transportation Officials, (2017).

1.3.6. Método Flexión y corte (método seccional)

El método seccional se toma como referencia la NPT E060 Concreto armado en el Capítulo 10 Flexión y carga axial y Capítulo 11 Cortante y torsión. Asimismo, también se emplea criterios del ACI 318-19 como norma complementaria.

1.3.7. Análisis Sismo Estático y Dinámico.

Se toma como referencia la NTP E030 Diseño Sismorresistente del Reglamento Nacional de Edificaciones.

1.4. Justificación

1.4.1. Justificación general

Esta investigación se está llevo a cabo con la finalidad de poder realizar un análisis comparativo en el diseño estructural de una platea de cimentación y cabezales pilotados con el MPT y Método flexión y corte, para determinar su comportamiento con las cuantías de refuerzo.

Con el análisis comparativo nos permitió ver la aplicabilidad de cada método conforme se aumente el peralte pierda su efectividad y el otro aumente, de esta manera poder realizar diseños estructurales más eficientes ya que el nuestra actual norma E060 que es la que rige el diseño de elementos de concreto reforzado, en nuestro país, no tiene y no menciona al Método Puntal Tensor, por lo que diseñar por un método sin conocer sus límites y demostrar su aplicabilidad a ciertos elementos puede traer consecuencias catastróficas para una estructuras como es en este caso de análisis las cimentaciones de una estructuras de gran importancia .

Esta presente investigación benefició a todos los ingenieros y estudiantes de ingeniería para que puedan realizar diseños más efectivos y tengan conocimiento de que el MPT se viene usando desde hace mucho tiempo atrás por normas como AASHTO LRFD, ACI 318, EHE, ASCE, entre otras. Los beneficiarios indirectos son la población ya que esta gozara de infraestructuras bien diseñadas evitando riesgos de colapso ante eventos y solicitaciones extremas de cargas y sismo.

1.4.2. Justificación teórica

La presente investigación proporcionó una teoría y organiza la información sobre el método Puntaleado- Tensor que estipula el ACI 318-19 y el método -flexión y corte que se encuentra tanto en el ACI 318 y la NTP E060, y de esta manera poder realizar una modelación adecuada de los elementos para su posterior comparación

1.4.3. Justificación Práctica

Esta investigación permitió ver cuál es la diferencia de los métodos de diseño, en base a los resultados basados en las normatividades ACI-318 y NTP E060, y de esta manera tomarse esta investigación para la incorporación del método en la normatividad peruana.

1.4.4. Justificación Metodológica

En esta investigación, se emplean hojas de cálculo basadas en las normas ACI-318 y NTP E060 como instrumentos de recolección de datos. Además, se utilizan los programas de modelamiento de software Etabs V17, Sap 2000 V24, Safe V20 y Microsoft Excel para organizar y recopilar los datos necesarios para el estudio. Estas herramientas son seleccionadas para facilitar el análisis y el procesamiento de los datos en el presente estudio.

1.4.5. Justificación Social

Esta investigación cumple con el objetivo N°11 “Ciudades y Comunidades Sostenibles” del desarrollo sostenible de la ONU rumbo al 2030, que es lograr que las ciudades sean más inclusivas, seguras, resilientes y sostenibles. La urbanización acelerada representa un desafío significativo debido a la presión que ejerce sobre la construcción rápida de edificios, muchos de los cuales no cumplen con las normas de seguridad de construcción establecidas, incluidas aquellas establecidas por la ONU.

Esta investigación fomenta el correcto diseño estructural de cimentaciones con una metodología aplicable a cada necesidad, teniendo en cuenta de que en Perú el Método Puntaleado, se desconoce o se conoce muy poco, lo que lleva a diseños erróneos por desconocimiento. Al conocer la aplicabilidad del MPT, conlleva a que se desarrollen infraestructuras seguras apoyando al objetivo de desarrollo sostenible N°11 de la ONU.

1.5. Formulación del problema

¿Cuál es el resultado de la comparación en el diseño de una cimentación profunda con el método flexión y corte y método puntaleado en una edificación multifamiliar de concreto armado en la ciudad de Trujillo 2022?

1.6. Objetivos

1.6.1. Objetivo general

Comparar el diseño estructural mediante las cuantías de acero de refuerzo de una cimentación profunda por el método flexión y corte y método puntaleado en una edificación multifamiliar de concreto armado en la ciudad de Trujillo 2022.

1.6.2. Objetivos específicos

Obtener el área de acero, área de franja y separación de acero de la platea de cimentación y cabezal de pilotes con el Método Puntaleado por la norma ACI 318-2019 en una edificación multifamiliar de concreto armado en la ciudad de Trujillo 2022

Obtener el área de acero, área de franja y separación de acero de la platea de cimentación y cabezal de pilotes con el Método Flexión y Corte por la norma Ntp E060 “Diseño en Concreto” en una edificación multifamiliar de concreto armado en la ciudad de Trujillo 2022

Determinar la comparación mediante cuantías de refuerzo longitudinal en el diseño de la platea de cimentación y cabezal de pilotes, por el Método Puntaleado por

la norma ACI 318-2019 y el Método Flexión y Corte por la norma Ntp E060 “Diseño en Concreto” en una edificación multifamiliar de concreto armado en la ciudad de Trujillo 2022

1.7. Hipótesis

1.7.1. Hipótesis general

El análisis comparativo en el diseño de una cimentación profunda con el método Puntal Tensor será más eficiente en cuanto se aumenta el peralte y el Método Flexión y Corte será más eficiente cuando se disminuye el espesor, en una edificación multifamiliar de concreto armado en la ciudad de Trujillo 2022.

CAPÍTULO II. METODOLOGÍA

2.1. Enfoque de investigación

Según Hernández, et al (2014), el enfoque cuantitativo es una técnica utilizada para estudiar cualquier tipo de comunicación de manera objetiva y sistemática. Este enfoque implica la cuantificación de los mensajes o contenidos en categorías o subcategorías específicas, los cuales son sometidos a un análisis estadístico.

La presente investigación tiene enfoque cuantitativo ya que se realizó recolección de datos después de realizar una análisis sísmico y estructural a la edificación y calcular las cuantías de refuerzo longitudinal tanto del método Puntal Tensor y método flexión y corte, de esta manera poder comprobar la hipótesis.

2.2. Tipos de investigación:

2.2.1. Según Propósito:

El estudio actual para este fin es investigación aplicada, ya que el objeto de su estudio se basa en una teoría o investigación ya realizada, cuyos resultados han sido validados para aportar nuevos conocimientos y/o alternativas de solución, busca mejorar la sociedad y resolver problemas.

2.2.2. Según Diseño de investigación

El tipo de investigación es No Experimental Transversal Descriptiva ya que se enfoca en la observación y medición de variables sin manipular ninguna de ellas, en este estudio se van a recolectar información de la variable y analizar su comportamiento, esto en un solo periodo de tiempo, asimismo es comparativa porque se van a comparar los resultados de la variable.

2.2.3. Según el nivel de investigación

Diseño Descriptivo Comparativo, ya que se ha recolectado datos de dos muestras con el propósito de observar el comportamiento de una variable, y comparar diferentes aspectos que permita establecer relaciones entre dos o más fenómenos o conjuntos de elementos para obtener razones válidas en la explicación de diferencias o semejanzas.

2.3. Diseño de investigación

El diseño de investigación es No Experimental Transversal Descriptiva Comparativa, ya que se enfoca en la observación y medición de variables sin manipular ninguna de ellas, en este estudio se van a recolectar información de la variable y analizar su comportamiento, esto en un solo periodo de tiempo y se va a comparar diferentes aspectos que permita establecer relaciones entre dos o más fenómenos o conjuntos de elementos para obtener razones válidas en la explicación de diferencias o semejanzas

Figura 21

Diagrama del diseño de investigación



Tabla 1

Esquema de Investigación

Estudio		T1	
M=	Procesos constructivos en las estructuras	O=	Institución Educativa
			M= Muestra O= Observación

2.4. Variables

2.4.1. Variable

Cuantía de refuerzo es la relación entre la cantidad de acero dispuesta en una dirección (As), sobre un área de diseño (bd), pueden ser para acero principal y acero secundario, según (ACI 318-19, 2019). *Building Code Requirements for Structural Concrete (pp29)*

2.4.2. Clasificación de las variables.

Se muestra la siguiente tabla con la clasificación de la variable.

Tabla 2

Matriz de clasificación de variable Cuantía de Refuerzo

VARIABLE	Relación	Naturaleza	Escala	Dimensión	Forma de medición
CUANTIA DE REFUERZO	Independiente	Cuantitativa	Razón	Multidimensional	Indirecta

2.4.3. Operacionalización de las variables/matriz de operacionalización de variables

Tabla 3

Matriz de Operacionalización de la variable

Variable	Definición Conceptual	Definición Operacional	Dimensiones	Indicadores	Forma de Medición	Unidad
Cuantía de refuerzo	Es la relación entre la cantidad de acero dispuesta en una dirección (As), sobre un área de diseño (bd), según ACI 318-19,2019	La cuantía de refuerzo se mide calculando la cantidad de acero longitudinal tanto en la dirección X e Y, y se divide entre el área de la franja donde se coloca el acero de refuerzo	Cantidad de acero longitudinal	Área de Refuerzo	Razón	cm ²
			Separación de acero	Espaciamiento de refuerzo	Razón	cm
			Área de franja	Sección efectiva	Razón	cm ²

2.5. Población y muestra

2.5.1. Población

Diseño de cimentaciones profundas con el Método Puntal Tensor de una edificación multifamiliar de concreto armado Trujillo 2022.

Diseño de cimentaciones profundas con el Método Flexión y Corte de una edificación multifamiliar de concreto armado Trujillo 2022.

2.5.2. Muestra

Para la muestra se usó Juicio de Experto por el Ing. Carlos Alberto Rodríguez Reyna, el cual se tomó la edificación multifamiliar El Condominio el mirador del Golf ubicada en la ciudad de Trujillo, edificación que se construyó con pilotes.

Diseño de cimentaciones profundas con el Método Puntal Tensor de la edificación multifamiliar de concreto armado Condominio el Mirador del Golf.

Diseño de cimentaciones profundas con el Método Flexión y Corte de la edificación multifamiliar de concreto armado Condominio el Mirador del Golf.

2.5.3. Materiales:

Los materiales se muestran en la tabla a continuación

Tabla 4

Tipo, cantidad y unidades de los materiales utilizados

Materiales	Cantidad	Unidad
Computadora	1	Und
Internet	20	Mbps
Software Sap 200V24	1	Und
Software Etabs V17	1	Und
Software Safe V20	1	Und
Norma ACI 318-19	1	Und
NTP E060	1	Und
Escritorio	1	Und
Microsoft Excel	1	Und

2.6. Técnicas e instrumentos de recolección y análisis de datos

2.6.1. Técnicas de recolección de datos

La presente investigación uso la técnica de revisión documental, en la cual se extrajo información de las normas ACI 38-19 Cap.23, NTP E060 Cap.10 y 11, los cuales fueron datos del método puntal tensor y método flexión y corte aplicado al diseño de elementos de concreto armado respectivamente en el 25 octubre del 2022.

También el estudio de suelos “Habilitación Urbana urbanización el Mirador del Golf”, por parte de la empresa Corporación Lakshmi Garudha, donde se extrajeron datos como parámetros sísmicos, clasificación de suelos, exploraciones geofísicas, datos de ensayos de refracción sísmica, cálculos de capacidad portante en la cimentación, ensayos MASW, análisis de asentamientos, datos de ensayos SPT, entre otros. En el 05 diciembre del 2022.

Por otro lado, de libros de mecánica de suelos para pilotes (Braja y Nagaratnam, 2019), (Fellenius, 2018), entre otros se obtuvieron métodos para el cálculo de capacidad o resistencia por punta y fricción de pilotes por parte de diferentes autores como Meyerhof, Vesic, Coyle y Castello, Fellenius, Decourt y Nesmith, el 15 de diciembre del 2022.

Asimismo, los planos del expediente de licencia de edificación N° 020-2018-Municipalidad Distrital Víctor Larco proyecto" Urbanización el Mirador del Golf"-CLASEM SAC, el 18 diciembre del 2022.

2.6.1.1. Instrumento de recolección de datos

En base a la técnica de revisión documental se obtuvo, la Ficha de Datos 01 para el documento Método Puntal Tensor ACI 318-19 Cap. 23 y Método Flexión y corte NTP E060 Cap. 10. Ver Anexo 02, Ficha de datos 02 para el documento Cálculo de resistencia por punta y fricción de pilotes. Ver Anexo 03.

Ficha de datos N 03 para el documento Estudio de Suelos -Habilitación urbana -urbanización el mirador del golf- Brindada por la Municipalidad Distrital de Víctor Larco -Trujillo. Ver anexo N°04. Y finalmente Ficha de datos N 04 para el documento Plano Estructurales y Arquitectónicos de Licencia de edificación N° 020-2018-proyecto" Urbanización el Mirador del Golf"-CLASEM SAC.
Anexo 05

2.6.1.2. Validación de los instrumentos y recolección de datos.

La validaron los ingenieros:

Sagastegui Vásquez, Germán, ingeniero Civil con CIP 126049, con más de 10 años de experiencia en proyectos de media envergadura, docente universitario Universidad Privada del Norte y con maestría en Transportes y comunicación Vial. Ver Anexo 11

Ing. Nixon Brayan Peche Melo, con CIP 222240, con más de 5 años de experiencia, cuenta con maestría en Gestión Pública y es consultor en proyectos públicos y privados en Edysa Contratistas y Consultores SAC, es especialista en BIM, y manejo en softwares para análisis y diseño estructural asimismo es docente universitario en la UPN en la escuela de ingeniería civil. Ver Anexo 12

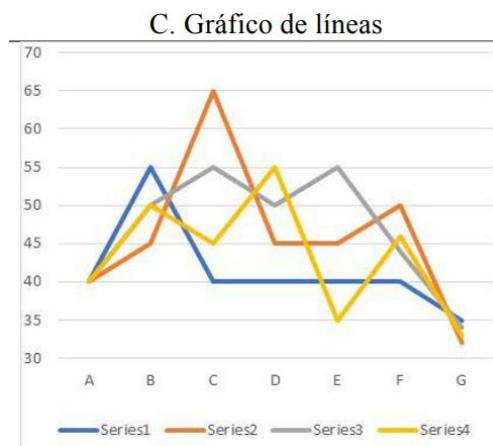
Ing. Josualdo Carlos Villar Quiroz, con CIP 106994 ingeniero civil con más de 10 años de experiencia en proyectos de mediana envergadura y es asesoría y evaluación de proyecto de tesis y tesis., docente universitario en Universidad Privada del Norte y con maestría en Administración. Ver Anexo 10

2.6.1.3. Análisis de datos

La presente investigación es de diseño no experimental por lo tanto utilizo la estadística descriptiva mediante el uso de tablas y gráficos elaborados mediante la normativa APA séptima edición. Se utilizará gráficos de líneas y gráficos de barras agrupadas.

Figura 22

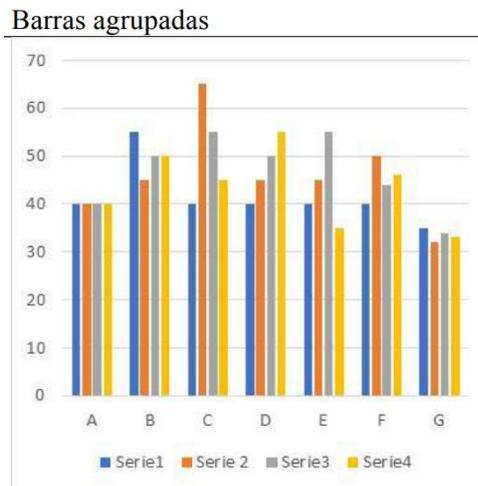
Ejemplo de grafico de líneas a usar



Nota. Tomado de *Graficación Estadística y Visualización de Datos*, (p. 71), por autor Casanova. H, (2017).

Figura 23

Ejemplo de grafico de barras agrupadas a usar



Nota. Tomado de *Graficación Estadística y Visualización de Datos*, (p. 66), por autor Casanova. H, (2017).

Tabla 5

Ejemplo de tabla a usar

Tabla 5
El título debe ser breve, pero claro y explicativo

Categoría	Categoría	Categoría	Categoría
Variable 1	XX	XX	XX
Variable 2	XX	XX	XX
Variable 3	XX	XX	XX
Variable 4	XX	XX	XX
Variable 5	XX	XX	XX

Hillutet aut ut fugit, optatiam velibusa voluptate aliquost, tem as dita corit, sum nonserum est litiberatist labo. Nem. Ut poremquias dollabo. Ut quam

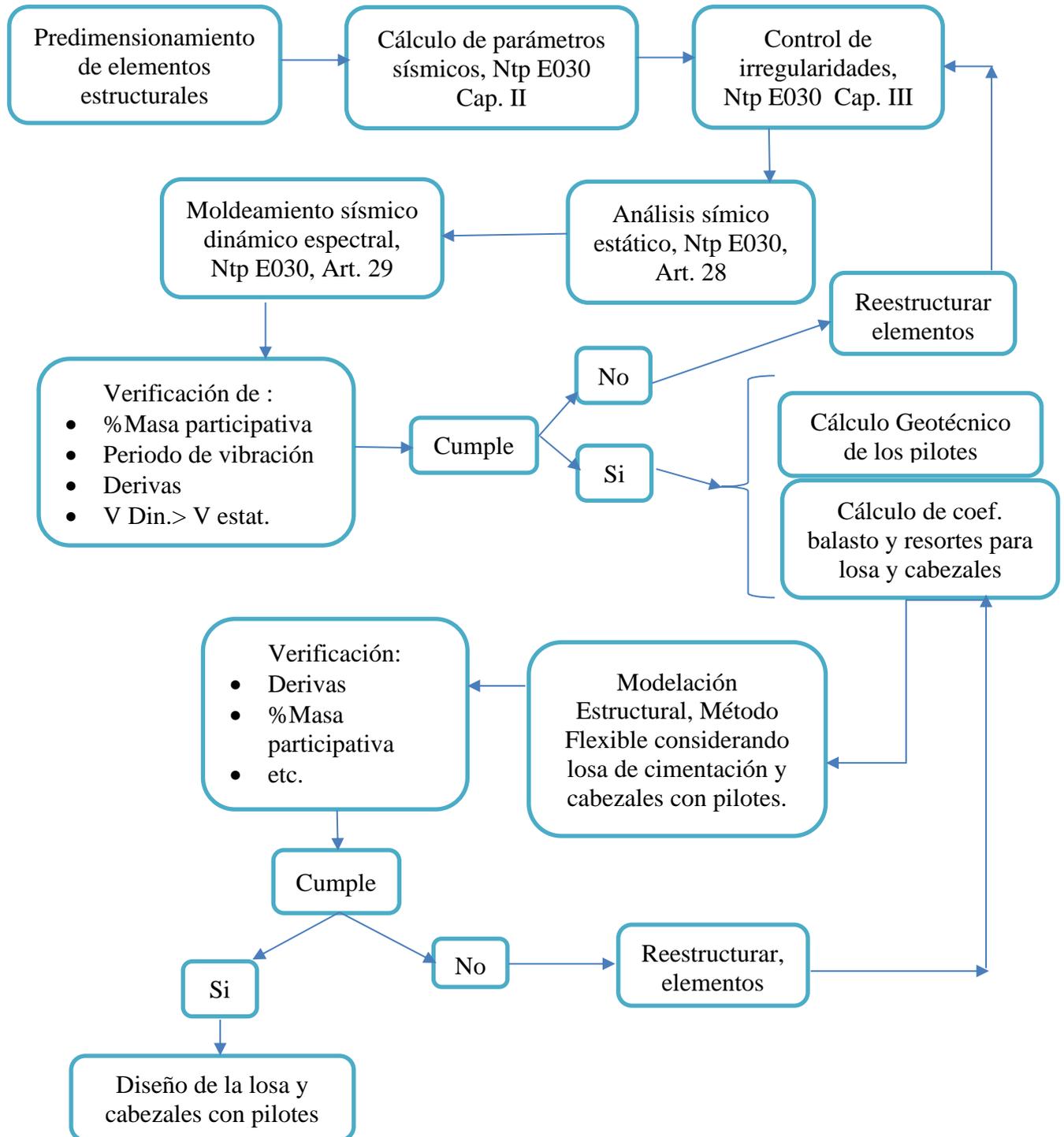
Nota. Tomado de *Normas APA actualizadas sétima edición, 2019*

2.7. Procedimientos.

2.7.1. Procedimiento para realizar el análisis sísmico.

Figura 24

Procedimiento para realizar el análisis sísmico

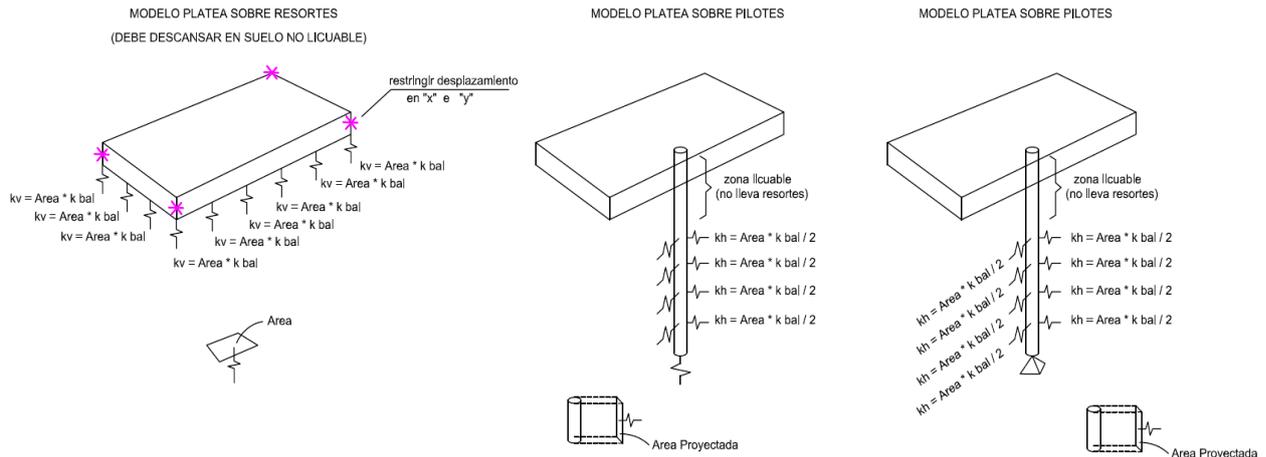


- Se procede a calcular los parámetros sísmicos de acuerdo a la Ntp E030 Cap. II y III, y el Art.10-Zonificación , Art.11 Microzonificación Sísmica y Estudio de Sitio, Art. 12 Condiciones Geotécnicas ,Art. 13 Parámetros de Sitio (S, TP, TL), Art. 14 Factor de Amplificación Sísmica (C), Art. 15 Categoría de las Edificaciones y el Factor de Uso (U), Art. 16 Sistemas Estructurales, Art. 17 Categoría y Sistemas estructurales, Art. 18 Sistemas Estructurales y Coeficiente Básico de Reducción de las fuerzas Sísmicas (R_0)
- Se realiza el cálculo de irregularidades de acuerdo con el Art. 19 Regularidad Estructural y Art. 20 Factores de irregularidad (irregularidad de planta y altura) (I_a, I_p) y el Art. 21 Restricciones de la Irregularidad, artículos de la Ntp E030.
- El análisis sísmico estático de igual manera se realiza con la Ntp E030 con lo que estipula el Art. 28, Análisis Estático o de Fuerzas Equivalentes, teniendo en cuenta su periodo de vibración de la estructura, distribución de fuerzas sísmica en altura, entre otros.
- El análisis Dinámico Modal Espectral, de acuerdo con el Art. 29 de la Ntp E030, verificando los modos de vibración, aceleración espectral, fuerzas cortante mínimas, entre otros criterios.
- Se realiza la verificación del porcentaje de masa modal del 90%, y los Requisitos de “Rigidez Resistencia y Ductilidad” del Cap. V de la Ntp E030, y sus artículos: Art. 31 “Determinación de Desplazamientos Laterales”, Art. 32 “Desplazamientos Laterales Permisibles”
- Si cumple los parámetros mencionados, se realiza los cálculos geotécnicos para los pilotes como son su resistencia, resistencia en grupo, asentamientos. Por otro lado, con datos del estudio de suelos se calcula el coef. de balasto y el coef. elástico de los resortes para la platea, cabezales de pilotes y pilotes.

- Se realiza la modelación de la estructura, considerando la platea de cimentación y cabezales de pilotes y los pilotes mismos con la asignación de sus coeficientes de resortes, tal como se ilustra en la siguiente figura.

Figura 26

Crterios de Modelación para plateas de cimentación y cabezales con pilotes

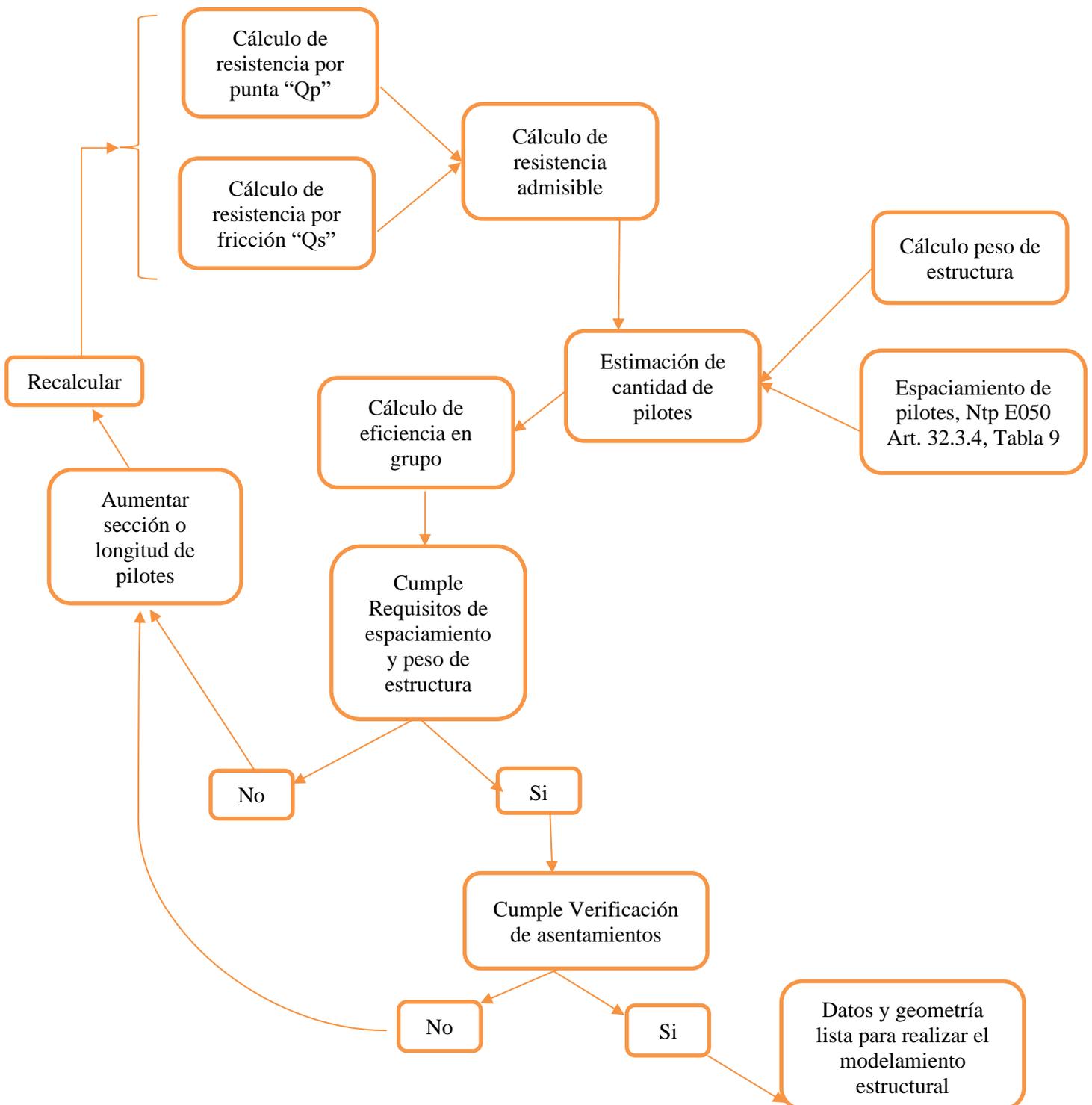


- Se verifica que cumpla con “Requisitos de Rigidez, Resistencia y Ductilidad” del Cap. V de la Ntp E030, si cumple, se procede a realizar las combinaciones de diseño estructural que están en la Ntp E060 “Concreto Armado” del Cap. 9 “Requisitos de Resistencia y de Servicio”

2.8.1. Procedimiento para calcular la capacidad geotécnica de los pilotes.

Figura 27

Procedimiento para capacidad geotécnica de pilotes

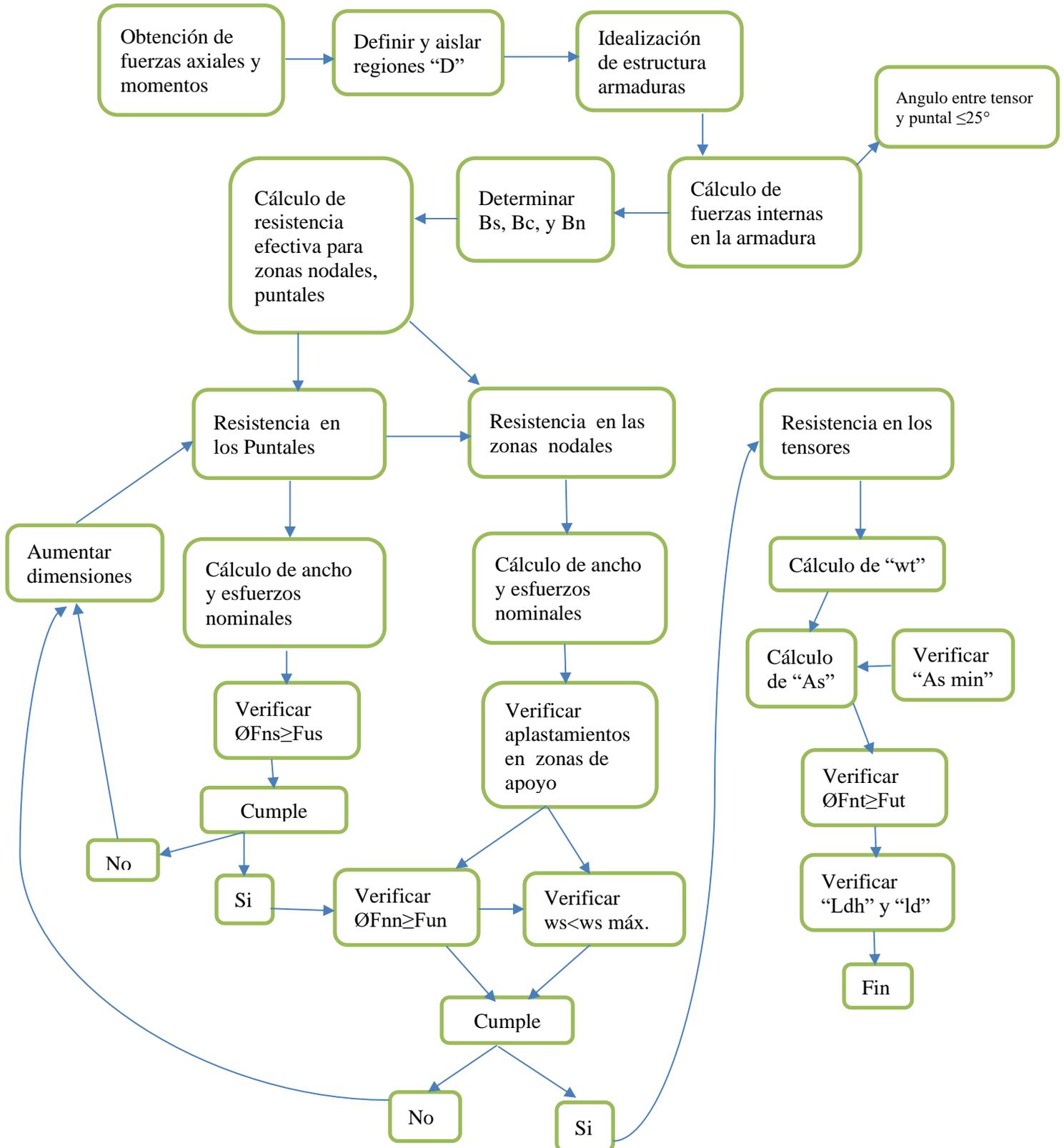


- Se calcula la resistencia por punta Q_p , y fricción Q_s , mediante los lineamientos de la geotecnia tomando como referencia el libro de Braja (2019), Fellenius (2018), Viggiani et al. (2012), entre otros, los diferentes criterios y fórmulas de encuentran en el índice 1.3.5.3. “Métodos para estimar Q_p ” y 1.3.5.4 “Métodos para estimar Q_s ”, de este documento.
- La resistencia admisible se calcula sumando $Q_p + Q_s$ y se divide entre un factor de seguridad (FS), que depende del tipo de pilotes y otros criterios geotécnicos.
- Para la estimación de la cantidad de pilotes necesarios para la platea de cimentación o cabezales de pilotes, se calcula el peso de la estructura y este se itera con la separación de los pilotes de acuerdo con la Ntp E050 “Suelos y cimentaciones”, en el índice 32.4. “Procedimientos teóricos para el análisis del pilote” especificado en la Tabla 09 “Espaciamiento mínimo entre pilotes”.
- La validación si la cantidad de pilotes es suficiente o deficiente, es con el cálculo de la Eficiencia en Grupo, mediante las fórmulas de Converse y Labarre, y Ec. de los Ángeles Group Action, detalles de este procedimiento está en índice 1.3.5.5.1 “Ecuaciones para calcular eficiencia en grupo” de este documento.
- El siguiente procedimiento es calcular los asentamientos, para este estudio se realiza mediante el método Elástico, si no cumple los requisitos se aumenta la sección o longitud de los pilotes y se vuelve a recalcular hasta que cumplan todos los requisitos.

2.8.2. Procedimiento para el diseño por el Método Puntal Tensor.

Figura 28

Procedimiento para el diseño estructural por el Método Puntal Tensor



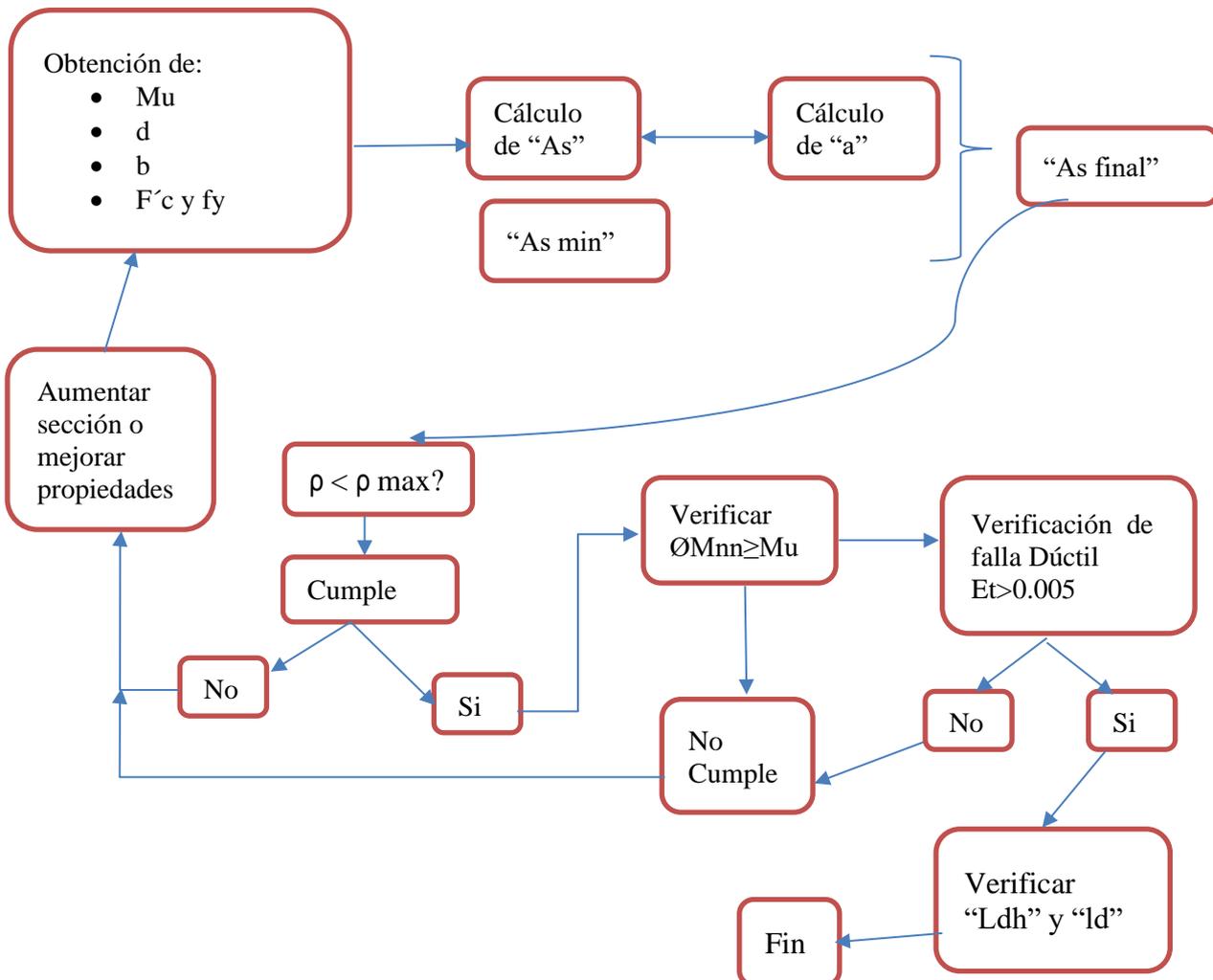
- Para realiza el diseño de cimentaciones profundas mediante el MPT, se obtiene la fuerza axial y el momento máximos que llegan a la platea de cimentación o cabezal de pilotes.
- Definir y aislar las regiones de discontinuidad “D” de acuerdo con el ACI 318-19 Cap. 23, el mismo que se describe en índice 1.3.6.1 “Regiones D o discontinuidad”
- Se idealiza el modelo puntal tensor mediante una cercha que dibuje los posibles planos de falla del elemento, teniendo en cuenta los requisitos que deben cumplir las cimentaciones profundas, como la longitud de empotramiento, recubrimientos, entro otros requisitos del ACI 38-19 Cap. 13 “Cimentaciones”
- Calcular las fuerzas internas de la armadura idealizada, organizar las fuerzas que se encuentran a tracción (Tensores), compresión (Puntales), y las reacciones (zonas nodales).
- Determinar los factores β_c , β_s , β_n , son factores que dependen del confinamiento del concreto, zona de apoyos y cruce de tensores. En este documento se encuentran en los índices 1.3.6.7 “Resistencia de diseño”, tomados del ACI 318-19 Cap. 23.
- Cálculo de la resistencia efectiva del concreto para el método puntal tensor, para los puntales y zonas nodales, que se encuentra en el índice 23.4.3 y 23.9.2d el ACI 318-19 Cap. 23 respectivamente.
- Verificación de resistencia en puntales y zonas nodales, determinando los esfuerzos permisibles de acuerdo con los límites y parámetros del ACI 318-19 Cap. 23. De manera que los esfuerzos actuantes sean menores a los resistentes. De no cumplir modificar la idealización de la cercha hipotética, o aumentar secciones del elemento y recalcular nuevamente.
- Si se cumplen los requisitos se procede a calcular la resistencia efectiva de los tensores de acuerdo 23.7 “Resistencia en los tensores” ACI 318-19 Cap. 23.

- Cálculo del área de acero que se requiere en base a la fuerza del tensor, se verifica con el acero mínimo.
- Verificar que $\phi F_{nt} \geq F_{ut}$
- Se procede con el cálculo de la longitud de desarrollo y longitud de ganchos estándar según 25.4.2.4 y 25.4.3.1, del ACI 318-19 Cap. 25, estas longitudes deben entra en el modelo cumpliendo requisitos del Cap.13 del ACI 318-19. Si no cumple modificar el elemento y recalcular.
- Dibujar planos.

2.8.3. Procedimiento para el diseño por el Método flexión y corte

Figura 29

Procedimiento para el diseño estructural por el método flexión y corte (Método Seccional)



- Obtención de momento último M_u , como resultado del análisis estructural.
- Cálculo del A_s , con las fórmulas de flexión de acuerdo con la Npt E060, y su verificación con el acero mínimo.
- Verificar que se cumplan las cuantías de refuerzo para tener una falla dúctil.
- Verificar $\phi M_n \geq M_u$ y $\epsilon_t \geq 0.005$ $\phi = 0.9$, si no cumple modificar dimensiones del elemento o propiedades y recalcular
- Dibujar planos.

2.9. Aspectos Éticos

Esta investigación cumple el principio de validez científica ya que se está desarrollando con una metodología apropiada y estas responden a las preguntas que originaron el estudio. Por otro lado, se cumple también el principio de sociedad con la comunidad, porque se toma las necesidades de la población o comunidad con la finalidad de que se diseñen y construyan estructuras eficientes con la metodología adecuada generando mayor seguridad para los usuarios.

2.10. Desarrollo de tesis.

El desarrollo de tesis se encuentra detallado en el Anexo 01

CAPÍTULO III. RESULTADOS

3.1. Resultados para cabezal de pilote

3.1.1. Resultados de dimensión cantidad de acero longitudinal para Cabezal de Pilote

Tabla 6

Acero calculado en cabezal de pilote evaluado por el MPT y MFC

H de Cabezal (cm)	As Calculado Requerido			Ratio (As MPT/ As MFC)
	Puntal Tensor (cm ²)	Flexión-Corte (cm ²)	As min	
H= 50	16.97	7.03	8.1	2.41
H= 60	12.83	5.51	9.72	2.33
H= 70	10.35	4.59	11.34	2.25
H= 80	8.7	3.92	12.96	2.22
H= 90	7.51	3.43	14.58	2.19
H= 100	6.63	3.05	16.2	2.17

El acero calculado por el MPT que es mayor a dos veces que el calculado por el MFC, en todos los cabezales que se han variado las alturas, para el cabezal con h=50cm se obtiene más acero con una ratio de 2.41 mientras que para h=100cm existe una ratio de 2.17, disminuye debido al gran peralte para una misma sollicitación de cargas.

Tabla 7

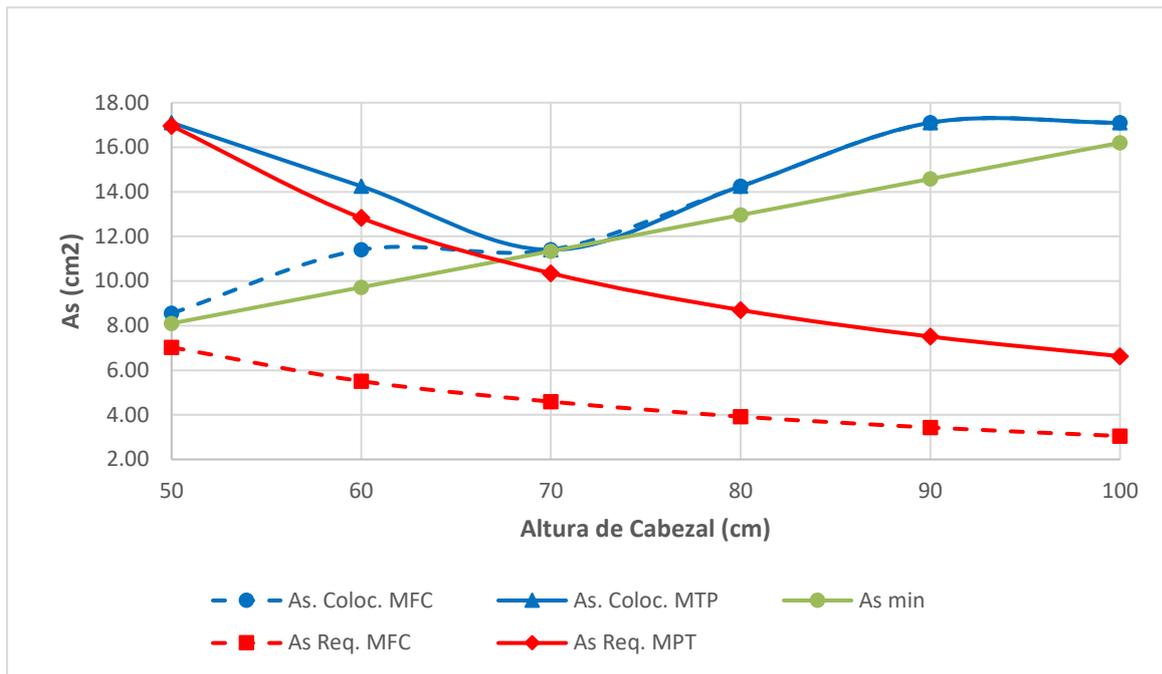
Acero colocado final para cabezal de pilote evaluado para los métodos MFC y MPT

H de Cabezal (cm)	As colocado final			Ratio
	As MPT (cm ²)	As MFC (cm ²)		
H= 50	17.10	8.55		2.00
H= 60	14.25	11.4		1.25
H= 70	11.4	11.4		1.00
H= 80	14.25	14.25		1.00
H= 90	17.1	17.1		1.00
H= 100	17.1	17.1		1.00

El acero calculado por el MPT para las h=50 y 60cm tiene mayor acero colocado que el MFC, debido a que el peralte es menor para la sollicitación mayor, mientras para los demás peraltes que van en aumento tienen mayor capacidad y es la misma sollicitación, por lo que se requiere acero mínimo para los dos métodos de diseño.

Figura 30

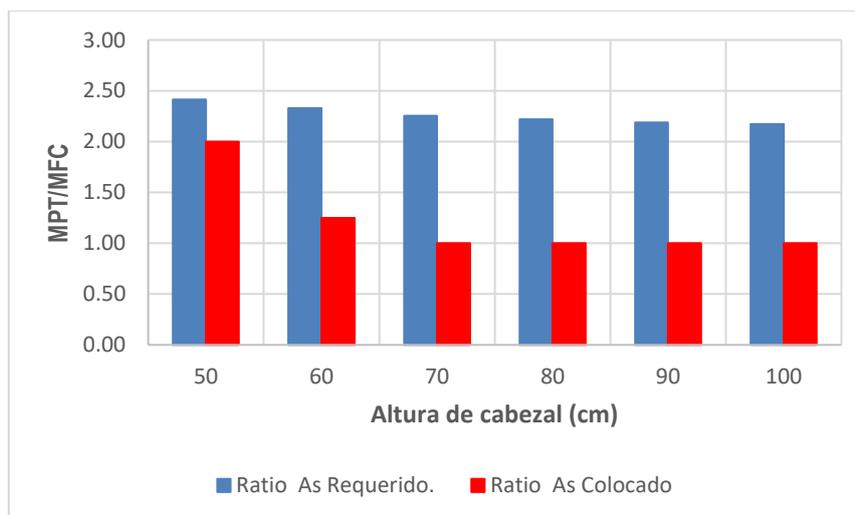
Áreas de acero requerido, mínimo y colocado para cabezal de pilote evaluados por los métodos MFC y MPT



El acero colocado y calculado por el MPT es mayor que el evaluado por el MFC

Figura 31

Ratio de acero MPT/MFC para cabezal de pilote



El ratio del acero requerido por el MPT/MFC, es mayor a dos veces, mientras que el acero colocado debido a los requerimientos de acero mínimo muestra valores mayores a 1 en los cabezales de h=50 y 60cm de altura en los demás se colocó la misma cantidad de acero en ambos métodos evaluados.

3.1.2. Resultados de dimensión Separación de acero, Espaciamiento de refuerzo

Tabla 8

Separación de acero colocado en cabezal de pilotes, evaluados para los métodos MPT y MFC

H de Cabezal (cm)	Separación de acero colocado					
	# Ø3/4" MPT	# Ø 3/4" MFC	As Coloc MTP (cm ²)	As Coloc MFC (cm ²)	S MPT (cm)	S MFC (cm)
H= 50	6	3	17.10	8.55	15.00	37.50
H= 60	5	4	14.25	11.4	18.75	25.00
H= 70	4	4	11.4	11.4	25.00	25.00
H= 80	5	5	14.25	14.25	18.75	18.75
H= 90	6	6	17.1	17.1	15.00	15.00
H= 100	6	6	17.1	17.1	15.00	15.00

Se está colocando acero de 3/4 de diámetro, como en acero colocado del MPT es mayor que el MFC, el cabezal tiene al mismo ancho por lo tanto la separación del acero colocado en el MTP es menor que el MFC.

3.1.3. Resultados de dimensión Área de Franja, Sección efectiva.

Tabla 9

Área de Sección efectiva para cabezales de pilotes

H de Cabezal (cm)	Área Sección Efectiva		
	d (cm)	b (cm)	bd (cm ²)
H= 50	35.00	90.00	3150
H= 60	45.00	90.00	4050
H= 70	55.00	90.00	4950
H= 80	65.00	90.00	5850
H= 90	75.00	90.00	6750
H= 100	85.00	90.00	7650

En esta tabla se muestra el cálculo de la sección efectiva que es peralte efectivo por el ancho de la sección, para los diferentes espesores de los cabezales, que sirvió para el cálculo de la cuantía de refuerzo

3.1.4. Resultados de la variable Cuantía de Refuerzo

Tabla 10

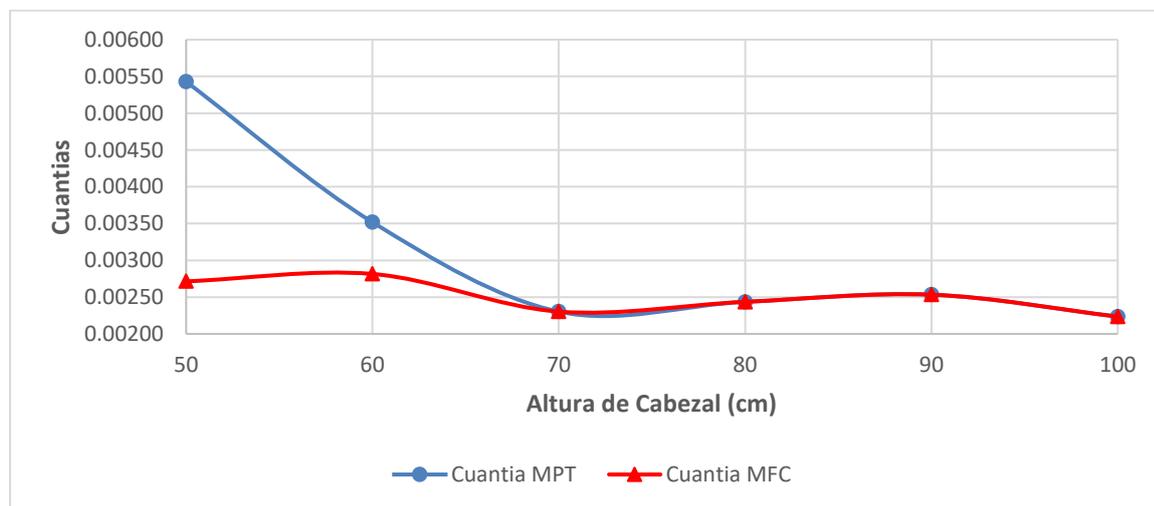
Cuantías de Refuerzo en cabezales de pilotes evaluados por los métodos MPT y MFC

H de Cabezal (cm)	Cuantías de Refuerzo				
	As MPT (cm ²)	As MFC (cm ²)	bd (cm ²)	ρ MPT	ρ MFC
H= 50	17.10	8.55	3150	0.00543	0.00271
H= 60	14.25	11.4	4050	0.00352	0.00281
H= 70	11.4	11.4	4950	0.00230	0.00230
H= 80	14.25	14.25	5850	0.00244	0.00244
H= 90	17.1	17.1	6750	0.00253	0.00253
H= 100	17.1	17.1	7650	0.00224	0.00224

En estos valores de la cuantía de refuerzo colocado, calculado tanto para el MPT y MFC, se muestran valores mayores para el calculado por el MPT en los cabezales de h=50 y 60cm, para los demás cabezales de mantiene la misma cuantía de acero debido a que se colocó la misma cantidad de acero debido a que predominó el acero mínimo.

Figura 32

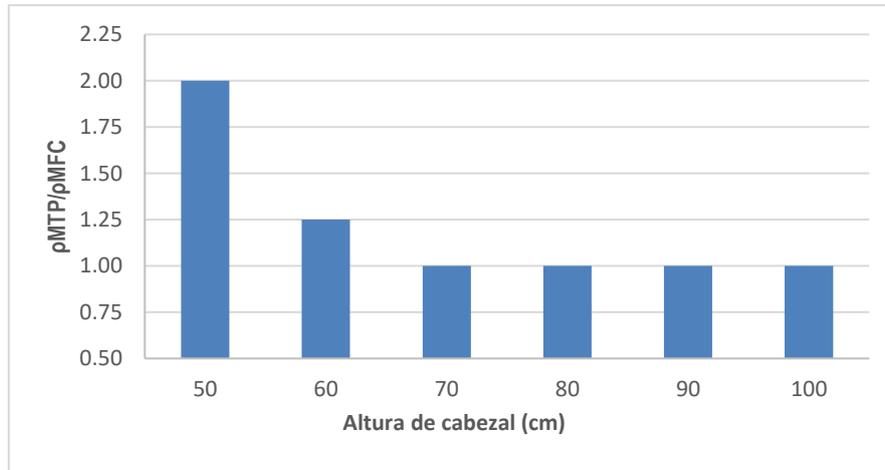
Cuantías de refuerzo longitudinal para cabezales de pilotes evaluados por los métodos MFC y MPT



En estos valores de la cuantía de refuerzo colocado, calculado tanto para el MPT y MFC, se muestran valores mayores para el calculado por el MPT en los cabezales de h=50 y 60cm, para los demás cabezales de mantiene la misma cuantía de acero debido a que se colocó la misma cantidad de acero debido a que predominó el acero mínimo.

Figura 33

Ratio de cuantías de refuerzo MPT/MFC para cabezales de pilotes



En esta figura se observa que para $h=50\text{cm}$ se obtiene una ratio de 2.00 para el MPT respecto al MFC, y de 1.25 para $h=60\text{cm}$, debido a que el espesor es pequeño y la carga de sollicitación es la misma, por lo que va decreciendo conforme se aumenta el peralte, en los demás cabezales se obtiene ratios de 1.00 debido que prevaleció en acero mínimo.

3.2. Resultados para losa de cimentación pilotada

3.2.1. Resultados de dimensión cantidad de acero longitudinal, área de refuerzo

Tabla 11

Acero calculado por el MPT, para losa de cimentación

Dirección u elemento	As Calculado Método Puntal Tensor					
	H=100cm MPT (cm ²)	H=110cm MPT (cm ²)	H=120cm MPT (cm ²)	H=130cm MPT (cm ²)	H=140cm MPT (cm ²)	H=150cm MPT (cm ²)
A-B	11.17	9.44	8.27	7.32	6.59	6.02
C-D	42.55	35.46	31.97	28.39	25.53	23.24
E-F	57.77	50.81	46.38	42.33	39.02	36.25
G-H	79.58	72.32	65.98	61.01	56.84	53.29
I-J	130.86	123.57	113.07	104.00	96.24	89.50
K-L	17.01	16.96	16.03	15.26	14.64	14.27
A-C, B-D	11.45	9.68	8.48	7.50	6.75	6.17
C-E, D-F	16.52	13.79	13.57	12.51	11.63	10.90
E-G, F-H	12.09	13.00	10.79	10.28	9.83	9.44
G-I, H-J	16.72	12.31	11.72	11.54	11.37	11.22
I-K, J-L	35.63	35.52	33.58	31.97	30.67	29.59

Esta tabla muestra el acero calculado por el MPT, para la porción de la losa de cimentación, en los ejes I-J y G-H, tienen mayores valores en la dirección X y en el eje I-K, J-L son los que cuentan con mayor cantidad de acero en el eje Y.

Tabla 12

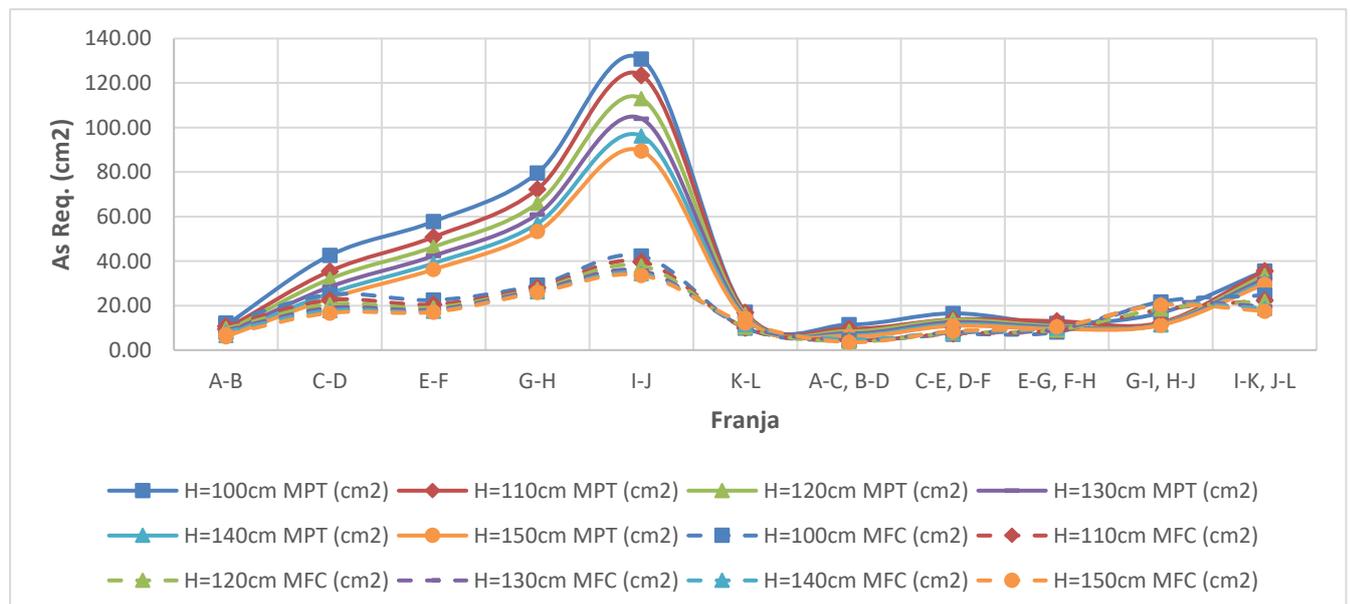
Acero calculado por el MFC, para losa de cimentación

Dirección u elemento	As calculado Método Flexión y Corte					
	H=100cm MFC (cm ²)	H=110cm MFC (cm ²)	H=120cm MFC (cm ²)	H=130cm MFC (cm ²)	H=140cm MFC (cm ²)	H=150cm MFC (cm ²)
A-B	12.26	10.82	9.74	8.88	8.23	6.96
C-D	24.96	22.50	20.56	18.95	17.79	16.68
E-F	22.46	20.51	19.14	18.15	17.53	17.11
G-H	29.26	28.16	27.42	26.85	26.19	25.93
I-J	42.26	39.77	37.85	35.67	34.47	33.62
K-L	9.89	10.00	10.33	10.74	11.43	12.21
A-C, B-D	4.45	4.37	3.87	4.62	4.75	3.58
C-E, D-F	7.10	7.40	7.69	7.93	8.23	8.50
E-G, F-H	8.11	8.86	9.06	9.32	10.04	10.43
G-I, H-J	21.71	18.20	18.55	21.05	20.65	20.23
I-K, J-L	24.61	22.39	21.96	19.71	18.81	17.56

Esta tabla muestra el acero requerido por el MFC, para la porción de la losa de cimentación, en los ejes I-J y G-H, tienen mayores valores en la dirección X y en el eje I-K, J-L son los que cuentan con mayor cantidad de acero en el eje Y. al igual que en MPT, pero con valores menores.

Figura 34

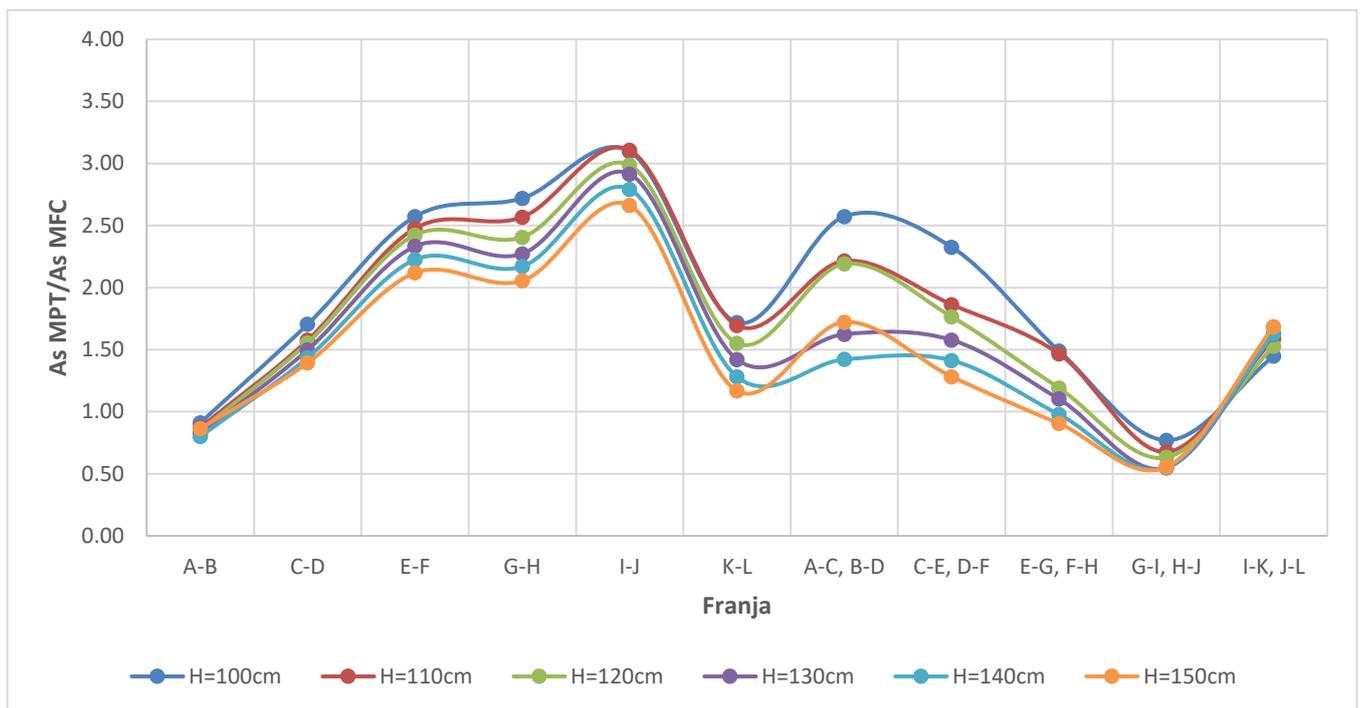
Áreas de acero requerido para los métodos MPT y MFC, en losa de cimentación



Esta figura muestra que las áreas de acero requerido por el MPT son mayores que el MFC, es notorio más en los ejes con mayor sollicitación de esfuerzos que van desde el eje C-D hasta el eje I-J, mientras que desde el eje K-L hasta I-K, J-L se tiene pequeñas variaciones al igual que el eje A-B. Se tiene variaciones en zonas de mayores esfuerzos según el MTP porque se evaluó mediante una cercha hipotética, mientras que se tiene iguales o parecidas sollicitaciones en donde los esfuerzos internos son casi similares a los esfuerzos por el MFC.

Figura 35

Ratios de acero calculado MPT/MFC, para losa de cimentación



Las ratios del acero requerido calculado el MPT, tiene valores mayores respecto a los evaluados por el MFC, que van mayores a 1.00 en los ejes C-D hasta K-L en dirección X a excepción del eje A-B donde predomina el MFC, para los diferentes espesores de losa, asimismo en la dirección Y, los ejes comprenden desde A-C, B-D hasta E-G, F-H y I-K, J-L los valores son mayores a 1.00 a excepción del eje G-I-H-J donde predomina el MFC.

Tabla 13

Cantidad de varillas acero colocado de 1" de diámetro, por el MPT para losa de cimentación

Cantidad de Varillas de acero # Ø 1"						
Dirección u elemento	H=100cm MPT (#)	H=110cm MPT (#)	H=120cm MPT (#)	H=130cm MPT (#)	H=140cm MPT (#)	H=150cm MPT (#)
A-B	4.00	4.00	4.00	5.00	5.00	5.00
C-D	9.00	7.00	7.00	6.00	6.00	5.00
E-F	12.00	11.00	10.00	9.00	8.00	8.00
G-H	16.00	15.00	14.00	13.00	12.00	11.00
I-J	26.00	25.00	23.00	21.00	19.00	18.00
K-L	4.00	4.00	4.00	5.00	5.00	5.00
A-C, B-D	4.00	4.00	4.00	5.00	5.00	5.00
C-E, D-F	4.00	4.00	4.00	5.00	5.00	5.00
E-G, F-H	4.00	4.00	4.00	5.00	5.00	5.00
G-I, H-J	4.00	4.00	4.00	5.00	5.00	5.00
I-K, J-L	8.00	8.00	7.00	7.00	7.00	6.00

La cantidad de acero final colocado en el MPT la franja de mayor sollicitación es la I-J en dirección del eje X y en la dirección Y es I-K, J-L, la cantidad de acero va disminuyendo en algunas franjas de la dirección X debido al gran peralte que aumenta y las sollicitaciones de esfuerzos que son de grande magnitud, por otro lado en algunas franjas de la dirección Y se observa que conforme se aumenta el peralte la cantidad de acero este va aumentando debido a que el peralte y las sollicitaciones son de menor magnitud, por lo que predomina el acero mínimo que va aumentando conforme se aumenta el peralte de la losa.

Tabla 14

Acero colocado por el MPT, para losa de cimentación

As Colocado Final Método Puntal Tensor						
Dirección u elemento	H=100cm MPT (cm²)	H=110cm MPT (cm²)	H=120cm MPT (cm²)	H=130cm MPT (cm²)	H=140cm MPT (cm²)	H=150cm MPT (cm²)
A-B	20.28	20.28	20.28	25.35	25.35	25.35
C-D	45.63	35.49	35.49	30.42	30.42	25.35
E-F	60.84	55.77	50.70	45.63	40.56	40.56
G-H	81.12	76.05	70.98	65.91	60.84	55.77
I-J	131.82	126.75	116.61	106.47	96.33	91.26
K-L	20.28	20.28	20.28	25.35	25.35	25.35
A-C, B-D	20.28	20.28	20.28	25.35	25.35	25.35
C-E, D-F	20.28	20.28	20.28	25.35	25.35	25.35
E-G, F-H	20.28	20.28	20.28	25.35	25.35	25.35
G-I, H-J	20.28	20.28	20.28	25.35	25.35	25.35
I-K, J-L	40.56	40.56	35.49	35.49	35.49	30.42

El área de acero final colocado en el MPT la franja de mayor sollicitación es la I-J en dirección del eje X y en la dirección Y es I-K, J-L, el área de acero va disminuyendo en algunas franjas

de la dirección X debido al gran peralte que aumenta y las sollicitaciones de esfuerzos que son de grande magnitud, por otro lado en algunas franjas de la dirección Y se observa que conforme se aumenta el peralte la cantidad de acero este va aumentando debido a que el peralte y las sollicitaciones son de menor magnitud, por lo que predomina el acero mínimo que va aumentando conforme se aumenta el peralte de la losa.

Tabla 15

Cantidad de varillas acero colocado de 1" de diámetro, por el MFC para losa de cimentación

Dirección u elemento	Cantidad de Varillas de acero # Ø 1"					
	H=100cm MFC (#)	H=110cm MFC (#)	H=120cm MFC (#)	H=130cm MFC (#)	H=140cm MFC (#)	H=150cm MFC (#)
A-B	4.00	4.00	4.00	5.00	5.00	5.00
C-D	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00
E-F	5.00	5.00	4.00	5.00	5.00	5.00
G-H	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00
I-J	9.00	8.00	8.00	8.00	7.00	7.00
K-L	4.00	4.00	4.00	5.00	5.00	5.00
A-C, B-D	4.00	4.00	4.00	5.00	5.00	5.00
C-E, D-F	4.00	4.00	4.00	5.00	5.00	5.00
E-G, F-H	4.00	4.00	4.00	5.00	5.00	5.00
G-I, H-J	5.00	4.00	4.00	5.00	5.00	5.00
I-K, J-L	5.00	4.00	5.00	5.00	5.00	5.00

La cantidad de acero final colocado en el MFC la franja de mayor sollicitación es la I-J en dirección del eje X y en la dirección Y es I-K, J-L, la cantidad de acero va disminuyendo en algunas franjas de la dirección X debido al gran peralte que aumenta y las sollicitaciones de esfuerzos que son de grande magnitud, por otro lado en algunas franjas de la dirección Y se observa que conforme se aumenta el peralte la cantidad de acero este va aumentando debido a que el peralte y las sollicitaciones son de menor magnitud, por lo que predomina el acero mínimo que va aumentando conforme se aumenta el peralte de la losa.

Tabla 16

Acero colocado final por el MFC, para losa de cimentación

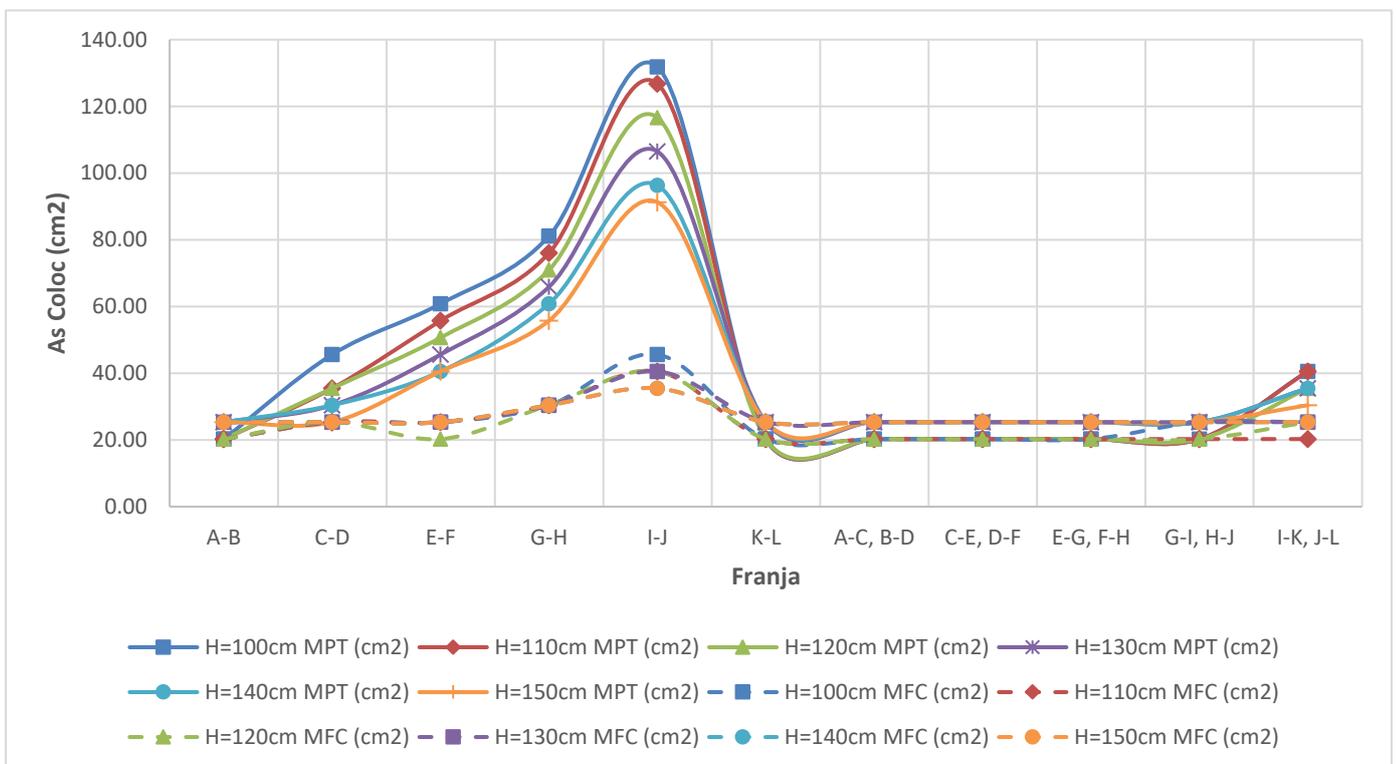
Dirección u elemento	As Colocado Final Método Flexión y Corte					
	H=100cm MFC (cm2)	H=110cm MFC (cm2)	H=120cm MFC (cm2)	H=130cm MFC (cm2)	H=140cm MFC (cm2)	H=150cm MFC (cm2)
A-B	20.28	20.28	20.28	25.35	25.35	25.35
C-D	25.35	25.35	25.35	25.35	25.35	25.35
E-F	25.35	25.35	20.28	25.35	25.35	25.35
G-H	30.42	30.42	30.42	30.42	30.42	30.42
I-J	45.63	40.56	40.56	40.56	35.49	35.49
K-L	20.28	20.28	20.28	25.35	25.35	25.35
A-C, B-D	20.28	20.28	20.28	25.35	25.35	25.35
C-E, D-F	20.28	20.28	20.28	25.35	25.35	25.35
E-G, F-H	20.28	20.28	20.28	25.35	25.35	25.35

G-I, H-J	25.35	20.28	20.28	25.35	25.35	25.35
I-K, J-L	25.35	20.28	25.35	25.35	25.35	25.35

El área de acero final colocado en el MFC la franja de mayor sollicitación es la I-J en dirección del eje X y en la dirección Y es I-K, J-L, el área de acero va disminuyendo en algunas franjas de la dirección X debido al gran peralte que aumenta y las sollicitaciones de esfuerzos que son de grande magnitud, por otro lado en algunas franjas de la dirección Y se observa que conforme se aumenta el peralte la cantidad de acero este va aumentando debido a que el peralte y las sollicitaciones son de menor magnitud, por lo que predomina el acero mínimo que va aumentando conforme se aumenta el peralte de la losa.

Figura 36

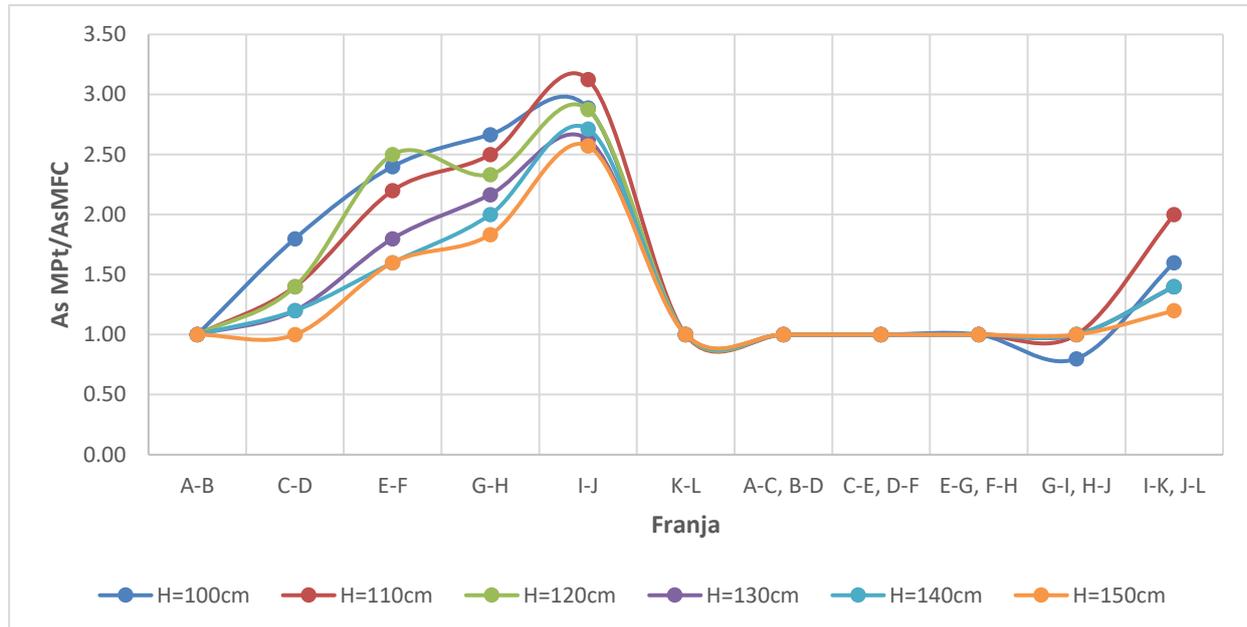
Áreas de acero colocado final para los métodos MPT y MFC, en losa de cimentación



Esta figura muestra que las áreas de acero final colocado por el MPT son mayores que el MFC, es notorio más en los ejes con mayor sollicitación de esfuerzos que van desde el eje C-D hasta el eje I-J, mientras que desde el eje K-L hasta I-K, J-L se tiene pequeñas variaciones al igual que el eje A-B. Se tiene variaciones en zonas de mayores esfuerzos según el MTP porque se evaluó mediante una cercha hipotética, mientras que se tiene iguales o parecidas sollicitaciones en donde los esfuerzos internos son casi similares a los esfuerzos por el MFC.

Figura 37

Ratio de acero colocado MPT/MFC, para losa de cimentación



Las ratios del acero colocado, el MPT, tiene valores mayores respecto a los evaluados por el MFC, que van desde 1.00 hasta más de 3.00 en los ejes C-D hasta I-J en dirección X, mientras que en el eje A-B y K-L toman valores con variaciones menores entre ambos métodos para los diferentes espesores de losa, asimismo en la dirección Y, los ejes comprenden desde A-C, B-D hasta E-G, F-H y I-K, J-L los valores son iguales a 1.00 debido a que predomina el acero mínimo, a excepción del eje G-I-H-J donde predomina el MFC.

3.2.2. Resultados de dimensión Separación de acero, Espaciamiento de refuerzo

Tabla 17

Separación de acero colocado, por el MPT, para losa de cimentación

Dirección u elemento	Separación de acero colocado					
	H=100cm MPT (cm)	H=110cm MPT (cm)	H=120cm MPT (cm)	H=130cm MPT (cm)	H=140cm MPT (cm)	H=150cm MPT (cm)
A-B	30.00	30.00	30.00	22.50	22.50	22.50
C-D	11.25	15.00	15.00	18.00	18.00	22.50
E-F	8.18	9.00	10.00	11.25	12.86	12.86
G-H*	12.00	12.86	13.85	15.00	16.36	18.00
I-J*	7.20	7.50	8.18	9.00	10.00	10.59
K-L	30.00	30.00	30.00	22.50	22.50	22.50
A-C, B-D	30.00	30.00	30.00	22.50	22.50	22.50
C-E, D-F	30.00	30.00	30.00	22.50	22.50	22.50
E-G, F-H	30.00	30.00	30.00	22.50	22.50	22.50

G-I, H-J	30.00	30.00	30.00	22.50	22.50	22.50
I-K, J-L	12.86	12.86	15.00	15.00	15.00	18.00

Se está colocando acero de 1" de diámetro, en un ancho efectivo de franja de 90cm, la tabla muestra las diferentes separaciones de acero que se ha colocado.

Nota. * el área de los tensores G-K y I-J, se colocaron en dos capas de acero de refuerzo.

Tabla 18

Separación de acero colocado, por el MFC, para losa de cimentación

Dirección u elemento	Separación de acero colocado					
	H=100cm MFC (cm)	H=110cm MFC (cm)	H=120cm MFC (cm)	H=130cm MFC (cm)	H=140cm MFC (cm)	H=150cm MFC (cm)
A-B	30.00	30.00	30.00	22.50	22.50	22.50
C-D	22.50	22.50	22.50	22.50	22.50	22.50
E-F	22.50	22.50	30.00	22.50	22.50	22.50
G-H	18.00	18.00	18.00	18.00	18.00	18.00
I-J	11.25	12.86	12.86	12.86	15.00	15.00
K-L	30.00	30.00	30.00	22.50	22.50	22.50
A-C, B-D	30.00	30.00	30.00	22.50	22.50	22.50
C-E, D-F	30.00	30.00	30.00	22.50	22.50	22.50
E-G, F-H	30.00	30.00	30.00	22.50	22.50	22.50
G-I, H-J	22.50	30.00	30.00	22.50	22.50	22.50
I-K, J-L	22.50	30.00	22.50	22.50	22.50	22.50

Se está colocando acero de 1" de diámetro, en un ancho efectivo de franja, la tabla muestra las diferentes separaciones de acero que se ha colocado.

3.2.3. Resultados de dimensión Área de franja, Sección efectiva

Tabla 19

Área de sección efectiva para franja de losa de cimentación

Dirección u elemento	Área Franja (bd) (cm ²)					
	H=100cm	H=110cm	H=120cm	H=130cm	H=140cm	H=150cm
A-B	7650.00	8550.00	9450.00	10350.00	11250.00	12150.00
C-D	7650.00	8550.00	9450.00	10350.00	11250.00	12150.00
E-F	7650.00	8550.00	9450.00	10350.00	11250.00	12150.00
G-H	7650.00	8550.00	9450.00	10350.00	11250.00	12150.00
I-J	7650.00	8550.00	9450.00	10350.00	11250.00	12150.00
K-L	7650.00	8550.00	9450.00	10350.00	11250.00	12150.00
A-C, B-D	7650.00	8550.00	9450.00	10350.00	11250.00	12150.00
C-E, D-F	7650.00	8550.00	9450.00	10350.00	11250.00	12150.00
E-G, F-H	7650.00	8550.00	9450.00	10350.00	11250.00	12150.00
G-I, H-J	7650.00	8550.00	9450.00	10350.00	11250.00	12150.00
I-K, J-L	7650.00	8550.00	9450.00	10350.00	11250.00	12150.00

La tabla muestra las secciones efectivas de franjas losa de cimentación para los diferentes ejes son las mismas. Solo varían conforme se ha aumentado el peralte de losa.

3.2.4. Resultados de variable Cuantía de Refuerzo

Tabla 20

Cuantía de Refuerzo evaluada para el MPT, en losa de cimentación

Dirección u elemento	Cuantía de Refuerzo Longitudinal (ρ) Método Puntal Tensor					
	H=100cm MPT	H=110cm MPT	H=120cm MPT	H=130cm MPT	H=140cm MPT	H=150cm MPT
A-B	0.00265	0.00237	0.00215	0.00245	0.00225	0.00209
C-D	0.00596	0.00415	0.00376	0.00294	0.00270	0.00209
E-F	0.00795	0.00652	0.00537	0.00441	0.00361	0.00334
G-H	0.01060	0.00889	0.00751	0.00637	0.00541	0.00459
I-J	0.01723	0.01482	0.01234	0.01029	0.00856	0.00751
K-L	0.00265	0.00237	0.00215	0.00245	0.00225	0.00209
A-C, B-D	0.00265	0.00237	0.00215	0.00245	0.00225	0.00209
C-E, D-F	0.00265	0.00237	0.00215	0.00245	0.00225	0.00209
E-G, F-H	0.00265	0.00237	0.00215	0.00245	0.00225	0.00209
G-I, H-J	0.00265	0.00237	0.00215	0.00245	0.00225	0.00209
I-K, J-L	0.00530	0.00474	0.00376	0.00343	0.00315	0.00250

Las cuantías en el MPT, la franja de mayor sollicitación es la I-J en dirección del eje X y en la dirección Y es I-K, J-L, la cuantía de refuerzo va disminuyendo en algunas franjas de la dirección X debido al gran peralte que aumenta y las sollicitaciones de esfuerzos que son de

grande magnitud, por otro lado en algunas franjas de la dirección Y se observa que conforme se aumenta el peralte la cuantía de refuerzo va aumentando debido a que el peralte y las sollicitaciones son de menor magnitud, por lo que predomina el acero mínimo, el cual va aumentando conforme se aumenta el peralte de la losa.

Tabla 21

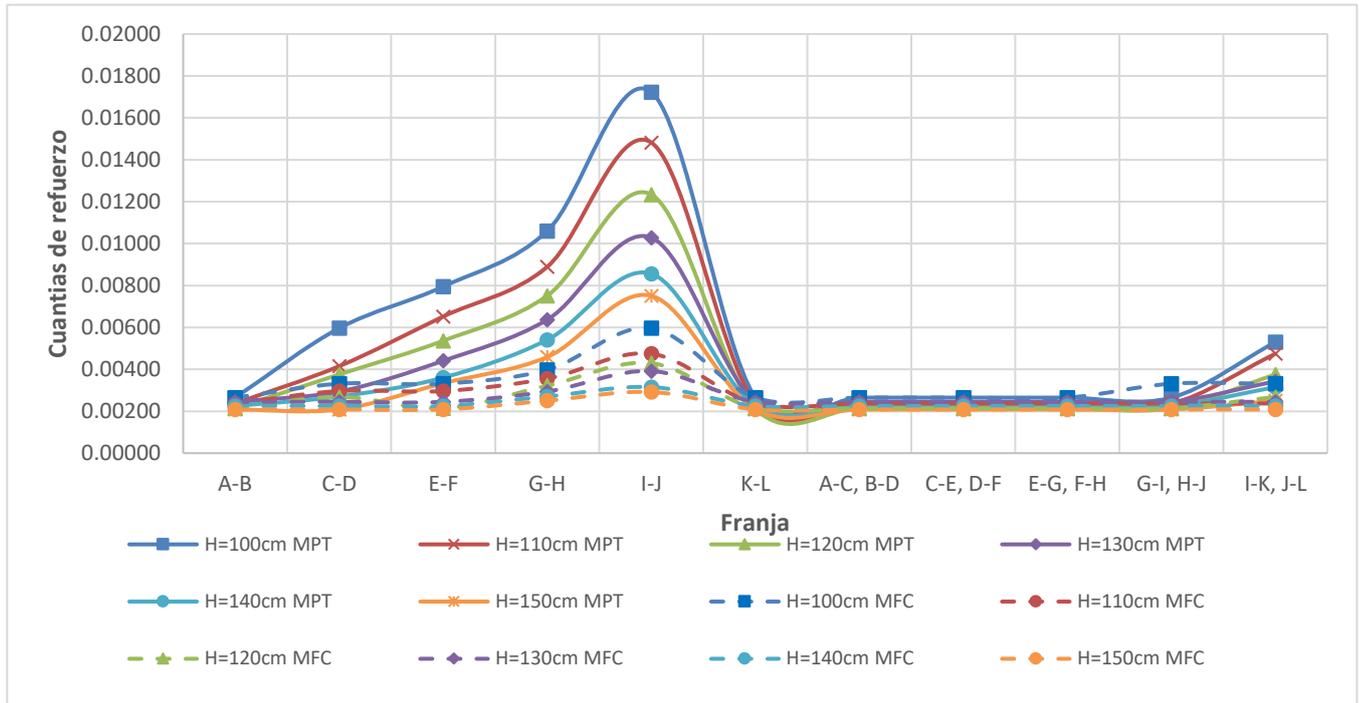
Cuantía de Refuerzo evaluada para el MFC, en losa de cimentación

Dirección u elemento	Cuantía de Refuerzo Longitudinal (ρ) Método Flexión y Corte					
	H=100cm MFC	H=110cm MFC	H=120cm MFC	H=130cm MFC	H=140cm MFC	H=150cm MFC
A-B	0.00265	0.00237	0.00215	0.00245	0.00225	0.00209
C-D	0.00331	0.00296	0.00268	0.00245	0.00225	0.00209
E-F	0.00331	0.00296	0.00215	0.00245	0.00225	0.00209
G-H	0.00398	0.00356	0.00322	0.00294	0.00270	0.00250
I-J	0.00596	0.00474	0.00429	0.00392	0.00315	0.00292
K-L	0.00265	0.00237	0.00215	0.00245	0.00225	0.00209
A-C, B-D	0.00265	0.00237	0.00215	0.00245	0.00225	0.00209
C-E, D-F	0.00265	0.00237	0.00215	0.00245	0.00225	0.00209
E-G, F-H	0.00265	0.00237	0.00215	0.00245	0.00225	0.00209
G-I, H-J	0.00331	0.00237	0.00215	0.00245	0.00225	0.00209
I-K, J-L	0.00331	0.00237	0.00268	0.00245	0.00225	0.00209

Las cuantías en el MFC, la franja de mayor sollicitación es la I-J en dirección del eje X y en la dirección Y es I-K, J-L, la cuantía de refuerzo va disminuyendo en algunas franjas de la dirección X debido al gran peralte que aumenta y las sollicitaciones de esfuerzos que son de grande magnitud, por otro lado en algunas franjas de la dirección Y se observa que conforme se aumenta el peralte la cuantía de refuerzo va aumentando debido a que el peralte y las sollicitaciones son de menor magnitud, por lo que predomina el acero mínimo, el cual va aumentando conforme se aumenta el peralte de la losa.

Figura 38

Cuantías de Refuerzo de acero colocado para los métodos MFC y MPT, en losa de cimentación



Esta figura muestra que las cuantías de refuerzo por el MPT (se encuentran en línea continua) son mayores que el MFC (se encuentran en línea punteada), es notorio más en los ejes con mayor sollicitación de esfuerzos que van desde el eje C-D hasta el eje I-J, mientras que desde el eje K-L hasta I-K, J-L se tiene pequeñas variaciones al igual que el eje A-B. Se tiene variaciones en zonas de mayores esfuerzos según el MTP porque se evaluó mediante una cercha hipotética, mientras que se tiene iguales o parecidas sollicitaciones en donde los esfuerzos internos son casi similares a los esfuerzos por el MFC.

Tabla 22

Ratio de cuantías de acero colocadas evaluadas por los métodos MPT y MFC, en losa de cimentación

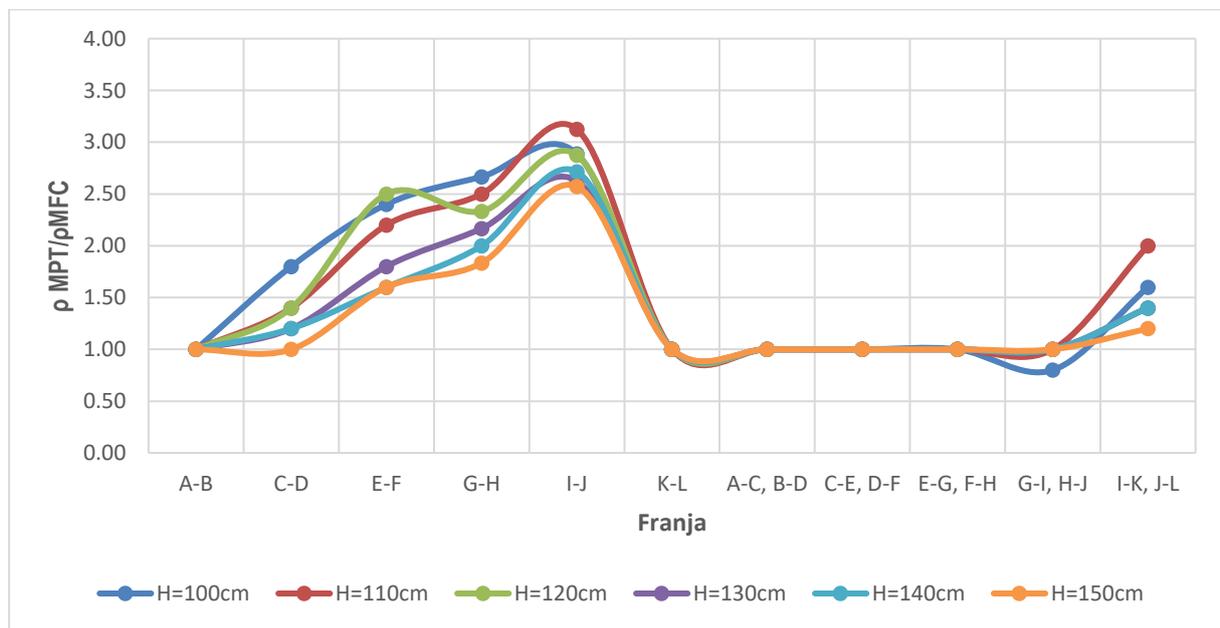
Dirección u elemento	Ratio de (ρ_{MPT}/ρ_{MFC})					
	H=100cm	H=110cm	H=120cm	H=130cm	H=140cm	H=150cm
A-B	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C-D	1.80	1.40	1.40	1.20	1.20	1.00
E-F	2.40	2.20	2.50	1.80	1.60	1.60
G-H	2.67	2.50	2.33	2.17	2.00	1.83
I-J	2.89	3.13	2.88	2.63	2.71	2.57
K-L	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
A-C, B-D	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C-E, D-F	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
E-G, F-H	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

G-I, H-J	0.80	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
I-K, J-L	1.60	2.00	1.40	1.40	1.40	1.20

Las ratios de las cuantías de refuerzo, el MPT, tiene valores mayores respecto a los evaluados por el MFC, que van desde 1.00 hasta más de 3.00 en los ejes C-D hasta I-J en dirección X , mientras que en el eje A-B y K-L toman valores con variaciones menores entre ambos métodos para los diferentes espesores de losa, asimismo en la dirección Y, los ejes comprenden desde A-C, B-D hasta E-G, F-H y I-K, J-L los valores son iguales a 1.00 debido a que predomina el acero mínimo, a excepción del eje G-I-H-J donde predomina el MFC.

Figura 39

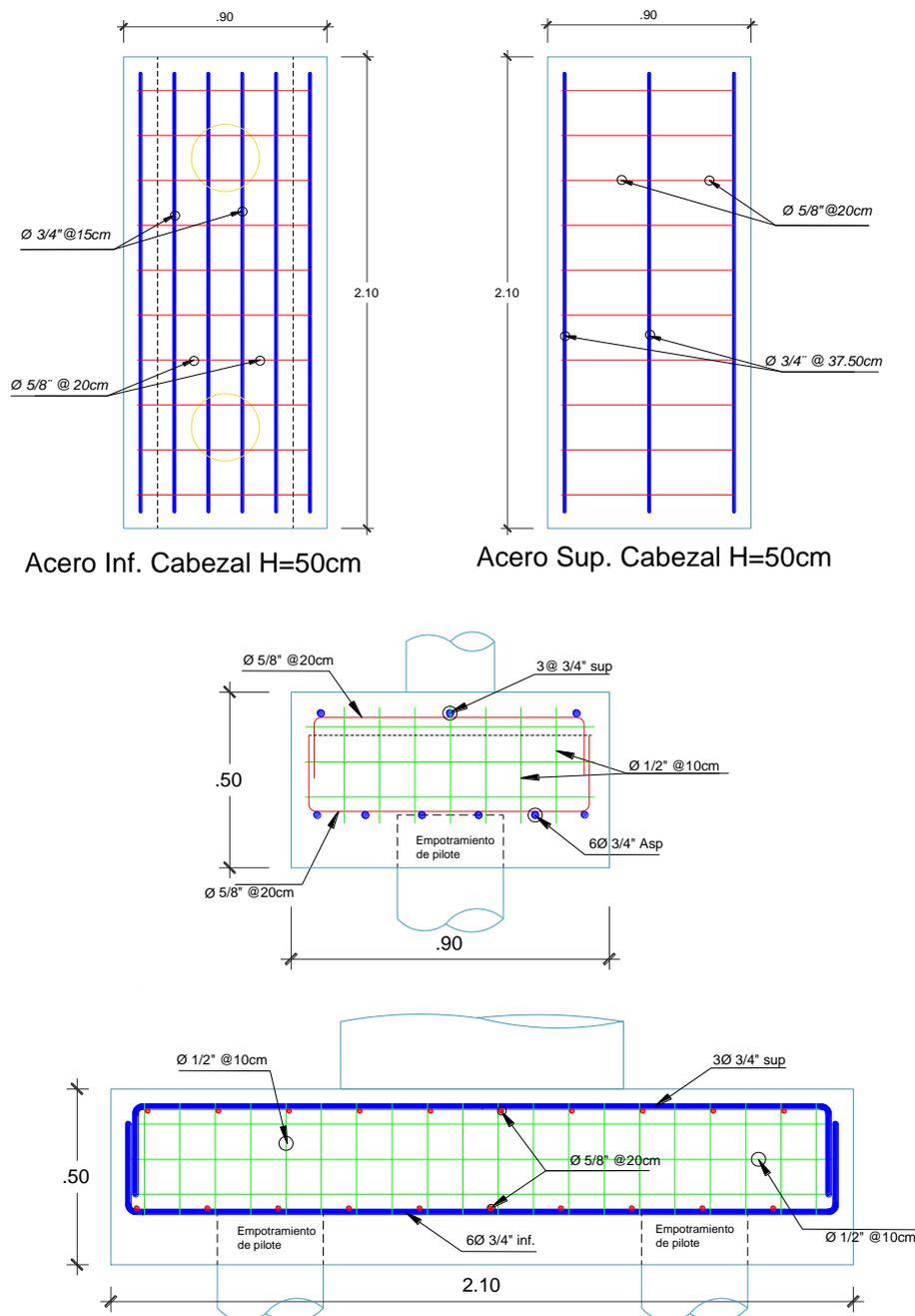
Ratio de cuantías de acero MPT/MFC



Las ratios de las cuantías de refuerzo, el MPT, tiene valores mayores respecto a los evaluados por el MFC, que van desde 1.00 hasta más de 3.00 en los ejes C-D hasta I-J en dirección X , mientras que en el eje A-B y K-L toman valores con variaciones menores entre ambos métodos para los diferentes espesores de losa, asimismo en la dirección Y, los ejes comprenden desde A-C, B-D hasta E-G, F-H y I-K, J-L los valores son iguales a 1.00 debido a que predomina el acero mínimo, a excepción del eje G-I-H-J donde predomina el MFC.

Figura 40

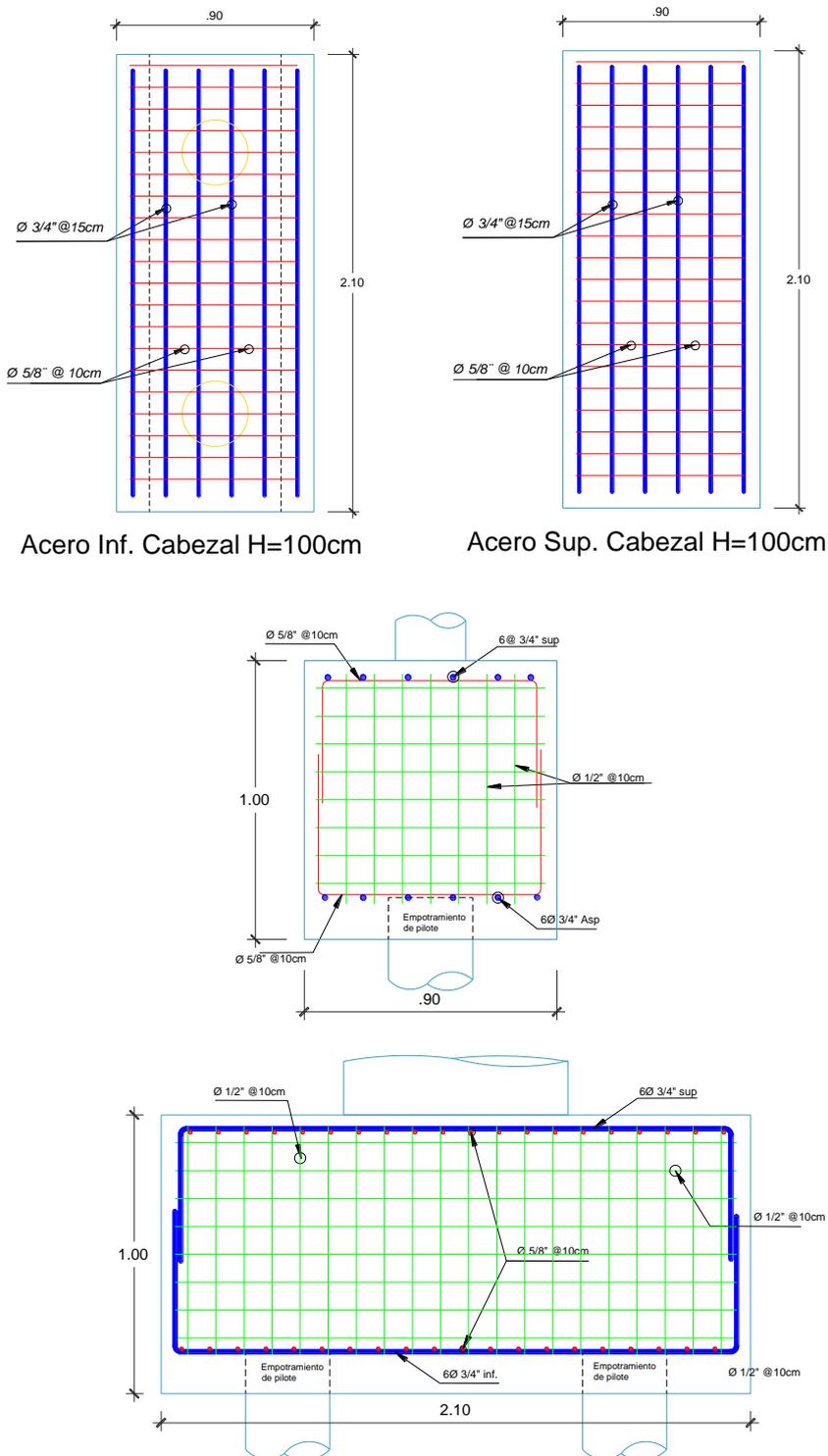
Planos de distribución de acero colocado para cabezal H=50cm por el MPT



En esta imagen muestra la distribución de acero final colocado por el MPT para cabezal con $h=50\text{cm}$, con 6 barras de $3/4''$ en la parte inferior y 3 de $1''$ en la parte superior en la dirección principal y acero secundario de $5/8'' @ 20\text{cm}$ en la parte inferior como superior, en los cortes se observa acero de refuerzo distribuido tanto vertical como horizontal de $1/2'' @ 10\text{cm}$, este ultimo de acuerdo con la tabla 23.5.1 del ACI 318-19

Figura 41

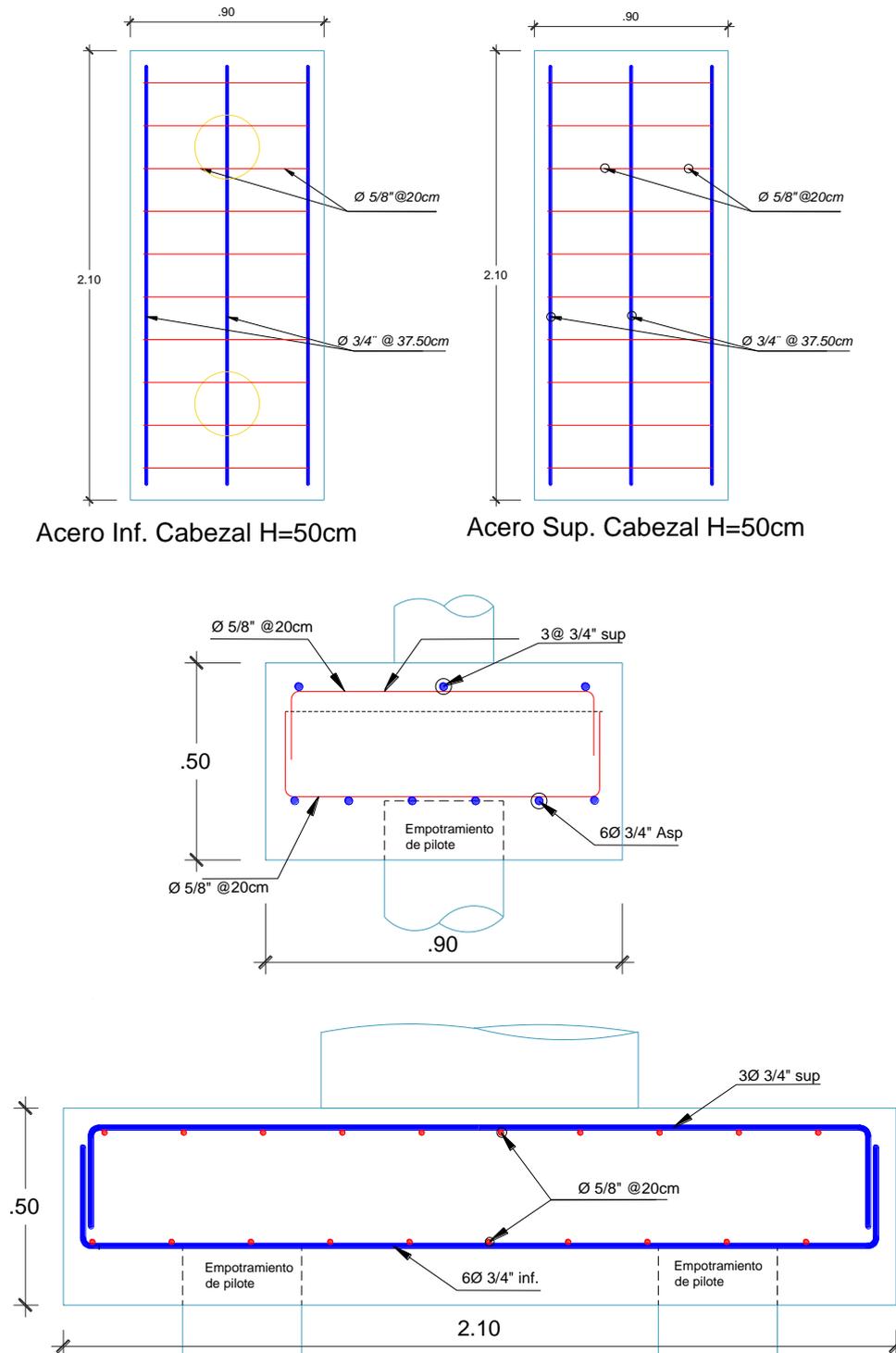
Distribución de acero para cabezal H=100cm por el MPT



En esta imagen muestra la distribución de acero final colocado por el MPT para cabezal con $h=100\text{cm}$, con 6 barras de $3/4''$ en la parte inferior y superior en la dirección principal, y acero secundario de $5/8'' @ 10\text{cm}$ en la parte inferior como superior, en los cortes se observa acero de refuerzo distribuido tanto vertical como horizontal de $1/2'' @ 10\text{cm}$, este ultimo de acuerdo con la tabla 23.5.1 del ACI 318-19

Figura 42

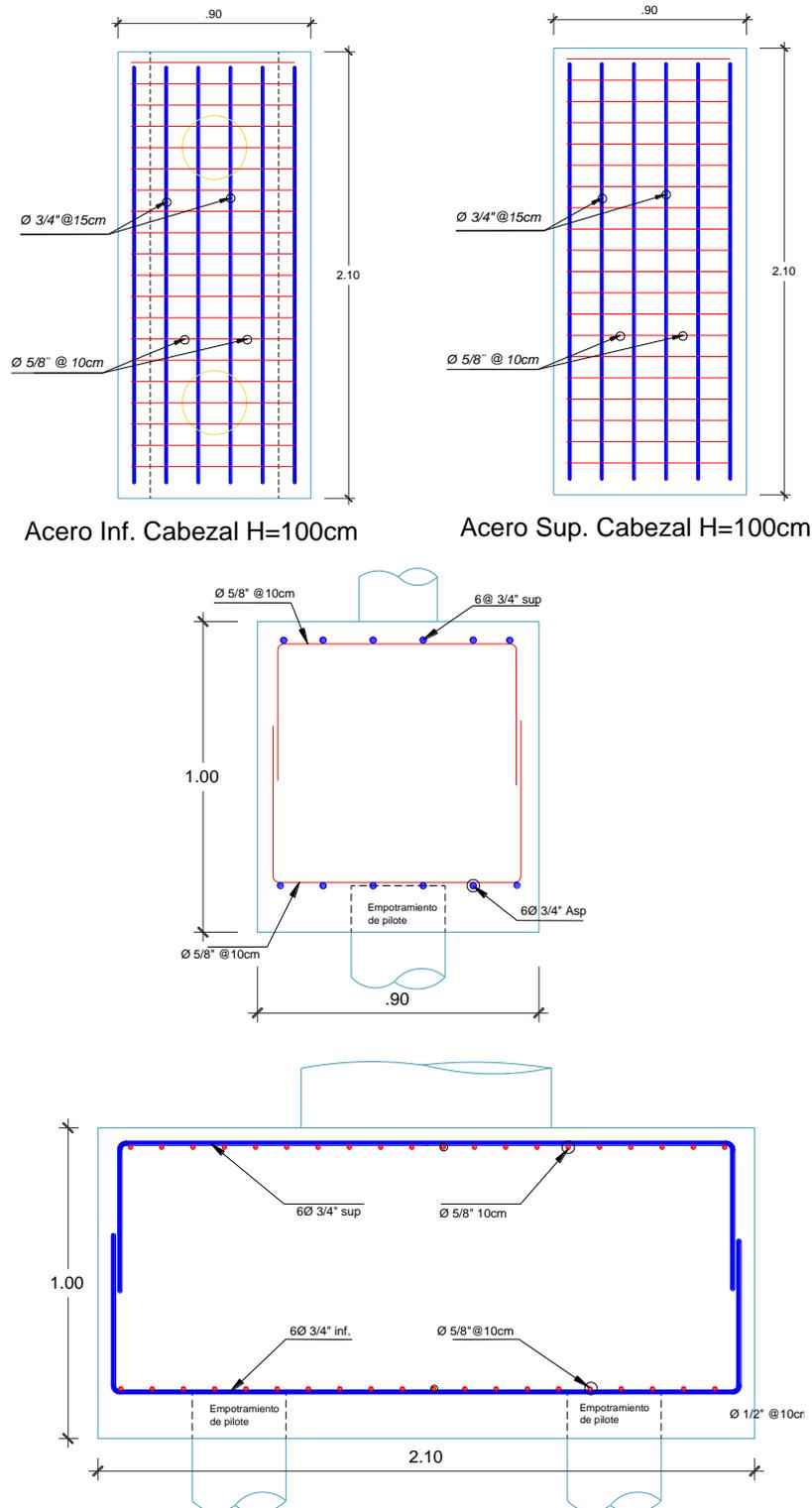
Distribución de acero para cabezal H=50cm, evaluados por el MFC



En esta imagen muestra la distribución de acero final colocado por el MFC para cabezal con h=50cm, con 3 barras de 3/4" en la parte inferior y superior en la dirección principal, y acero secundario de 5/8" @ 20cm en la parte inferior como superior, en los cortes se observa acero de refuerzo distribuido no requiere ya que cumple los requisitos de cortante en una dirección y dos direcciones.

Figura 43

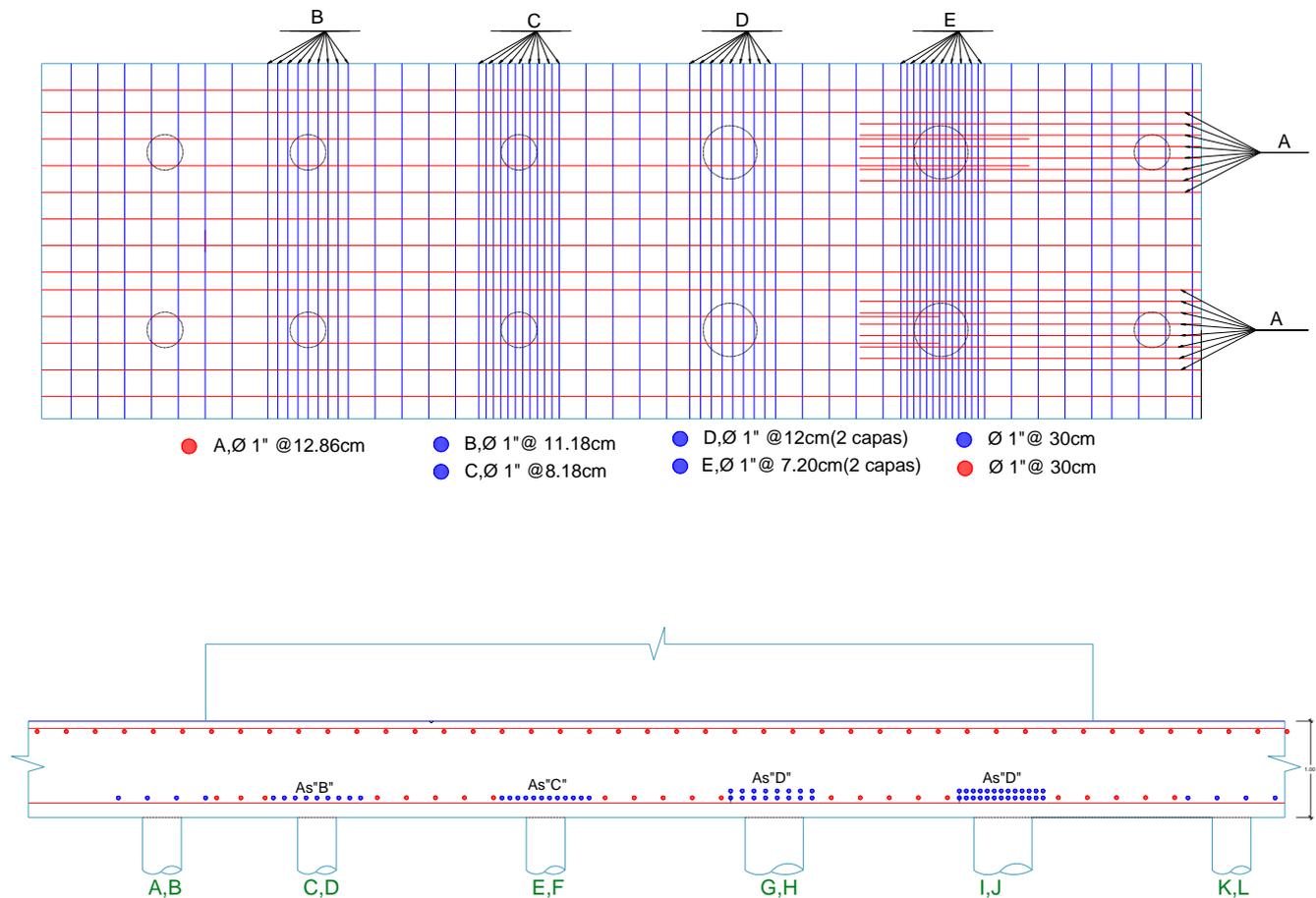
Distribución de acero para cabezal H=100cm, evaluados por el MFC



En esta imagen muestra la distribución de acero final colocado por el MFC para cabezal con $h=100\text{cm}$, con 6 barras de $3/4''$ en la parte inferior y superior en la dirección principal, y acero secundario de $5/8'' @ 10\text{cm}$ en la parte inferior como superior, en los cortes se observa acero de refuerzo distribuido no requiere ya que cumple los requisitos de cortante en una dirección y dos direcciones.

Figura 44

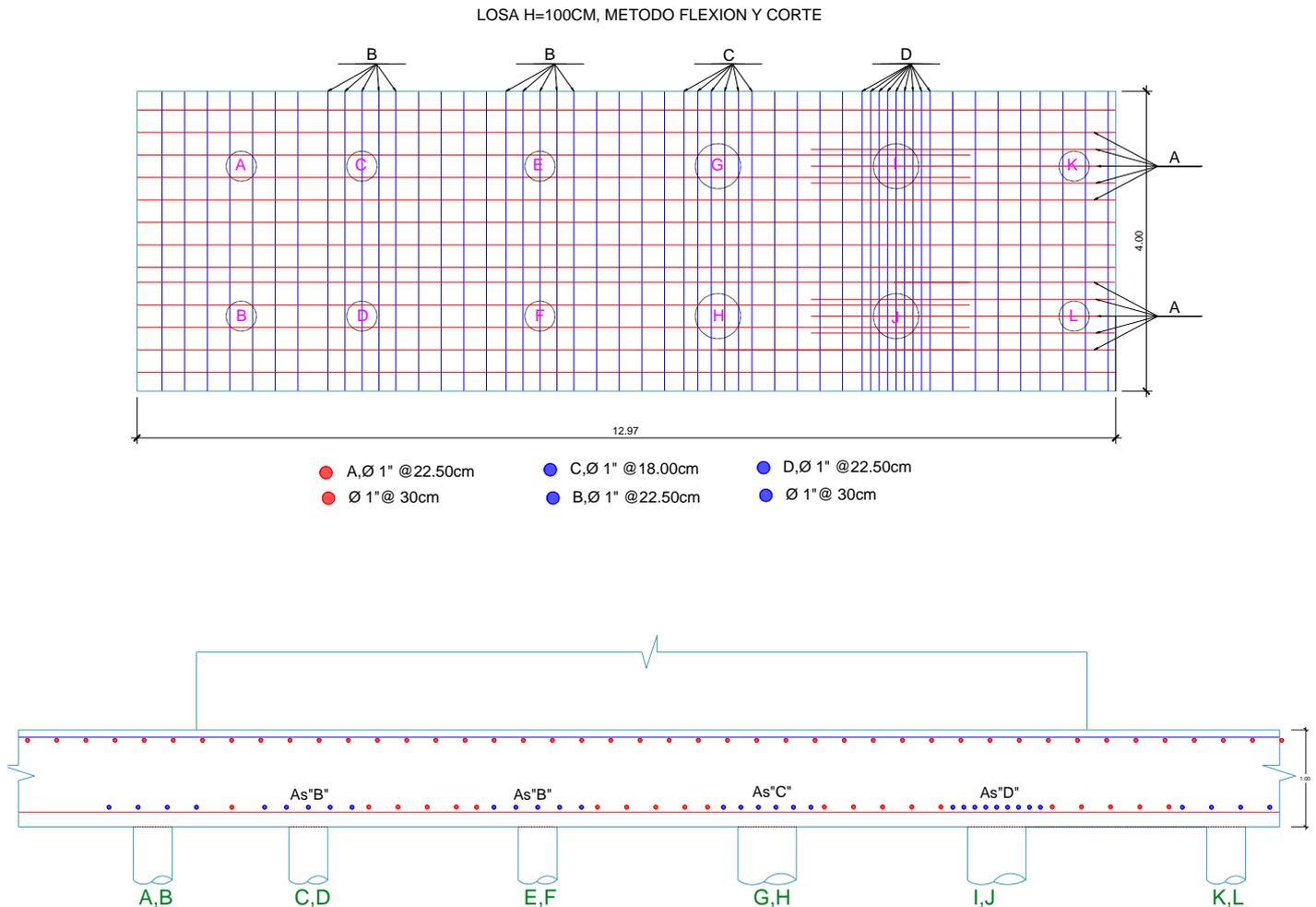
Distribución de acero para losa de cimentación H=100cm, evaluados por el MPT



La distribución para la porción de losa de cimentación de $h=100$ cm evaluados por el MPT, donde se ha colocado acero de todo acero de 1" de diámetro, se muestra de color azul el acero principal de los tensores en la dirección X, los tipos son acero B, C, D, E, y en color rojo el acero de los tensores principales en la dirección Y, los tipos son tipo A. Se colocó acero secundario para ambas direcciones como se muestran en color azul y rojo y son de 1" @ 30cm para ambas direcciones. Es necesario precisar que en el eje G,H e I,J, se han colocado 2 capas de refuerzo debido a las grandes solicitaciones de esfuerzos generados por la carga axial y momento de diseño

Figura 45

Distribución de acero para cabezal $H=100\text{cm}$, evaluados por el MFC



La distribución para la porción de losa de cimentación de $h=100\text{ cm}$ evaluados por el MFC, donde se ha colocado acero de todo acero de $1''$ de diámetro, se muestra de color azul el acero principal de los tensores en la dirección X, los tipos son acero B, C, D, E, y en color rojo el acero de los tensores principales en la dirección Y, los tipos son tipo A. Se colocó acero secundario para ambas direcciones como se muestran en color azul y rojo y son de $1'' @ 30\text{cm}$ para ambas direcciones. Es necesario precisar que en el eje G,H e I,J, se ha colocado solo 1 capa de acero a diferencia del diseño por el MPT.

CAPÍTULO IV. DISCUSIÓN Y CONCLUSIONES

4.1. Discusión

4.1.1. Análisis de la hipótesis

El análisis comparativo en el diseño de una cimentación profunda con el método Puntal Tensor será más eficiente en cuanto se aumenta el peralte y el Método Flexión y Corte será más eficiente cuando se disminuye el espesor, en una edificación multifamiliar de concreto armado en la ciudad de Trujillo 2022.

4.1.2. Interpretación de los resultados

En los cabezales de pilotes el acero calculado empieza a decrecer conforme aumenta la altura del cabezal con $H=50\text{cm}$ se obtiene un valor de $A_{s_{req.MPT}} = 16.97 \text{ cm}^2$ y cuando $H=100\text{cm}$ $A_{s_{req.MPT}} = 6.63 \text{ cm}^2$ para el diseño por el Método Puntal Tensor (MPT) y cuando se evalúa para el Método Flexión y Corte (MFC), con $H=50\text{cm}$ se obtiene un valor de $A_{s_{req.MFC}} = 7.03 \text{ cm}^2$ y cuando $H=100\text{cm}$ $A_{s_{req.MFC}} = 3.05 \text{ cm}^2$, como se muestra en la Tabla 6, esto se debe a que conforme se aumenta el peralte va aumentando sus propiedades mecánicas como resistencia a cortante del concreto v_c , momento resistentes, entre otros. Por otro lado, las fuerzas internas de la idealización de la cercha hipotética en el MPT, actúan inversamente proporcional al grado de inclinación de los puntales, al aumentar el peralte del cabezal aumenta el grado de inclinación del puntal y eso permite que el puntal absorba muchos más esfuerzos actuantes porque el puntal es un elemento que resiste fuerzas a compresión, redistribuyendo mejor las fuerzas internas de toda la cercha hipotética, lo que conlleva a menor fuerza a tracción y por consiguiente menos acero, teniendo en cuenta que el ACI 318-19 en su Cap.23, limita que el grado de inclinación entre puntal y tensor sean como mínimo 25° .

En la figura 30, se observa para cabezales de pilotes el acero calculado por el MFC es menor al acero mínimo en todos los cabezales, mientras que para el MPT el acero mínimo toma incidencia cuando el cabezal tiene H=70cm en adelante. La razón del $\frac{As_{req\ MPT}}{As_{req\ MFC}}$, en todos los casos son mayor a 2.00, demostrando que el MPT requiere más del doble de acero por el MFC. Si se analiza ya el diseño final a flexión de ambos métodos teniendo en cuenta el acero mínimo, en la relación $\frac{As_{colocado\ final\ MPT}}{As_{colocado\ final\ MFC}}$, a partir de H=70cm, el ratio es de 1.00 porque para esos casos el acero mínimo toma relevancia en el diseño. Demostrando en los cabezales con H=50cm y 60cm el MPT requiere más acero que el MFC, con una ratio de 2.00 y 1.25 respectivamente. Ver tabla 7 y figura 31.

El área de sección efectiva bd va aumentando conforme se aumenta la altura de la sección, lo que genera que para cada altura de cabezal las cuantías de refuerzo longitudinal tendrán el mismo comportamiento y valores en la razón $\frac{\rho_{MPT}}{\rho_{MFC}}$, ya que para cada altura el área de acero tiene la misma área efectiva del concreto para el cálculo de las cuantías. Para H=50cm y 60cm, se obtiene ratios de 2.00 y 1.25, de igual manera que las ratios del acero colocado final. Ver tabla 10, figuras 32 y 33.

Para la porción de losa de cimentación el tensor I-J, es el que tiene mayor sollicitación de esfuerzos en la dirección X-X, en MPT que MFC, mientras que la dirección Y-Y las franjas G-I, H-J, tienen un sollicitación mayor por el MFC en comparación del MPT, esto se debe a la distribución de esfuerzos internos, mientras que para el MPT se realizó con una idealización teniendo en cuenta la posible distribución de esfuerzos y modo de falla, mientras que el MFC lo realiza el software Etabs V17, con elementos finitos, y ahí radica la pequeña variación de diferencias. Ver Tabla 11 y 12.

En la figura 34, se puede apreciar que para todas las franjas a excepto de A-B y G-I, tiene ratios de acero requerido $\frac{As_{req\ MPT}}{As_{req\ MFC}}$ con valores mayores a 1.00, llegado hasta 3.11, lo que demuestra que para esta franja predomina al acero calculado por el MPT. Por otro lado, en A-B y G-I, se tiene ratio desde 0.80 hasta 0.91 y ratios de 0.55 hasta 0.77 respectivamente. Esta variación se debe a la diferencia entre la idealización del MPT y el MFC el software analizó con más precisión el comportamiento de esfuerzos internos mediante elementos finitos que refleja con la discretización de la losa de cimentación en el modelamiento. Ver Anexo 01 Desarrollo de Tesis.

Al evaluar las figuras 36 y 37, la relación que hay entre el acero colocado final, tiene incidencia entre el eje X-X, que dónde existe más solicitud para ambos métodos, las franjas A-B, C-D, E-F, G-H, I-J, el MTP tiene mayor incidencia sobre el MFC. Se aprecia en las franjas K-L, A-C=B-D, C-E=D-F, E-G=F-H, con bajas solicitaciones de esfuerzos actuantes por lo que toma importancia para ambos métodos el acero mínimo generando una ratio $\frac{As_{colocado\ final\ MPT}}{As_{colocado\ final\ MFC}}$ de 1.00. Mientras que para la franja G-I=H-J cuando H=100cm únicamente el

MFC toma mayor incidencia que el MPT con una ratio $\frac{As_{colocado\ final\ MPT}}{As_{colocado\ final\ MFC}}$ de 0.80, para las demás

losas cuando se aumentan el peralte es de 1.00. es necesario precisar que para todos los casos a medida que se aumenta el peralte de losa disminuye la cantidad de acero calculado requerido y por consiguiente el colocado en algunos casos prevaleciendo al acero mínimo, y la razón es que al aumentar la sección se aumentan tus propiedades mecánicas resistentes lo que absorben más esfuerzos actuantes y también aumenta el acero mínimo.

Al analizar las cuantías de acero, la sección efectiva bd va aumentando conforme se aumenta la altura de la sección, lo que genera que para cada losa de cimentación las cuantías

de refuerzo longitudinal tendrán el mismo comportamiento y valores en la razón $\frac{\rho_{MPT}}{\rho_{MFC}}$, que, del acero colocado, ya que para cada altura el área de acero tiene la misma área efectiva del concreto para el cálculo de las cuantías. Ver tablas 19, 20,21,22 Figura 38 y 39.

La distribución de acero colocado, en el método flexión y corte se coloca en todo el ancho de la franja, mientras que en el MPT se coloca sobre los pilotes en las zonas traccionadas, respetando los aceros mínimos en ambos métodos. En el método puntal tensor en las franjas G-H y I-J, el acero se coloca en dos capas, mientras que, por el MFC, solo una sola capa. La necesidad del acero a cortante se controla con los espesores para la losa.

En el diseño del cabezal de pilote, en H=50cm, en el MPT se requiere más acero que el MFC, y se coloca cuantía de 0.0025 como refuerzo distribuido con la finalidad de redistribuir las fuerzas internas en el estado fisurado, ya que el método puntal tensor se deriva del teorema de frontera inferior de plasticidad. Controlando así la fisuración ante cargas de servicio y conduce al comportamiento dúctil (Marti, 1985). Ver figuras 40 y 42. Por otro al evaluar cabezal de pilotes con H=100cm, este tiene el mismo acero colocado del MPT que MFC, debido a predomina el acero mínimo, el cabezal al aumentar su peralte redistribuye mejor sus esfuerzos internos, ver figuras 41 y 43.

En el diseño por MFC, no se coloca refuerzo distribuido ya que el método no lo requiere debido a que cumple los controles a cortante en una y dos direcciones. Ver figura 41,41,42,43 Para losa de cimentación con H=100cm se tiene una mayor sollicitación de esfuerzos, en la franja I-J se coloca acero en dos capas al ser evaluado por el MPT, mientras que en el diseño por MFC solo una capa, esto muestra que el MPT tiene mayor factor de seguridad, ver figuras 44 y 45

4.1.3. Resultados comparados con los antecedentes

Shobeiri y Ahmadi-Nedushan (2017), en su investigación presentan un método para la generación automática de modelos óptimos para la idealización de bielas y tirantes mediante el uso del software de elementos finitos Abaqus, también presentan ejemplos tridimensionales desarrollando con la metodología del (ACI) 318-08. Esta investigación guarda relación con su procedimiento para poder realizar el diseño por el MPT tanto para cabezales de pilotes como para losa de cimentación en la manera de interpretar y poder predecir el modo de falla y al comportamiento de esfuerzos en los elementos, la diferencia radica que el estudio se ha realizado con la metodología de Puntal Tensor del (ACI 318)-19 Cap. 23, donde se han agregado factores como b_s que toma en cuenta la posición del puntal y el efecto de producir compresión a una zona nodal y b_c coeficiente que toma en cuenta el efecto del confinamiento, otro cambio importante es la resistencia de diseño de las zonas nodales $\phi F_{mn} \geq F_{us}$, se calculaba con la resistencia última del Puntal, lo que llevaba a diseño muy conservadores, ahora el ACI 318-19 lo evalúa $\phi F_{mn} \geq F_{ns}$, debido a cada puntal y zona nodal que tiene en cuenta más efectos. Por otro lado, en la investigación de Liang, et al (2002) muestra una técnica de optimización para producir modelos de puntal tensor de forma automática con software de elementos finitos. Además, brinda ejemplos numéricos con aplicación de metodología ACI, ASCE. Asimismo, Husain, et al (2016) presenta desarrollos parecidos en cuanto a criterios de diseño por MPT usando elementos finitos mediante software.

Santos, et al (2019) en su investigación desarrolla un modelo de bielas y tirantes donde unificaron el método clásico (Blévyot y Frémy) y el método de Fusco. En su cap. 02 afirman que Blévyot y Frémy en la distribución del acero era de forma ortogonal en todo el ancho y largo del cabezal de cuatro pilotes, esto hace que tenga menos capacidad de carga que cuando está dispuesto de forma ortogonal sobre los pilotes. Además, observan que disminuye en un 20% la capacidad de carga. Por otro lado, en hallazgo procedentes de investigadores como (Clarke y

Suzuki) muestra la efectividad del MPT sobre en método seccional (MFC), esta afirmación se plasma de manera similar a los resultados de esta investigación mostrando que el acero requerido y colocado en las zonas de mayor sollicitación de esfuerzos siempre el MPT es mucho mayor que el MFC. Esta efectividad del método se demuestra también con los coeficientes de minoración utilizados $\phi = 0.75$ para MPT $\phi = 0.9$ para MFC.

Tórtola, et al (2017) en su investigación afirman que la disposición de armadura secundaria vertical y horizontal posibilita el desarrollo de mecanismos resistentes secundarios que no se tiene en cuenta actualmente con el diseño basado en el MBT-1. Los resultados del estudio experimental demuestran el incremento de la carga resistida tras la plastificación al añadir armadura secundaria. En los encepados más planos ($h = 0,25$ m) pasa de un 12,6% a un 32,4% (serie de tres pilotes) y de un 5,8% a un 42,2% (serie de cuatro pilotes). No ocurre lo mismo para los encepados de mayor peralte ($h = 0,45$ m), en los que la cantidad de armadura obtenida para la misma carga del diseño es mucho más pequeña y la tasa de carga resistida después de la plastificación se mantiene alrededor del 30%, independientemente de la armadura secundaria. En estos casos, la carga de elasticidad y el aumento de la carga última son por tener un refuerzo secundario. Nuestra investigación se centra en la diferencia entre la cantidad de acero de los métodos MPT y MFC, pero para poder realizar esos cálculos primero se desarrolló las verificaciones por punzonamiento tanto para el MFC, evaluados como se estipula el ACI 318-19 cap. 22 de igual manera para el MPT, pero evaluados bajo el criterios de (Timothy, M., 2015) la diferencia está en que toma el cortante tanto para una y dos direcciones en la cara de la columna dependiendo de la relación (vuelo/peralte efectivo) criterio que no se toma en el método seccional. Según las comprobaciones cumplen todos los parámetros de punzonamiento en la columna y pilote tanto para cabezal como para losa de cimentación. Ver Anexo 01 Desarrollo de Tesis, por otro lado, aunque no se requiera acero por corte el ACI 318-19,

recomienda usar refuerzo distribuido mínimo que atraviesen a los puntales interiores. Tan como se muestra el diseño final en las figuras 40,41,42,43, 44 y 45.

Araujo (2016) en su trabajo de investigación muestran un modelo y procedimiento para el diseño de encepados de pilotes considerando falla por aplastamiento, para su procedimiento toma las normas EHE-2011, y ACI-318-14 esta investigación tiene relación con nuestra tesis porque el modelo de bielas y tirantes se realizó con el ACI-318-19, donde si se controla la falla por aplastamiento del concreto en los puntales, limitando sus esfuerzos resistentes al agregar más factores del coeficiente del puntal, eliminando el factor de puntal tipo botella que permitía ensanchar el puntal para aumentar su resistencia. El procedimiento de esta investigación nos ayuda reforzar el conocimiento del procedimiento y criterios a tomar para el desarrollo de cabezales de pilotes por el MPT. Por otro lado, Araujo(2016), señala que el método seccional no es válido para evaluar cabezales de pilotes debido a la inconsistencia de la aplicabilidad de las fórmulas ya que están limitadas para losas delgadas, nuestra investigación aunque no están dentro de las variables el diseño por cortante, se han realizado las comprobaciones por criterios del ACI 318-19, y el CRSI, en donde la resistencia al concreto por el ACI nos brinda mayores resistencia al cortante del concreto, y el CRSI sus resistencia del concreto son menores para el cortante en dos direcciones. Ver Anexo 01 Desarrollo de tesis.

Rabbani, et al (2018), afirma que ninguna teoría o método es perfecto para diseñar cabezales del pilote, MPT es más confiable pero que no separemos el enfoque del MPT, con el punzonamiento, esa tesis no dejamos de lado el punzonamiento y se han realizado cálculos. Por otro lado, Adebar y Zhou (1996), afirman que el diseño por corte de los elementos profundos que usan MPT, implica limitar las tensiones del hormigón para garantizar que el refuerzo de los tirantes ceda antes que el hormigón falle por cortante y se coloca refuerzo distribuido para el agrietamiento, las compresiones en los puntales también deben limitarse dependiendo de las deformaciones biaxiales, además en su investigación desarrollan diferentes comparaciones a

cortante del método ACI y CRSI. Nuestra investigación se ha realizado con el CRSI y ACI más actuales, en donde todos estos criterios ya se han reformulado en las normas actualizadas, aunque no existe una fecha en el documento se afirma que el método de Adobar y Zongyu (1996), se implementó en el CPCA 1995. Ambas investigaciones tratan con más énfasis en el diseño a cortante, al igual que nuestra investigación, pero con normas más actuales que ya brindan factores y coeficientes que minimizan el riesgo de falla de los encepados.

4.1.4. Limitaciones de estudio

Este estudio tiene limitaciones en cuanto a que no se encontraron muchas referencias a un análisis comparativo en el MPT y el método seccional o MFC, la mayoría de los antecedentes habla del MFC, que tiene muchas limitaciones a cabezales o estructuras rígidas, esta investigación trata de comparar cuales con las limitaciones en base a las cuantías de acero y también del diseño a corte.

Una limitación del estudio es, debido a la complejidad y la configuración geométrica de la cimentación de la estructura, no se ha podido aplicar el MPT a toda la losa de cimentación, sino que se ha optado una porción de losa que carga un muro estructural y no tuvo tenido en cuenta los efectos que puede tener los esfuerzos internos cercanos a la porción de losa.

Limita la poca interfaz del Software Etabs para el dibujo de estructuras por Elementos Finitos en tres dimensiones. Muchos autores lo realizan en SAP 2000, es de mucha complejidad exportar las fuerzas, cargas y momentos, de la cimentación a SAP 2000 y realizar un modelamiento de solidos para entender como es el comportamiento de las fuerzas internas y poder idealizar el modelo de bielas y tirantes.

Por las solicitaciones de la estructura, no se pudo realizar una comparación aumentando las cargas de diseño, aumentar la sección en ancho y largo de los cabezales de pilotes y porción de losa de cimentación.

4.1.5. Implicancias

El análisis comparativo en el diseño de la cimentación de la estructura de concreto armado ha permitido conocer el procedimiento de cada metodología aplicada y tener un enfoque más amplio el diseño de estructuras de concreto armado, analizando y comprobando la aplicabilidad de cada metodología.

Las cuantías de acero de refuerzo evaluadas por el MPT son mucho mayores que las cuantías por MFC, el MPT calcula el acero mediante una fuerza en tracción y un factor de minoración de 0.75 a flexión y el MFC realiza su cálculo en base a momentos, su factor de minoración es de 0.90.

El MFC no se debería usar en cabezales de pilotes y en losa de cimentación pilotadas, debido a su baja confiabilidad y a su baja cantidad de cuantías de refuerzo. Por otro lado, el MFC distribuye su acero en toda la sección de ancho y largo de manera ortogonal y el MPT los distribuye de manera ortogonal sobre los pilotes. Santos et al. (2019), afirman que no distribuirlo de manera ortogonal en los pilotes disminuyen en un 20% su capacidad de carga, demostrando su efectividad del MPT.

Aunque no se ha tomado como variables el diseño por corte y punzonamiento, se ha realizado verificaciones tanto por el método que digiere el ACI 318-19 Cap.22 y los criterios de CRSI (2015), se ha demostrado que de acuerdo como se va aumentando el peralte no es válido los criterios de ACI 319-19 y las secciones críticas por corte ya nos se toman a una distancia d o $d/2$, si no en la cara de la columna, estribo, muro, pedestal u otro, debido a que si el cabezal es muy alto el perímetro de punzonado por ejemplo puede caer más allá del perímetro del mismo cabezal, asimismo el CRSI (2015),

toma en cuenta el efecto del momento en sus cálculos de resistencia a cortante del

concreto y también la relación vuelo/peralte efectivo $\frac{w}{d}$ y $\frac{w}{d/2}$, para cálculos de cortante en una dirección y dos direcciones respectivamente.

4.2. Conclusiones

- 4.2.1. Se realizó el análisis comparativo en el diseño estructural mediante las cuantías de acero de refuerzo de una cimentación profunda el método flexión y corte y método puntal tensor en una edificación multifamiliar de concreto armado, demostrando que el MPT, es más efectivo para zonas rígidas, ya que las cuantías de acero de refuerzo son mucho mayores que el obtenido por el MFC, dando un factor de seguridad más elevado. MPT el acero se coloca según la distribución de esfuerzos mientras que el MFC, coloca en todo el ancho y largo, según los antecedentes este resulta disminuir su capacidad. Por otro lado, se demostró que las cuantías de refuerzo disminuyen conforme se aumenta el peralte para ambos métodos evaluados en algunos casos se mantienen debido al acero mínimo colocado.
- 4.2.2. Se obtuvo la cuantía de acero longitudinal de la platea de cimentación y cabezal de pilotes variando espesores con el Método Puntal Tensor por la norma ACI 318-2019 y Método convencional (Flexión y Corte) Ntp E060 “Diseño en Concreto”, resultando cuantías más elevadas en el MPT en las franjas de mayor sollicitación E-F,G-H,I-J en losa de cimentación, con ratios que varían entre 1.83 hasta a 3.13 sobre el MFC, asimismo, en los cabezales de pilotes los ratios son de 2.00 y 1.25 del MPT sobre MFC
- 4.2.3. Se obtuvo la cantidad de acero longitudinal de la platea de cimentación y cabezal de pilotes variando espesores con el Método Puntal Tensor por la norma ACI 318-2019 y Método convencional (Flexión y Corte) Ntp E060 “Diseño en Concreto”, con mayores

cantidades para el acero para el MPT sobre el MFC, pero también conforme de aumento la sección tenía influencia en acero mínimo en varias franjas.

4.2.4. Se determinó el espaciamiento del acero longitudinal de la platea de cimentación y cabezal de pilotes variando espesores, por el Método Puntal Tensor por la norma ACI 318-2019 y el Método convencional (Flexión y Corte) Ntp E060 “Diseño en Concreto”, donde se obtuvo que para el MPT en la franjas G-H,I-J Se colocaron acero en dos capas con espaciamientos de 7.20cm, hasta 18cm mientras que para MFC solo se necesitó una sola capa con valores de 11.25cm hasta 18cm, para un mismo ancho de franja. Para cabezales pilotados se obtuvieron separaciones de acero de 15cm en MTP y 37.50 para MFC.

4.3.Recomendaciones.

Se recomienda para futuras investigaciones profundizar en el diseño a cortante y punzonamiento mediante para el diseño de cabezales pilotados.

Para el diseño de losas de cimentación pilotadas, se recomienda usar el modelamiento por elementos finitos para poder formular con más precisión la idealización de la cercha hipotecas de puntales, tensores y zonas nodales para la aplicación del MPT.

Si se desea continuar con la investigación, realizar modelamientos aumentando la carga y las secciones, para tener base de datos más completa y poder realizar una comparación más completa.

REFERENCIAS

- Adebar, P. & Zhou, L. (1996). Design of Deep Pile Caps by Strut-and-Tie Models. *ACI STRUCTURAL JOURNAL*, 93(4), 437-448.
<https://www.concrete.org/publications/internationalconcreteabstractsportal.aspx?m=details&ID=9703>
- American Concrete institute. (2019). *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19)*.
- Araujo J. (2016). Design of Rigid Pile Caps through an Iterative Strut-and-Tie Model. *Journal of Advanced Concrete Technology*, 14, 397-407. <https://doi.org/10.3151/jact.14.397>
- Ballesteros, J. (2017). Metodología para el Análisis del Comportamiento Sísmico de Grupos de Pilotes | Ciencia, Innovación y Tecnología. *Grupo de Investigación en Ingeniería Sísmica y Amenazas Geoambientales*, 3, 31-38. <https://docplayer.es/132290532-Metodologia-para-el-analisis-del-comportamiento-sismico-de-grupos-de-pilotes.html>
- Barreto, A., Valencia, Y., & Echevarri, O. (2013). Evaluación Comparativa De La Capacidad De Carga En Cimentaciones Profundas. Fórmulas Analíticas Y Ensayos De Carga. *Boletín de Ciencias de la Tierra*, 93-109.
<http://www.redalyc.org/articulo.oa?id=169528792007>
- Braja, D. (2012). *Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones* (7ma ed.). Cengage Learning.
- Braja, D., & Nagaratnam, S. (2019). *Principles of Foundation Engineering* (9na ed.). Cengage Learning.
- Cando, W., Zumba, J., Bucheli, J., & Jaramillo, O. (2017). Aplicación del Método Sónico con la Utilización del Equipo Pile Echo Tester para la Optimización del Factor de Seguridad de Pilotes. Caso de Estudio: Pilotes del Puente Peatonal de Muisne. *RECIMUNDO* :

Revista Científica de la Investigación y el Conocimiento, 467-483.

<https://dialnet.unirioja.es/servlet/articulo?codigo=6732817>

EHE-08. (2010). *Instrucción de Hormigón Estructural* (4ta ed.). Ministerio de Fomento.

Escobar, A. (2017). Modelos de predicción de esfuerzos hidrodinámicos y socavación aplicados a ingeniería offshore. *Universidad Politécnica de Madrid*.
<https://doi.org/10.20868/UPM.thesis.48843>

Escolano, F., Bueno, M., & Fernandez, D. (2015). Análisis comparativo entre el método por elementos finitos (FEM) y el método clásico (MC) en la estimación de asientos y cálculo del coeficiente de balasto para el diseño de losas de cimentación en zonas afectadas por cavidades naturales o antrópicas. *Informes de la Construcción*, 63-68.
<https://dialnet.unirioja.es/servlet/tesis?codigo=185011>

Fellenius, B. (2018). *Bases para el Diseño de Fundaciones*. (P. B. International, Ed.) British Columbia, Canada.

Gonzales, G., Velandi, D., & Carrillo, J. (2017). Algunas aplicaciones de los elementos finitos en el análisis estructural de una ménsula, una zapata sobre pilotes, cascarones y conexiones en concreto. *Ciencia e Ingeniería Neogranadina*, 17.
<http://www.redalyc.org/articulo.oa?id=91117109>

Husain, M., El-Kader Hassan, H., Hhater, M. & Ghoniem, A. (2016). Analysis of Reinforced Concrete D-Regions Using Strut-and-Tie Model. *The Egyptian International Journal of Engineering Sciences & Technology*, 25-37. <https://doi.org/10.14359/9703>

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2006). *E.020 Cargas del Reglamento Nacional de Edificaciones*. Lima.

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2018). *E.030 Diseño Sismoresistente del reglamento Nacional de Edificaciones*. Lima.

- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2018). *E.050 Suelos y Cimentaciones del Reglamento Nacional de Edificaciones*. Lima.
- Oblitas, J. (2018). Guía de Investigación Científica 2018. *Universidad Privada del Norte*, 25-27.
- Officials, A. A. (2017). *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications* (8ava ed.). Washington.
- Peña, A., Márquez, M., & Llorenz, M. (2013). Análisis de la influencia de los efectos parásitos para estribos pilotados de puentes en suelos blandos. *Revista de la construcción*, 04-16. <https://www.redalyc.org/articulo.oa?id=127628890002>
- Qing, L., Grant, S. & Brian, U. (2002). Performance-Based Optimization for Strut-Tie Modeling of Structural Concrete. *Faculty of Engineering - Papers*, 815-812. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2002\)128:6\(815\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2002)128:6(815))
- Rabbani, G., Uz-Zaman, H., & Islam, S. (2018). Pile Cap Performances in Different Consequences. *Architecture Research*, 51-61. https://www.researchgate.net/publication/332846439_Pile_Cap_Performances_in_Different_Consequences
- Rodrigo, J., & Rocha-de Albuquerque, P. (2018). Modelo de comportamiento no lineal aplicado a la predicción de asentamientos en cimientos profundos. *DYNA*, 171-178. <https://doi.org/10.15446/dyna.v85n205.68523>
- Santos, D., Carvalho, M., & Stucchi, F. (2019). Sizing of rigid blocks on piles with the strut-and-tie model. *Ibracon Structures and Materials Journal*, 12(4), 832-857. <https://doi.org/10.1590/S1983-41952019000400007>
- Shobeiri, V., & Ahmadi-Nedushan, B. (2017). Bi-directional Evolutionary Structural Optimization for Strut-and-Tie Modelling of Three-Dimensional Structural Concrete. *Engineering Optimization*, 49, 2-24. <https://doi.org/10.1080/0305215X.2017.1292382>

Timothy, M. (2015). *Desing Guide for Pile Caps*. CRSI Concrete Reinforcing Steel Institute.

Tórtola, L., Rubio, L., & Sosa, P. (2017). Modelos mecánicos para el diseño de encepados de tres y cuatro pilotes solicitados por cargas centradas y excentricas. *Hormigón y Acero*, 155-162. <http://dx.doi.org/10.1016/j.hya.2017.04.019>

Viggiani, C., Mandolini, A., & Russo, G. (2012). *Piles and Foundations* (1era ed.). Spon Press.

Villareal, G. (2017). *Iteración Suelo -Estructura en Edificaciones con Plateas de Cimentación*. Trujillo-Perú: Norte S.R.L.

ANEXOS

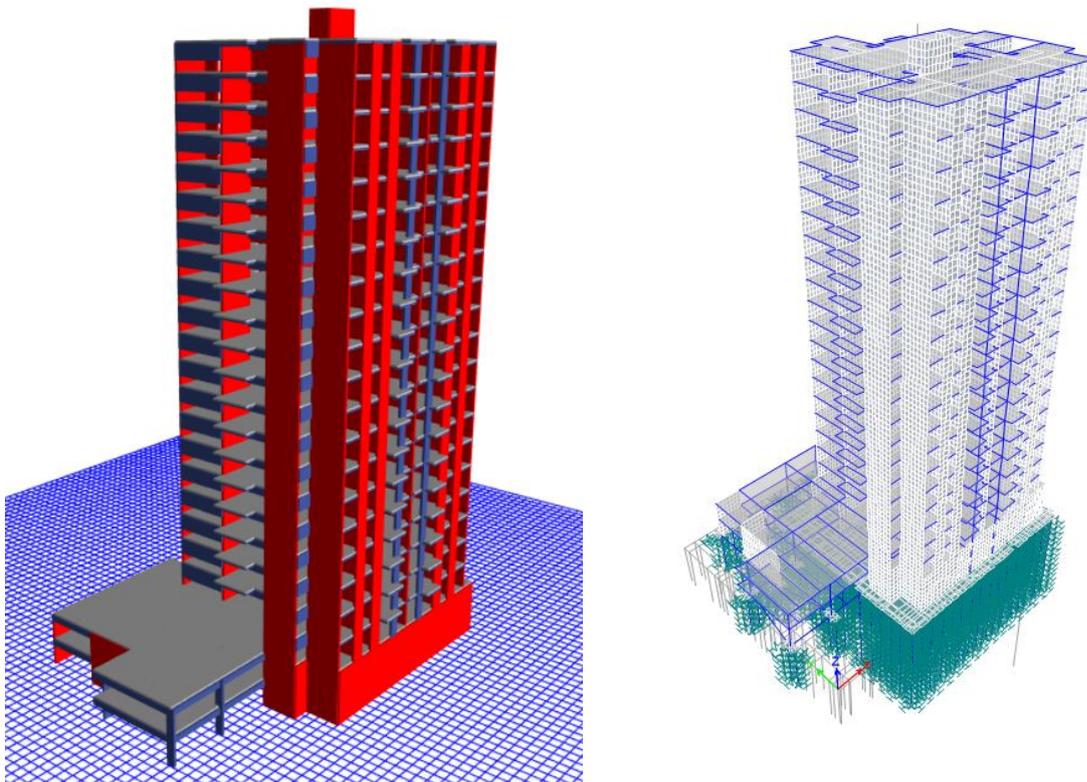
Anexo 01: Desarrollo de Tesis

ANÁLISIS SISMORRESISTENTE SUPERESTRUCTURA

La estructura que se ha tomado como objeto de estudio es el Condominio el Mirador del Golf en la ciudad de Trujillo, que cuenta con 20 pisos más 2 sótanos, su estructura está compuesta por muros estructurales con sus elementos de borde y con sistemas de piso losas macizas. Los 20 pisos son de uso departamentos (viviendas), en los dos sótanos existe un área que se extiende para cochera. Tal como se muestra en la figura a continuación. Su cimentación está en una losa micro pilotada realizada por la empresa INCOTEC. Para nuestro estudio se realizó el modelamiento estructural en base de cabezales de pilotes y una losa pilotada.

Figura 46

Renderizado y modelación estructural de la unidad de estudio "Condominio el mirador del Golf"



ANÁLISIS SISMICO ESTATICO EQUIVALENTE

Parámetros Sísmicos.

- Factor de zonificación: Zona 4, $Z=0.45$
- Parámetros de sitio: Suelo S2, $S=1.05$, $T_p=0.60$, $T_L=2$
- Irregularidad en altura (Ia)
 - ✓ Irregularidad de Rigidez -Piso Blando

Tabla 23 :

Cálculo de irregularidad de Piso Blando en Dirección Sismo X-X

Pisos	V (tnf)	σ al CM (m)	D. Relativo	Ki (tn/m)	0.7 Ki	$\frac{K(i)}{0.7K(i+1)}$
Story20	159.28	0.0541	0.0026	61262.65	42883.86	
Story19	366.27	0.0515	0.0025	146507.84	102555.49	No Existe
Story18	564.20	0.049	0.0027	208964.59	146275.21	No Existe
Story17	751.34	0.0463	0.0027	278273.37	194791.36	No Existe
Story16	927.72	0.0436	0.0028	331329.93	231930.95	No Existe
Story15	1093.42	0.0408	0.0029	377040.62	263928.43	No Existe
Story14	1248.48	0.0379	0.003	416159.6	291311.72	No Existe
Story13	1392.97	0.0349	0.003	464323.1	325026.17	No Existe
Story12	1526.96	0.0319	0.003	508985.1	356289.57	No Existe
Story11	1650.51	0.0289	0.0031	532421.68	372695.18	No Existe
Story10	1763.54	0.0258	0.003	587848.03	411493.62	No Existe
Story9	1866.62	0.0228	0.0031	602135.03	421494.52	No Existe
Story8	1959.82	0.0197	0.0029	675800.97	473060.68	No Existe
Story7	2044.58	0.0168	0.0028	730205.57	511143.9	No Existe
Story6	2117.95	0.014	0.0027	784425.63	549097.94	No Existe
Story5	2181.35	0.0113	0.0026	838980.85	587286.6	No Existe
Story4	2234.91	0.0087	0.0024	931213.38	651849.37	No Existe
Story3	2278.79	0.0063	0.002	1139394.35	797576.05	No Existe
Story2	2313.16	0.0043	0.0018	1285089.61	899562.73	No Existe
Story1	2338.18	0.0025	0.0014	1670127.93	1169089.55	No Existe
Sótano 1	2364.66	0.0011	0.0007	3378082.57	2364657.8	No Existe
Sótano 2	2377.88	0.0004	0.0004	5944706.75	4161294.73	No Existe

Nota. Se muestra que la rigidez lateral en ninguno de los casos es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso inmediatamente superior, por lo que se está cumpliendo. La rigidez se ha calculado como la razón entre la fuerza cortante del entrepiso y el desplazamiento relativo en el centro de masas

Tabla 24

Cálculo de irregularidad de Piso Blando en Dirección Sismo Y-Y

Pisos	V (tnf)	σ al CM (cm)	D. Relativo	Ki (tn/m)	0.7 Ki	$K(i) < 0.7K(i+1)$
Story20	123.36	0.0575	0.0027	45688.89	31982.22	
Story19	282.72	0.0548	0.0027	104711.11	31982.22	No Existe
Story18	434.16	0.0521	0.0028	155057.14	73297.78	No Existe
Story17	576.41	0.0493	0.0029	198762.07	108540.00	No Existe
Story16	709.57	0.0464	0.003	236523.33	139133.45	No Existe
Story15	833.74	0.0434	0.0031	268948.39	165566.33	No Existe
Story14	949.05	0.0403	0.0031	306145.16	188263.87	No Existe
Story13	1055.63	0.0372	0.0033	319887.88	214301.61	No Existe
Story12	1153.58	0.0339	0.0032	360493.75	223921.52	No Existe
Story11	1243.06	0.0307	0.0033	376684.85	252345.63	No Existe
Story10	1324.1	0.0274	0.0033	401242.42	263679.40	No Existe
Story9	1397.17	0.0241	0.0033	423384.85	280869.69	No Existe
Story8	1462.45	0.0208	0.0032	457015.63	296369.40	No Existe
Story7	1521.02	0.0176	0.0031	490651.61	319910.94	No Existe
Story6	1570.97	0.0145	0.0029	541713.79	343456.13	No Existe
Story5	1613.41	0.0116	0.0028	576217.86	379199.65	No Existe
Story4	1648.56	0.0088	0.0026	634061.54	403352.50	No Existe
Story3	1676.69	0.0062	0.0022	762131.82	443843.08	No Existe
Story2	1698.11	0.004	0.0018	943394.44	533492.27	No Existe
Story1	1713.14	0.0022	0.0013	1317800	660376.11	No Existe
Sótano 1	1728.24	0.0009	0.0006	2880400	922460.00	No Existe
Sótano 2	1735.15	0.0003	0.0003	5783833.33	2016280.00	No Existe

Nota. Se muestra que la rigidez lateral en ninguno de los casos es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso inmediatamente superior, por lo que se está cumpliendo. La rigidez se ha calculado como la razón entre la fuerza cortante del entrepiso y el desplazamiento relativo en el centro de masas. Se observa que ambas direcciones de los análisis NO presentan irregularidad de piso blando

✓ Irregularidad de Resistencia -Piso Débil

Tabla 25

Cálculo de irregularidad de piso débil en dirección Sismo X-X

Pisos	V_x (tn)	0.8V_x (tn)	V_i<V_(i+1)
Story20	159.2829	127.43	
Story19	366.2696	293.02	No Existe
Story18	564.2044	451.36	No Existe
Story17	751.3381	601.07	No Existe
Story16	927.7238	742.18	No Existe
Story15	1093.4178	874.73	No Existe
Story14	1248.4788	998.78	No Existe
Story13	1392.9693	1114.38	No Existe
Story12	1526.9553	1221.56	No Existe
Story11	1650.5072	1320.41	No Existe
Story10	1763.5441	1410.84	No Existe
Story9	1866.6186	1493.29	No Existe
Story8	1959.8228	1567.86	No Existe
Story7	2044.5756	1635.66	No Existe
Story6	2117.9492	1694.36	No Existe
Story5	2181.3502	1745.08	No Existe
Story4	2234.9121	1787.93	No Existe
Story3	2278.7887	1823.03	No Existe
Story2	2313.1613	1850.53	No Existe
Story1	2338.1791	1870.54	No Existe
Sótano 1	2364.6578	1891.73	No Existe
Sótano 2	2377.8827	1891.73	No Existe

Tabla 26

Cálculo de irregularidad de piso débil en dirección Sismo Y-Y

Pisos	V_y (tn)	0.8V_y (tnf)	V_i<V_(i+1)
Story20	123.36	98.69	
Story19	282.72	226.18	No Existe
Story18	434.16	347.33	No Existe
Story17	576.41	461.13	No Existe
Story16	709.57	567.66	No Existe
Story15	833.74	666.99	No Existe
Story14	949.05	759.24	No Existe
Story13	1055.63	844.5	No Existe
Story12	1153.58	922.86	No Existe
Story11	1243.06	994.45	No Existe
Story10	1324.1	1059.28	No Existe
Story9	1397.17	1117.74	No Existe
Story8	1462.45	1169.96	No Existe
Story7	1521.02	1216.82	No Existe

Story6	1570.97	1256.78	No Existe
Story5	1613.41	1290.73	No Existe
Story4	1648.56	1318.85	No Existe
Story3	1676.69	1341.35	No Existe
Story2	1698.11	1358.49	No Existe
Story1	1713.14	1370.51	No Existe
Sótano 1	1728.24	1382.59	No Existe
Sótano 2	1735.15	1388.12	No Existe

Se observa que ambas direcciones de los análisis NO presentan irregularidad de Piso Débil

✓ **Irregularidad en Extrema de Rigidez**

Como no se presenta Irregularidad de Rigidez (piso Blando), no es posible que se presente Irregularidad Extrema de Rigidez.

✓ **Irregularidad en Extrema de Resistencia**

Como no se presenta Irregularidad de Resistencia (Piso Débil), no es posible que se presente Irregularidad Extrema de Resistencia

✓ **Irregularidad de Masa o Peso**

Tabla 27

Cálculo de Irregularidad de Masa o Peso

Pisos	Peso (tn)	Condición ($P_{i+1}/P_i=1.5$)	Condición
Story20	373.07	1.00	No Existe
Story19	502.23	1.35	No Existe
Story18	506.60	1.01	No Existe
Story17	506.60	1.00	No Existe
Story16	506.60	1.00	No Existe
Story15	506.60	1.00	No Existe
Story14	506.60	1.00	No Existe
Story13	506.60	1.00	No Existe
Story12	506.60	1.00	No Existe
Story11	506.60	1.00	No Existe
Story10	505.90	1.00	No Existe
Story9	507.38	1.00	No Existe
Story8	509.22	1.00	No Existe
Story7	519.61	1.02	No Existe
Story6	511.71	0.98	No Existe
Story5	511.71	1.00	No Existe
Story4	511.71	1.00	No Existe
Story3	511.71	1.00	No Existe

Story2	511.71	1.00	No Existe
Story1	510.20	1.00	No Existe
Sótano 1			No aplica
Sótano 2			No aplica

Nota. En ninguno de los entresijos se presenta la relación de masas con el entresijo superior sea mayor o igual a 1.5, por lo que no existe irregularidad de masa o peso

✓ Irregularidad de Geométrica Vertical

Tabla 28

Verificación de irregularidad de Geometría Vertical

Pisos	Geometría
Story20	Igual
Story19	Igual
Story18	Igual
Story17	Igual
Story16	Igual
Story15	Igual
Story14	Igual
Story13	Igual
Story12	Igual
Story11	Igual
Story10	Igual
Story9	Igual
Story8	Igual
Story7	Igual
Story6	Igual
Story5	Igual
Story4	Igual
Story3	Igual
Story2	Igual
Story1	Igual
Sótano 1	No aplica
Sótano 2	No aplica

✓ Discontinuidad de los Sistemas Resistentes

De acuerdo con la geometría de la estructura, no se observa cambios de orientación en los elementos, tampoco un desplazamiento del 25% correspondiente al elemento. NO presenta esta irregularidad.

✓ Discontinuidad Extrema de los Sistemas Resistentes

Al no existir Discontinuidad de los sistemas resistentes, no es posible a que se presente Discontinuidad Extrema de los Sistemas Resistentes

- Irregularidad en Planta
 - ✓ Irregularidad Torsional

Tabla 29

Cálculo de Irregularidad Torsional en dirección Sismo X-X

Pisos	Desp. Max	D. Relativo (m)	H (m)	Drift	0.5*(0.007)	Verificación
Story20	0.054685	0.00229	2.6	0.00088	0.0035	Drit<0.0035
Story19	0.052395	0.002377	2.6	0.00091	0.0035	Drit<0.0035
Story18	0.050018	0.002477	2.6	0.00095	0.0035	Drit<0.0035
Story17	0.047541	0.002585	2.6	0.00099	0.0035	Drit<0.0035
Story16	0.044956	0.002695	2.6	0.00104	0.0035	Drit<0.0035
Story15	0.042261	0.002802	2.6	0.00108	0.0035	Drit<0.0035
Story14	0.039459	0.002898	2.6	0.00112	0.0035	Drit<0.0035
Story13	0.036561	0.002981	2.6	0.00115	0.0035	Drit<0.0035
Story12	0.03358	0.003047	2.6	0.00117	0.0035	Drit<0.0035
Story11	0.030533	0.003091	2.6	0.00119	0.0035	Drit<0.0035
Story10	0.027442	0.003111	2.6	0.00120	0.0035	Drit<0.0035
Story9	0.024331	0.0031	2.6	0.00119	0.0035	Drit<0.0035
Story8	0.021231	0.003056	2.6	0.00118	0.0035	Drit<0.0035
Story7	0.018175	0.002988	2.6	0.00115	0.0035	Drit<0.0035
Story6	0.015187	0.00288	2.6	0.00111	0.0035	Drit<0.0035
Story5	0.012307	0.002732	2.6	0.00105	0.0035	Drit<0.0035
Story4	0.009575	0.002531	2.6	0.00097	0.0035	Drit<0.0035
Story3	0.007044	0.002274	2.6	0.00088	0.0035	Drit<0.0035
Story2	0.00477	0.001947	2.6	0.00075	0.0035	Drit<0.0035
Story1	0.002823	0.001454	2.6	0.00056	0.0035	Drit<0.0035
Sótano 1	0.001369	0.000866	2.6	0.00033	0.0035	Drit<0.0035
Sótano 2	0.000503	0.000503	2.6	0.00019	0.0035	Drit<0.0035

Nota. Se ha verificado la condición de que el máximo desplazamiento relativo de entrepiso sea sea mayor que el 50% de 0.007, la deriva máxima permitida en la NTP E030 Artículo N°32, y se observa que ninguno es mayor, por lo que ya no es necesario evaluar el criterio de la Irregularidad.

Tabla 30

Cálculo de Irregularidad Torsional en dirección Sismo Y-Y

Pisos	Desp. Max	D. Relativo (m)	H (cm)	Drift	0.5*(0.007)	Verificación
Story20	0.06855	0.003185	2.6	0.001225	0.0035	Drit<0.0035
Story19	0.065365	0.003271	2.6	0.001258	0.0035	Drit<0.0035
Story18	0.062094	0.003369	2.6	0.001296	0.0035	Drit<0.0035
Story17	0.058725	0.003477	2.6	0.001337	0.0035	Drit<0.0035
Story16	0.055248	0.003584	2.6	0.001378	0.0035	Drit<0.0035
Story15	0.051664	0.003686	2.6	0.001418	0.0035	Drit<0.0035
Story14	0.047978	0.003774	2.6	0.001452	0.0035	Drit<0.0035
Story13	0.044204	0.003846	2.6	0.001479	0.0035	Drit<0.0035
Story12	0.040358	0.003896	2.6	0.001498	0.0035	Drit<0.0035
Story11	0.036462	0.003918	2.6	0.001507	0.0035	Drit<0.0035
Story10	0.032544	0.00391	2.6	0.001504	0.0035	Drit<0.0035
Story9	0.028634	0.003868	2.6	0.001488	0.0035	Drit<0.0035
Story8	0.024766	0.003787	2.6	0.001457	0.0035	Drit<0.0035
Story7	0.020979	0.003667	2.6	0.00141	0.0035	Drit<0.0035
Story6	0.017312	0.0035	2.6	0.001346	0.0035	Drit<0.0035
Story5	0.013812	0.003278	2.6	0.001261	0.0035	Drit<0.0035
Story4	0.010534	0.002997	2.6	0.001153	0.0035	Drit<0.0035
Story3	0.007537	0.002644	2.6	0.001017	0.0035	Drit<0.0035
Story2	0.004893	0.002204	2.6	0.000848	0.0035	Drit<0.0035
Story1	0.002689	0.001402	2.6	0.000539	0.0035	Drit<0.0035
Sótano 1	0.001287	0.00086	2.6	0.000331	0.0035	Drit<0.0035
Sótano 2	0.000427	0.000427	2.6	0.000164	0.0035	Drit<0.0035

Nota. Se ha verificado la condición de que el máximo desplazamiento relativo de entrepiso sea sea mayor que el 50% de 0.007, la deriva máxima permitida en la NTP E030 Artículo N°32, y se observa que ninguno es mayor, por lo que ya no es necesario evaluar el criterio de la Irregularidad.

✓ **Irregularidad Torsional Extrema**

De acuerdo con los cálculos anteriores no se presenta irregularidad torsional, por lo que NO es posible que exista Irregularidad Torsional Extrema

✓ **Esquinas entrantes**

Figura 47

Planta de los pisos del 01 al 20, de la estructura.

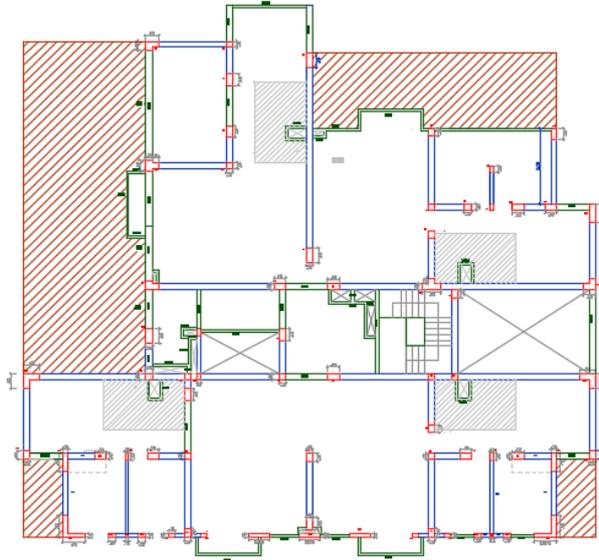


Tabla 31

Cálculo de Irregularidad de Esquinas Entrantes

Eje X-X	
Longitud	
Total (m)	21.5
Δ (m)	14.40
$\% \Delta$	66.98
20% max	Existe
Eje Y-Y	
Longitud	
Total (m)	24.55
Δ (m)	12.15
$\% \Delta$	49.49
20% max	Existe
Factor de Irregularidad	0.9

✓ **Discontinuidad de diafragma**

Figura 48

Área de total de diafragma en sótanos.



Nota. Área de diagramas en sótanos: 827.46m², Área de diagrama en pisos: 380.75m², Área de Aberturas =446.71m², Área de Aberturas =446.71m². *Si Existe irregularidad: Factor=0.85*

✓ **Sistemas no paralelos**

No existe

• **Coefficiente de reducción de las fuerzas sísmicas**

$$R = R_0 \times I_a \times I_p$$

Ro=6, de acuerdo a la tabla N°7 de la NTP E030

$$R = 6 \times 1 \times 0.85$$

$$R = 5.1$$

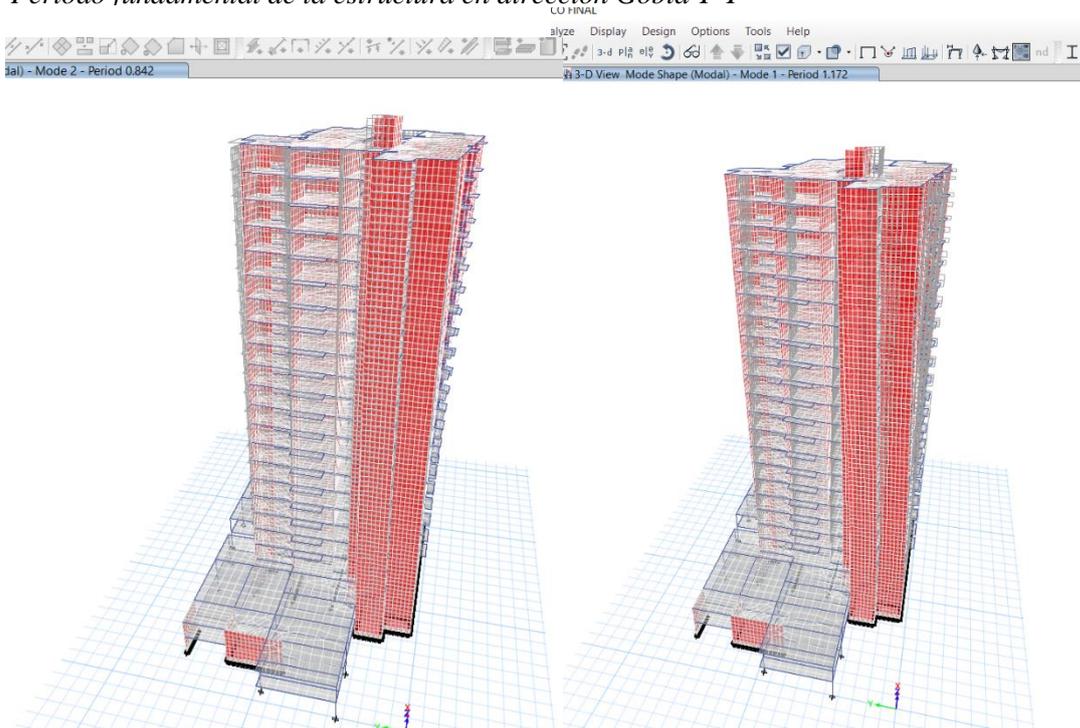
Cálculo del periodo Fundamental de la estructura.

El cálculo del periodo fundamental está dada por la masa de la estructura y la rigidez de los elementos resistentes, para un mejor estudio se ha realizado un análisis estático

equivalente mediante el software Etabs V17. Una manera de validar nuestro análisis es verificar que en los modos de participación de masa cumplan al menos el 90% de participación de masa, para este caso es necesario incorporar 400 modos de participación de masa para lograr un 92.57%. Para la dirección Sismo Y-Y se tiene un periodo de 1.172 y para la dirección de Sismo X-X un periodo de 0.842.

Figura 49

Periodo fundamental de la estructura en direccion Goble Y-Y



ANÁLISIS DINAMICO ESPECTRAL

Espectro de aceleración sísmica

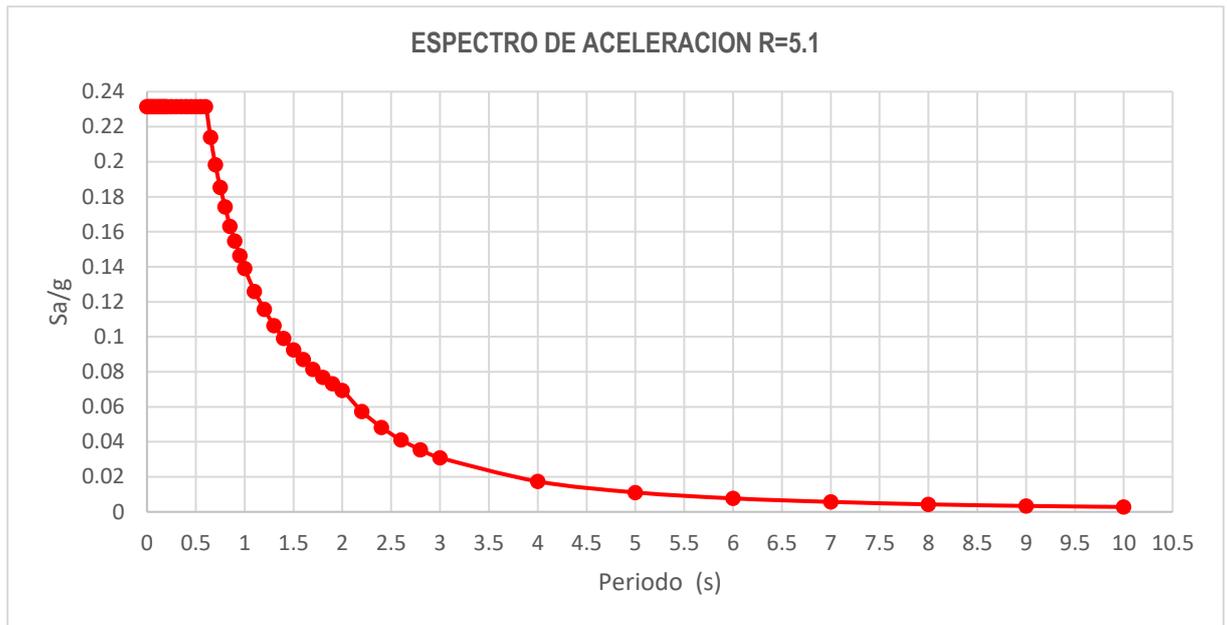
El cálculo del espectro de aceleración sísmica se realizó mediante la siguiente fórmula que se describe en la NTP E030 Artículo N° 29.2.

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

El valor que cambia es el Factor de Amplificación sísmica “C”, porque esta en función del periodo “t” con sus restricciones mostradas en el Artículo N°14 de la NTP E030. La lista completa de los valores se encuentran en el Anexo N.....

Figura 50

Espectro de Aceleración sísmica para el Sismo Modal Espectral



Escalamiento de Fuerzas cortantes mínimas

La fuerza cortante mínima que estipula la NTP E030, en el Artículo N° 29.4, para estructuras irregulares sea al menos el 90% del cortante estático.

Tabla 32

Factor de Escalamiento de Cortantes para Sismo X-X

Condición sísmica	Cortante (tn)	
SE X-X	1923.03	Sismo Estático
SD X-X	1197.04	Sismo Dinámico
0.90 V estat	1730.727	
Factor Escala	1.446	

Tabla 33

Factor de Escalamiento de cortantes para Sismo Y-Y

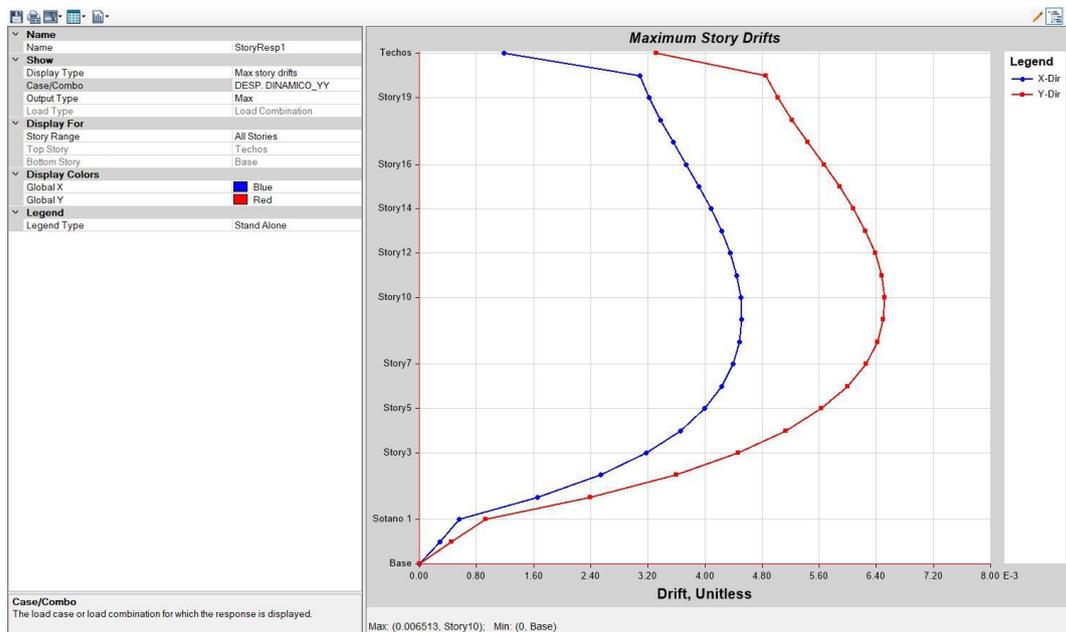
Condición sísmica	Cortante (tn)	
SE Y-Y	1262.01	Sismo Estático
SD Y-Y	772.26	Sismo Dinámico
0.90 V estat	1135.809	
Factor Escala	1.471	

Control de desplazamientos laterales Relativos admisibles.

El máximo desplazamiento relativo de entrepiso no debe exceder el valor de 0.007 para estructuras de concreto armado de acuerdo con la tabla N°11 de la NTP E030 Artículo N°32. Se calcula Amplificando los desplazamientos del sismo sin escalar por $0.85R=0.85 \times 5.1=4.355$

Figura 51

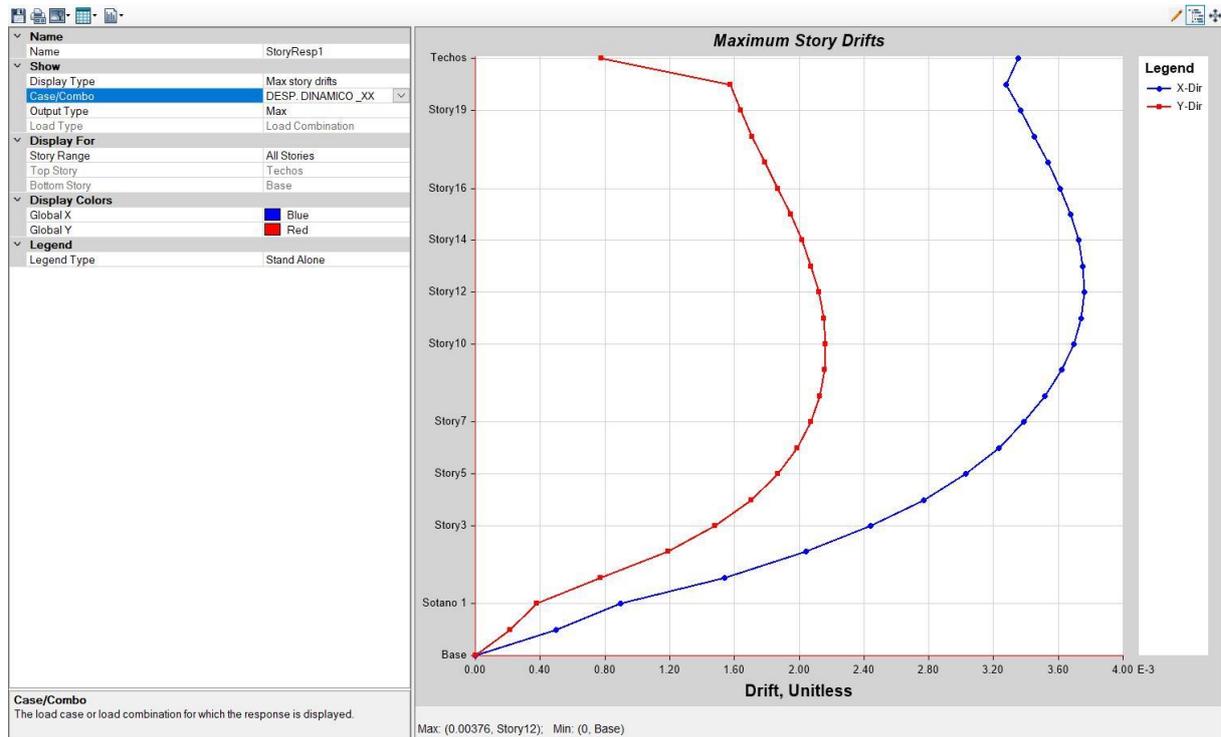
Derivas de entrepiso para Sismo Dinamico Y-Y



Nota. En la dirección Y-Y, se obtuvo una deriva máxima de 0.006513, y es menor que 0.007, que es el valor máximo en elementos de concreto armado según la NTP E030. Datos extraídos de software Etabs V17.

Figura 52

Derivas de entrepiso para Sismo Dinamico X-X



Nota. En la dirección Y-Y, se obtuvo una deriva máxima de 0.00376, y es menor que 0.007, que es el valor máximo en elementos de concreto armado según la NTP E030. Datos extraídos de software Etabs V17.

CÁLCULO GEOTECNICO DE LOS PILOTES

Para el Cálculo de la capacidad Geotécnica de los pilotes se han usado diferentes métodos analíticos, matemáticos, correlacionales. Como Vesic, Meyerhof, Coyle y Castello, Spt Meyerhof, Fellenius, Spt Decourt, Spt Nesmith. Para calcular la capacidad por Punta y Fricción de los pilotes variando diferentes diámetros.

Tabla 34

Capacidad por Punta de diferentes Métodos Geotécnicos

CAPACIDAD PUNTA									
L (m)	Diametro (m)	Meyerhof	Vesic	Coyle y Castello	Spt Meyerhof	Fellenius	Spt Decourt	Spt Nesmith	Promedio
6.00	0.30	106.47	57.64	46.86	123.22	32.66	59.75	55.06	68.81
8.00	0.30	106.47	82.79	65.60	146.69	43.54	59.75	59.14	80.57
10.00	0.30	106.47	92.30	75.76	146.69	54.43	59.75	59.14	84.93
12.00	0.30	106.47	103.90	79.66	146.69	65.31	59.75	59.14	88.70
14.00	0.30	106.47	113.22	87.47	146.69	76.20	59.75	59.14	92.71
16.00	0.30	106.47	119.47	91.22	146.69	87.08	59.75	59.14	95.69
20.00	0.30	106.47	138.92	85.91	146.69	108.86	59.75	59.14	100.82
25.00	0.30	106.47	157.01	99.58	146.69	136.07	59.75	59.14	109.24
30.00	0.30	106.47	171.98	117.15	146.69	163.28	59.75	59.14	117.78
L (m)	Diametro (m)	Meyerhof	Vesic	Coyle y Castello	Spt Meyerhof	Fellenius	Spt Decourt	Spt Nesmith	
6.00	0.40	188.94	102.29	84.82	218.67	58.06	106.03	96.87	122.24
8.00	0.40	188.94	146.92	116.42	260.32	77.41	106.03	104.01	142.86
10.00	0.40	188.94	163.79	152.46	260.32	96.76	106.03	104.01	153.19
12.00	0.40	188.94	184.39	186.28	260.32	116.11	106.03	104.01	163.73
14.00	0.40	188.94	200.92	219.27	260.32	135.47	106.03	104.01	173.57
16.00	0.40	188.94	212.02	217.32	260.32	154.82	106.03	104.01	177.64
20.00	0.40	188.94	246.54	235.62	260.32	193.52	106.03	104.01	190.71
25.00	0.40	188.94	278.65	242.55	260.32	241.90	106.03	104.01	203.20
30.00	0.40	188.94	305.20	249.48	260.32	290.28	106.03	104.01	214.89
L (m)	Diametro (m)	Meyerhof	Vesic	Coyle y Castello	Spt Meyerhof	Fellenius	Spt Decourt	Spt Nesmith	
6.00	0.60	424.37	229.74	186.78	491.13	130.63	238.14	218.22	274.14
8.00	0.60	424.37	329.99	263.98	584.68	174.17	238.14	234.53	321.41
10.00	0.60	424.37	367.89	358.00	584.68	217.71	238.14	234.53	346.47
12.00	0.60	424.37	414.14	425.86	584.68	261.25	238.14	234.53	369.00
14.00	0.60	424.37	451.27	466.33	584.68	304.80	238.14	234.53	386.30
16.00	0.60	424.37	476.19	542.91	584.68	348.34	238.14	234.53	407.02
20.00	0.60	424.37	553.73	635.05	584.68	435.42	238.14	234.53	443.70
25.00	0.60	424.37	625.85	622.60	584.68	544.28	238.14	234.53	467.78
30.00	0.60	424.37	685.50	607.04	584.68	653.14	238.14	234.53	489.63
L (m)	Diametro (m)	Meyerhof	Vesic	Coyle y Castello	Spt Meyerhof	Fellenius	Spt Decourt	Spt Nesmith	
6.00	0.80	754.27	408.34	315.38	654.69	232.23	423.27	387.49	453.67
8.00	0.80	754.27	586.51	442.64	1039.20	309.64	423.27	417.06	567.51
10.00	0.80	754.27	653.88	569.90	1039.20	387.04	423.27	417.06	606.37
12.00	0.80	754.27	736.09	730.36	1039.20	464.45	423.27	417.06	652.10
14.00	0.80	754.27	802.09	906.31	1039.20	541.86	423.27	417.06	697.72

16.00	0.80	754.27	846.38	982.66	1039.20	619.27	423.27	417.06	726.02
20.00	0.80	754.27	984.20	1095.53	1039.20	774.09	423.27	417.06	783.95
25.00	0.80	754.27	1112.37	1120.43	1039.20	967.61	423.27	417.06	833.46
30.00	0.80	754.27	1218.40	1161.93	1039.20	1161.13	423.27	417.06	882.18

Nota. Es necesario mencionar que todos los valores de las capacidades están en (Tn)

Tabla 35

Capacidad por fricción de diferentes Métodos Geotécnicos

CAPACIDAD FRICCIÓN							
L (m)	Diametro (m)	Coyle y Castello	Spt Meyerhof	Fellenius	Spt Decourt	Spt Nesmith	Promedio
6.00	0.30	46.53	16.92	26.13	31.48	86.67	41.55
8.00	0.30	65.12	25.64	46.45	47.13	130.52	62.97
10.00	0.30	81.18	34.97	72.57	63.74	172.33	84.96
12.00	0.30	96.33	44.33	104.50	80.36	218.22	108.75
14.00	0.30	111.44	51.72	142.24	93.75	254.93	130.82
16.00	0.30	126.81	62.12	185.78	112.29	306.93	158.79
20.00	0.30	159.88	79.71	290.28	143.59	402.78	215.25
25.00	0.30	195.05	101.99	453.57	183.51	503.73	287.57
30.00	0.30	220.96	122.39	653.14	220.22	603.66	364.07
6.00	0.40	104.71	22.68	34.83	42.20	115.23	63.93
8.00	0.40	144.24	34.37	61.93	63.17	174.37	95.62
10.00	0.40	186.10	46.87	96.76	85.44	231.47	129.33
12.00	0.40	226.12	59.42	139.34	107.71	292.65	165.05
14.00	0.40	265.76	69.33	189.65	125.66	341.60	198.40
16.00	0.40	292.79	83.26	247.71	150.52	410.94	237.04
20.00	0.40	360.22	106.85	387.04	192.47	539.42	317.20
25.00	0.40	439.43	136.71	604.76	245.99	675.04	420.39
30.00	0.40	503.62	164.05	870.85	295.18	809.64	528.67
6.00	0.60	193.68	33.84	52.25	62.96	172.33	103.01
8.00	0.60	285.68	51.29	92.89	94.25	261.04	157.03
10.00	0.60	368.23	69.94	145.14	127.48	344.66	211.09
12.00	0.60	462.59	88.66	209.00	160.71	437.45	271.68
14.00	0.60	554.19	103.44	284.48	187.50	509.85	327.89
16.00	0.60	639.60	124.23	371.56	224.59	613.86	394.77
20.00	0.60	809.26	159.42	580.57	287.18	805.56	528.40
25.00	0.60	1007.15	203.98	907.13	367.03	1006.44	698.35

30.00	0.60	1206.15	244.78	1306.27	440.43	1207.32	880.99
L (m)	Diametro (m)	Coyle y Castello	Spt Meyerhof	Fellenius	Spt Decourt	Spt Nesmith	
6.00	0.80	283.58	45.18	69.67	84.06	230.45	142.59
8.00	0.80	411.44	68.47	123.85	125.84	347.72	215.46
10.00	0.80	559.06	93.37	193.52	170.20	460.90	295.41
12.00	0.80	720.02	118.37	278.67	214.57	583.27	382.98
14.00	0.80	871.82	138.10	379.30	250.33	681.16	464.14
16.00	0.80	1028.03	165.86	495.42	299.85	818.82	561.60
20.00	0.80	1326.50	212.85	774.09	383.42	1074.76	754.32
25.00	0.80	1686.17	272.34	1209.51	490.02	1343.96	1000.40
30.00	0.80	2076.61	326.80	1741.70	588.03	1612.15	1269.06

Nota. Es necesario mencionar que todos los valores de las capacidades están en (Tn)

Tabla 36

Cuadro resumen de la Capacidad Admisible de los pilotes a diferentes longitudes y diámetros

CAPACIDAD ADMISIBLE DEL PILOTE						
L (m)	Diámetro (m)	Qp(Tn)	Qf(Tn)	Fs	Q admisible(Tn)	
6.00	0.30	68.81	41.55	2.5	44.14	
8.00	0.30	80.57	62.97	2.5	57.42	
10.00	0.30	84.93	84.96	2.5	67.96	
12.00	0.30	88.7	108.75	2.5	78.98	
14.00	0.30	92.71	130.82	2.5	89.41	
16.00	0.30	95.69	158.79	2.5	101.79	
20.00	0.30	100.82	215.25	2.5	126.43	
25.00	0.30	109.24	287.57	2.5	158.72	
30.00	0.30	117.78	364.07	2.5	192.74	
6.00	0.40	122.24	63.93	2.5	74.47	
8.00	0.40	142.86	95.62	2.5	95.39	
10.00	0.40	153.19	129.33	2.5	113.01	
12.00	0.40	163.73	165.05	2.5	131.51	
14.00	0.40	173.57	198.4	2.5	148.79	
16.00	0.40	177.64	237.04	2.5	165.87	
20.00	0.40	190.71	317.2	2.5	203.16	
25.00	0.40	203.2	420.39	2.5	249.44	
30.00	0.40	214.89	528.67	2.5	297.42	
6.00	0.60	274.14	103.01	2.5	150.86	
8.00	0.60	321.41	157.03	2.5	191.38	
10.00	0.60	346.47	211.09	2.5	223.02	
12.00	0.60	369	271.68	2.5	256.27	
14.00	0.60	386.3	327.89	2.5	285.68	
16.00	0.60	407.02	394.77	2.5	320.72	
20.00	0.60	443.7	528.4	2.5	388.84	
25.00	0.60	467.78	698.35	2.5	466.45	
30.00	0.60	489.63	880.99	2.5	548.25	
6.00	0.800	453.67	142.59	2.5	238.5	

8.00	0.800	567.51	215.46	2.5	313.19
10.00	0.800	606.37	295.41	2.5	360.71
12.00	0.800	652.1	382.98	2.5	414.03
14.00	0.800	697.72	464.14	2.5	464.74
16.00	0.800	726.02	561.6	2.5	515.05
20.00	0.800	783.95	754.32	2.5	615.31
25.00	0.800	833.46	1000.4	2.5	733.54
30.00	0.800	882.18	1269.06	2.5	860.5

PREDIMENSIONAMIENTO DE LOS LOSA DE CIMENTACION PILOTADA Y

CABEZAL DE PILOTES

Necesidad de colocar pilotes en losa y cabezales de pilotes.

Baja Capacidad admisible de terreno.

Después de realizar el análisis sísmico dinámico espectral y verificar las diferentes consideraciones de la NTP, se procede a realizar un análisis de la cimentación donde se va a realizar en el software Safe V20, se realizó un análisis de las presiones de contacto de acuerdo a las limitaciones del terreno y a los parámetros del estudio de suelos.

En el estudio de suelos que se muestra en el anexo 02, solo se ha considerado capacidad portante para cimentaciones cuadradas y corridas, por lo que esos cálculos no sería de utilidad para cálculos de la platea de cimentación. Con los datos del estudio de suelos se procede a calcular la capacidad portante para una losa de cimentación con doble excentricidad tomando como referencia al libro Braja Das 9° Edicion Capitulo 6.12 “ Bearing Capacity-Two-Way Eccentricity”, por otro lado se realizó otro cálculo de capacidad portante de acuerdo al Cap. N°10.4 “Bearing Capacity of Mat Foundations” donde para calcular la capacidad admisible del terreno intervienen datos como N60, asentamientos y otros factores, con la finalidad de realizar una comparación y tomar un promedio.

De acuerdo al Cap 6.12, se obtuvo una capacidad admisible de 4.759 kg/cm²

De acuerdo con el Cap. 10.4, se obtuvo una capacidad admisible de 1.520 kg/cm^2 , como criterio conservador se ha tomado un valor de 3.139 kg/cm^2 siendo el promedio, para evaluar presiones en cargas de servicio y para cargas de servicio con sismo sería del 20% más llegando a un valor de 3.76 kg/cm^2 . Los cálculos se muestran en el anexo 05.

En software Safe, realiza los cálculos mediante la hipótesis de la viga de Winkler, muchos autores confunden el coeficiente de Winkler con el coeficiente de balasto, este razonamiento no es válido, una de las maneras es calcular este coeficiente en base a los asentamientos y luego se ira calibrando el coeficiente en el software hasta llegar al mismo asentamiento calculado, lo cual se obtuvo el valor de 1.2 kg/cm^3 .

Se ha calculado los asentamientos mediante el método de Schmertmann que se encuentra en el Capítulo 9.5 "Settlement of Sandy Soil: Use of Strain Influence Factor" del libro de Braja M Das 9º Edición. Con los datos del EMS del cuadro de La Línea MASW 05, que se encuentra en el anexo 02 , obteniendo un valor de asentamiento de 2.17 cm .

Figura 53

Presiones de contacto para condición "Servicio -Sx-Sy" en SafeV20

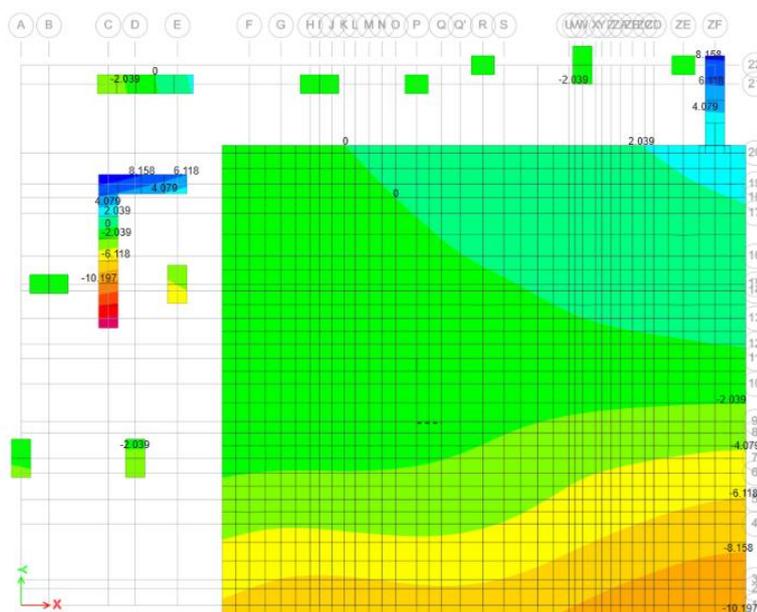
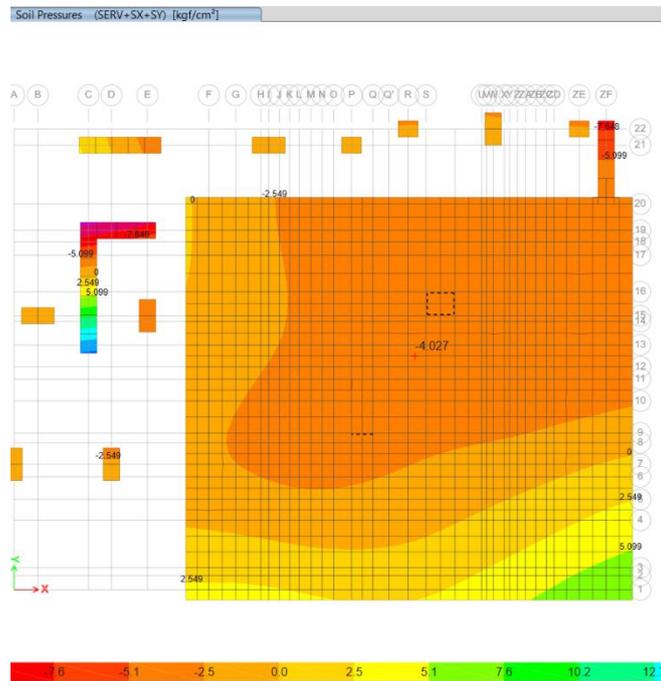


Figura 54

Presiones de contacto para condición "Servicio +Sx+Sy" en SafeV20



Se puede observar que existen valores de -10.197 kg/cm^2 Fig 41 y valores de 4.027 en la Fig 42, lo cual indica que la capacidad admisible es menor que las presiones de la estructura.

Asentamientos Elevados.

Como se menciona anteriormente, se calculó los asentamientos mediante el método de Schmertmann, y se obtuvo un valor de 2.17 cm , pero en el EMS, este valor se limita a $\frac{3}{4}$ ", que es 1.90 cm , demostrando que la estructura en servicio su asentamiento es mucho mayor. Resaltando así la necesidad de realizar cimentación con Pilotes. Ver anexo 04

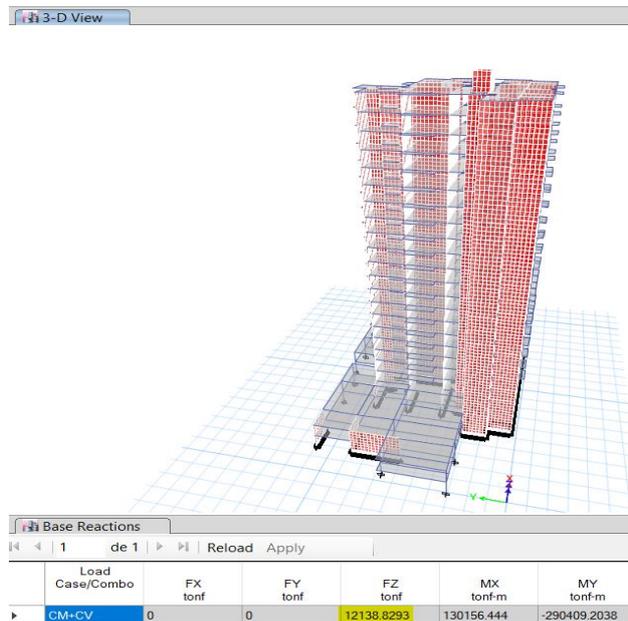
CÁLCULO DE CANTIDAD DE PILOTES Y LA EFICIENCIA EN GRUPO.

Para losa de cimentación

Para la losa de cimentación después de varias iteraciones se han seleccionado pilotes de 14 m de longitud y un diámetro de 0.40 m , con una capacidad última de 148.79 Tn , tal como se muestra en la tabla 36.

Figura 55

Peso de la Estructura en Servicio CM+CV en Etabs v17



Los pilotes deben resistir el peso de la estructura, peso de la platea de cimentación y la sobrecarga del estacionamiento. Tal como se detalla en el siguiente cuadro

Tabla 37

Pesos totales en servicio que van a resistir los pilotes

Item	Valor
Carga Estructura (Tn)	12138.83
Sobrecarga Base (Tn)	169.26
Peso Platea (Tn)	1624.9
Peso Total (tn)	13932.99

El espaciamiento máximo entre pilotes para pilotes entre $10m \leq L < 25m$ es de $4b$, siendo “b” el diámetro del pilotes que en este caso es de 0.40m, llegando a un espaciamiento de 1.6m entre ejes.

Para nuestro calculo se realiza un chequeo como mínimo 12 filas en cada dirección de la platea de cimentación con un total de 124 pilotes de 0.4m de diámetro y 14m de longitud.

Tabla 38

Eficiencia en Grupo por dos métodos para un total de 144 pilotes

Item	Converse-Labarre	Ecuacion. Los Angeles
n	0.919	0.76
Q adm. Unit. (Tn)	148.79	148.79
# Pilotes en Grupo	144	144
ΣQ_u (Tn)	21425.76	21425.76
$Q_{g(u)}$ (Tn)	19690.27	16283.58

Se elige el resultado menor, Basado en la Ecuación de los ángeles con un valor de 16283.58 Tn y se compara con el peso total de la estructura de acuerdo a la tabla 37

$$\begin{array}{l} \text{Sumatoria carga} \\ \text{Admisible} \end{array} \geq \begin{array}{l} \text{Peso Estructura} \\ \text{+ Platea+SC} \end{array}$$

$$16283.58 \text{ Tn} \geq 13932.99 \text{ Tn}$$

Si Cumple

Para cabezal de pilote

Para el caso de un cabezal de zapata con dos pilotes, solo resisten cargas de los estacionamientos de los sótanos, por lo que se va a emplear pilotes de 6m de longitud, con un diámetro de 0.30m y con una capacidad admisible de 44.14Tn, tal como se muestra en la tabla 36

Tabla 39

Pesos totales en servicio que van a resistir los pilotes en cabezal de dos pilotes

Item	Valor
Carga Estructura (Tn)	62.50
Sobrecarga Base (Tn)	1.02
Peso Zapata (Tn)	7.78
Peso Total (tn)	71.30

Tabla 40

Eficiencia en Grupo por dos métodos para un total de 2 pilotes

Item	Converse-Labarre	Ecuacion. Los Angeles
n	0.972	0.968
Q adm. Unit (Tn)	44.14	44.14
# Pilotes en Grupo	2	2
ΣQ_u (Tn)	88.28	88.28
Q g(u) (Tn)	85.81	85.46

Se elige el menor valor como criterio conservador el menor valor 85.81Tn

Sumatoria carga Admisible	\geq	Peso Estructura + Cabezal+Sc
85.46	\geq	71.30

Si Cumple

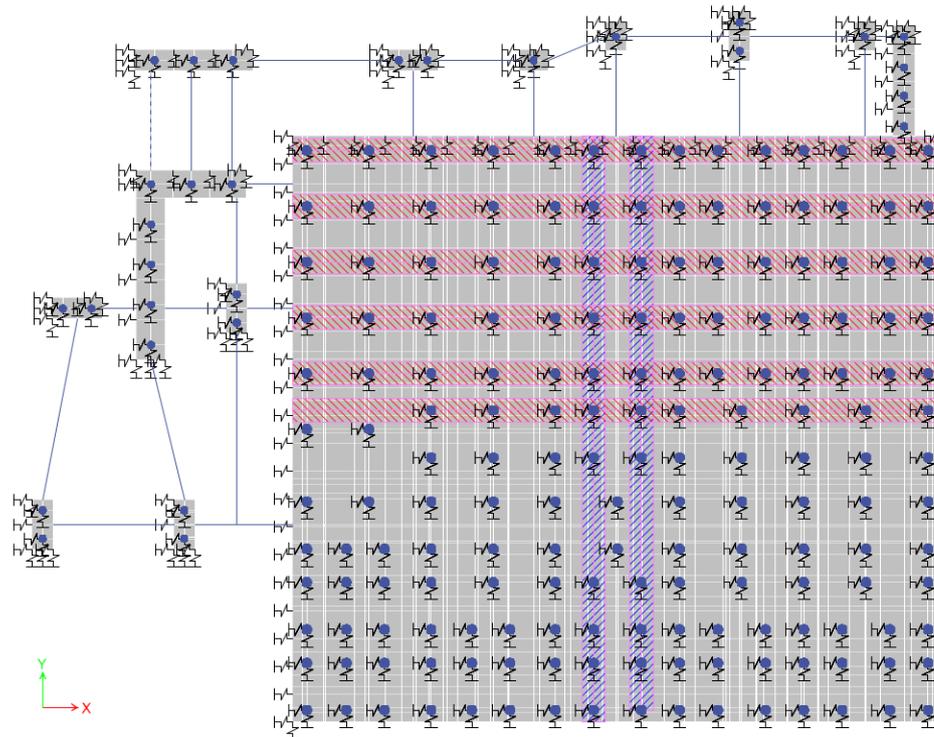
Para los cabezales de pilotes con 1, 2, 4 y 7 pilotes, como solo transmiten cargas de los estacionamientos en los sótanos se ha considerado pilotes de 6m de longitud con un diámetro de 0.30m. Los cálculos se encuentran en el anexo 04.

Después de tomar en cuenta la posición de los muros estructurales de la edificación, de tal manera que los esfuerzos se trasmitan de manera eficiente, se han colocado un total de 176 pilotes de 14m con 0.40 de diámetro en la platea de cimentación.

Asimismo, se ha colocado un total de 29 pilotes con 6m de longitud y 0.30m de diámetros distribuidos en los diferentes cabezales de pilotes. Tal como se muestra en la siguiente figura.

Figura 56

Vista en planta de la cimentación con pilotes de 0.40m y 0,30m de diámetro.



Nota. La modelación presenta la losa de cimentación y los cabezales de pilotes ya asignados los resortes elásticos a los pilotes, losa de cimentación y cabezales de pilotes. Datos extraídos de software Etabs V17.

CÁLCULO DEL COEFICIENTE DE BALASTO Y LOS RESORTES

HORIZONTALES PARA LOS PILOTES Y PLATEA.

Para idealizar el suelo mediante un medio elástico calculado mediante el coeficiente de Balasto horizontal y se multiplico por un área tributaria. El cálculo de balasto horizontal se realizó por medio del método SPT

$$nh = \left[\frac{Nc}{0.36Nc + 32} \right]^{1.7} + 0.03 \quad kh = nh \frac{z}{B}$$

El método de Terzaghi

$$kh = \frac{C\gamma}{1.35} \frac{z}{B}$$

Tabla 41

Cálculo de Coeficiente de Balasto y Resortes horizontales para pilotes de Ø 40cm, usando SPT

Método SPT					
Prof (m)	Nc	Diámetro Pilote (cm)	nh (Arenas Saturadas.) (Kg/cm3)	Coef. Basto Horizontal (kg/cm3)	Resortes Horizontales (Tn/m)
1.07	22	40	0.000	0.00	0.00
2.31	19	40	0.000	0.00	0.00
3.71	8	40	0.000	0.00	0.00
5.28	38	40	0.000	0.00	0.00
7.01	21	40	0.371	0.00	0.00
8.90*	21	40	0.371	1.75	350.60
10.96*	25	40	0.461	4.55	910.48
13.19*	50	40	1.030	15.91	3182.70
15.58*	50	40	1.030	22.07	4413.55
18.13*	50	40	1.030	28.63	5726.80
20.85*	50	40	1.030	35.64	7127.60
23.74*	50	40	1.030	43.08	8615.95
26.79*	50	40	1.030	50.93	10186.70
30.00*	50	40	1.030	59.20	11839.85

Nota. *desde es profundidad se inicia la cimentación con platea y cabezal de pilotes

Tabla 42

Cálculo de Coeficiente de Balasto y Resortes horizontales para pilotes de Ø 40cm, usando Terzaghi

Método Terzaghi						
Prof (m)	Nc	Diámetro Pilote (cm)	C	nh (kg/cm3)	Coef. Basto Horizontal (kg/cm3)	Resortes Horizontales (Tn/m)
-1.07	22	40	0.00	0.00	0.00	0.00
-2.31	19	40	0.00	0.00	0.00	0.00
-3.71	8	40	0.00	0.00	0.00	0.00
-5.28	38	40	0.00	0.00	0.00	0.00
-7.01	21	40	743.93	0.22	0.00	0.00
-8.90*	21	40	743.93	0.22	1.04	208.00
-10.96*	25	40	896.33	0.73	7.21	1442.00
-13.19*	50	40	1680.00	1.37	21.17	4234.00
-15.58*	50	40	1680.00	1.37	29.35	5870.00
-18.13*	50	40	1680.00	1.37	38.09	7618.00
-20.85*	50	40	1680.00	1.37	47.4	9480.00
-23.74*	50	40	1680.00	1.37	57.3	11460.00
-26.79*	50	40	1680.00	1.37	67.75	13550.00
-30.00*	50	40	1680.00	1.37	78.74	15748.00

Nota. *desde es profundidad se inicia la cimentación con platea y cabezal de pilotes

Para el cálculo de los resortes elásticos se eligió el menor de los valores de la tabla 40 y 41, y se interpola para las profundidades requeridas

Tabla 43

Coefficientes Elásticos para pilotes con diámetro 40cm

Profundidad	Coef. (Tn/m)
-8.5	275.96
-9.5	513.67
-10.5	785.32
-11.5	1460.7
-12.5	2479.63
-13.5	3342.35
-14.5	3857.35
-15.5	4413.55
-16.5	4887.32
-17.5	5402.35
-18.5	5917.35
-19.5	6432.35
-20.5	6947.35

Nota. La profundidad esta tomada desde el 0+00 tomado de acuerdo del estudio de suelos inicia en - 8.50 ya que la parte superior es la excavación de los 2 sótanos

Tabla 44

Cálculo de Coeficiente de Balasto y Resortes horizontales para pilotes de Ø 30cm, usando SPT

Método SPT					
Prof (m)	Nc	Diámetro Pilote (cm)	nh (Arenas Saturadas.) (Kg/cm3)	Coef. Basto Horizontal (kg/cm3)	Resortes Horizontales (Tn/m)
-1.07	22	30	0.000	0.00	0.00
-2.31	19	30	0.000	0.00	0.00
-3.71	8	30	0.000	0.00	0.00
-5.28	38	30	0.000	0.00	0.00
-7.01	21	30	0.371	0.00	0.00
-8.90*	21	30	0.371	1.75	350.60
-10.96*	25	30	0.461	4.55	682.86
-13.19*	50	30	1.030	15.91	2387.03
-15.58*	50	30	1.030	22.07	3310.16
-18.13*	50	30	1.030	28.63	4295.10
-20.85*	50	30	1.030	35.64	5345.70
23.74*	50	30	1.030	43.08	6461.96
26.79*	50	30	1.030	50.93	7640.03
30.00*	50	30	1.030	59.20	8879.89

Tabla 45

Cálculo de Coeficiente de Balasto y Resortes horizontales para pilotes de Ø 30cm, usando Terzaghi

Método Terzaghi						
Prof (m)	Nc	Diámetro Pilote (cm)	C	nh (kg/cm3)	Coef. Basto Horizontal (kg/cm3)	Resortes Horizontales (Tn/m)
-1.07	22	30	0.00	0.00	0.00	0.00
-2.31	19	30	0.00	0.00	0.00	0.00
-3.71	8	30	0.00	0.00	0.00	0.00
-5.28	38	30	0.00	0.00	0.00	0.00
-7.01	21	30	743.93	0.22	0.00	0.00
-8.90*	21	30	743.93	0.22	1.04	156.00
-10.96*	25	30	896.33	0.73	7.21	1081.50
-13.19*	50	30	1680.00	1.37	21.17	3175.50
-15.58*	50	30	1680.00	1.37	29.35	4402.50
-18.13*	50	30	1680.00	1.37	38.09	5713.50
-20.85*	50	30	1680.00	1.37	47.4	7110.00
-23.74*	50	30	1680.00	1.37	57.3	8595.00
-26.79*	50	30	1680.00	1.37	67.75	10162.50
-30.00*	50	30	1680.00	1.37	78.74	11811.00

Nota. *desde es profundidad se inicia la cimentación con platea y cabezal de pilotes

Tabla 46

Coeficientes Elásticos para pilotes con diámetro 30cm

Profundidad	Coef. (Tn/m)
-8	138.37
-9	282.86
-10	486.71
-11	705.58
-12	1273.64
-13	1193.51

Nota. La profundidad está tomada desde el 0+00 tomado de acuerdo del estudio de suelos inicia en - 8.00 ya la parte superior es la excavación de los 2 sótanos

Tabla 47
Cálculo de Resortes para losa cimentación y cabezales de pilotes

Resortes en Losa		Resortes cabezal (90x210)		Resortes cabezal (1.50)	
Ancho (m)	1.30	Ancho (m)	0.45	Ancho (m)	1.50
H (m)	Spring Y-Y	H (m)	Spring(0.90)	H (m)	Spring(1.50)
1.00	1139.43	0.5	197.21	0.5	657.37
1.10	1253.38	0.6	236.65	0.6	788.84
1.20	1367.32	0.7	276.09	0.7	920.31
1.30	1481.26	0.8	315.54	0.8	1051.79
1.40	1595.21	0.9	354.98	0.9	1183.26
1.50	1709.15	1.0	394.42	1.0	1314.73

Resortes en Losa		Resortes cabezal (2.10)		Resortes cabezal (1.20)	
Ancho (m)	1.18	Ancho (m)	1.05	Ancho (m)	0.60
H (m)	Spring X-X	H (m)	Spring(2.1)	H (m)	Spring (1.20)
1.00	1035.22	0.5	460.16	0.5	262.95
1.10	1138.74	0.6	552.19	0.6	315.54
1.20	1242.26	0.7	644.22	0.7	368.12
1.30	1345.79	0.8	736.25	0.8	420.71
1.40	1449.31	0.9	828.28	0.9	473.30
1.50	1552.83	1.0	920.31	1.0	525.89

Nota. Los anchos varían tanto para la losa de cimentación como para los cabezales, debido a criterio de la discretización de los elementos, teniendo en cuenta que como se fue aumentando la altura, también varían las áreas tributarias para cada resorte.

Figura 57

Asignación de los resortes elásticos a pilotes, losas de cimentación y cabezales al modelamiento estructural considerando al suelo como medio elástico en el software Etabs V17

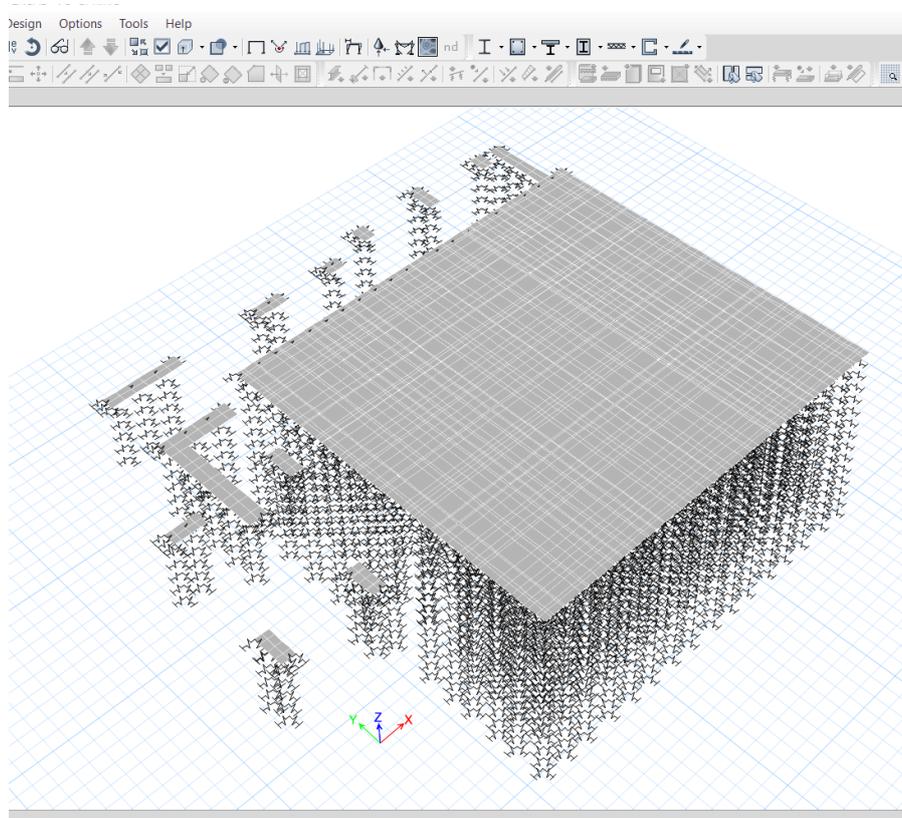
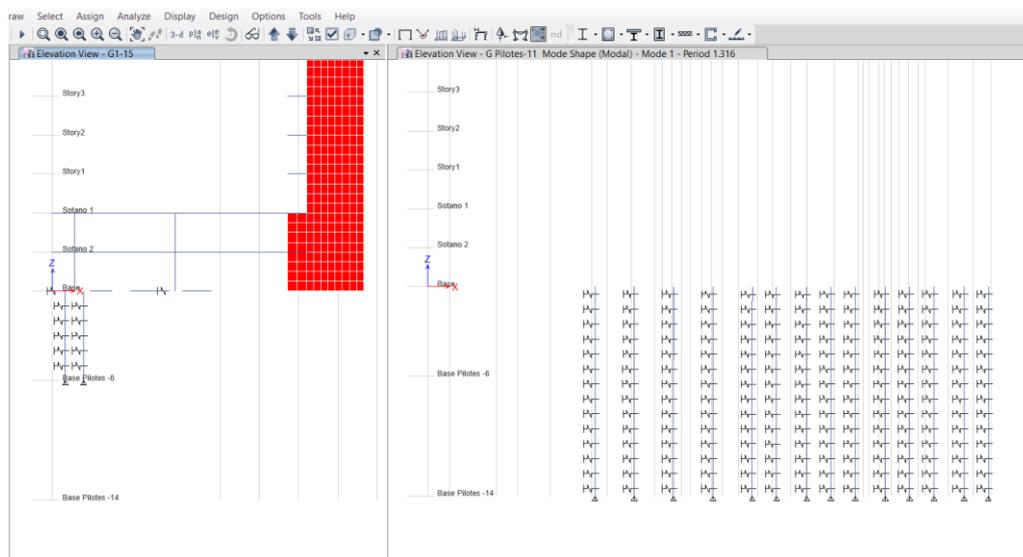


Figura 58

Vista en perfil de la cimentación considerando al suelo como medio elstico en el software



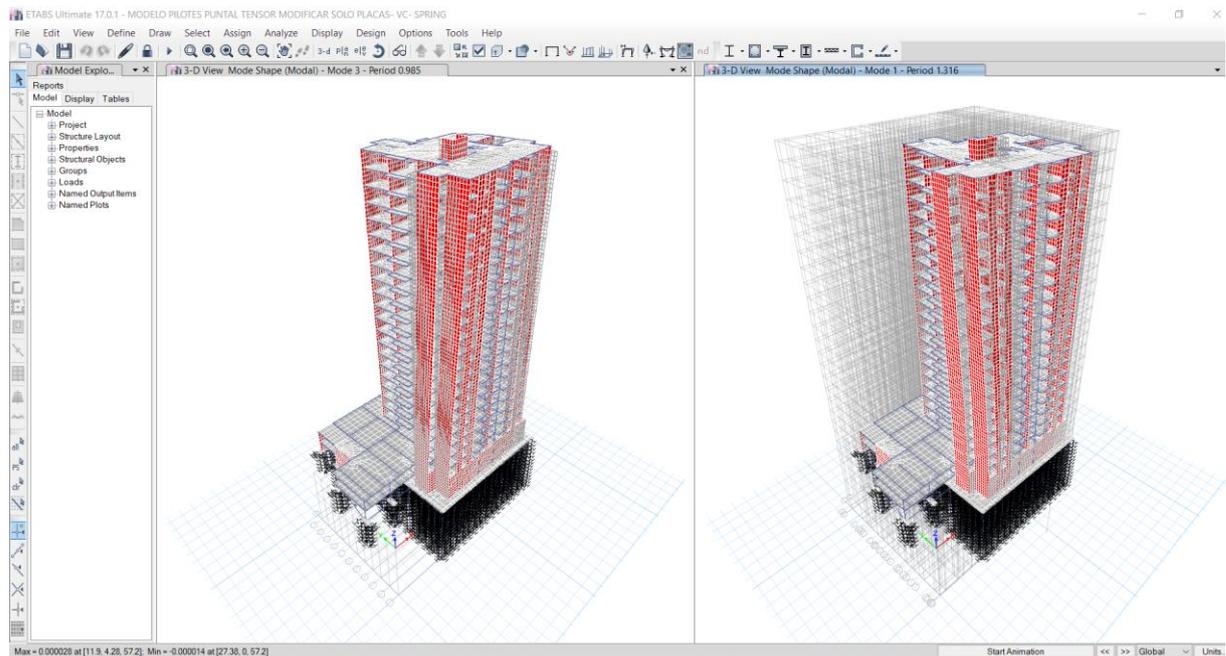
ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACION

Para realizar el análisis estructural de la cimentación, se definió los elementos Shell Thick para la losa de cimentación y cabezales, con un espesor de 1m y 0.50m respectivamente. Se asignó los resortes elásticos a los pilotes, cabezales de pilotes y losa pilotada, se asignó las cargas siguiendo la NTP E020. Toda la superestructura y subestructura está compuesta por concreto armado de $f'c=280\text{kg/cm}^2$.

Se agregó las paredes de los sótanos, teniendo en cuenta las presiones del terreno. Asimismo, se adicionó vigas de cimentación de 30x50, con la finalidad de aumentar la rigidez de la cimentación en las uniones de cabezal de pilotes con losa de cimentación.

Figura 59

Modelación estructural de la edificación, considerando pilotes, losa de cimentación, cabezales de pilotes



Nota. Para los cabezales se irán aumentando en 10cm las alturas iniciando en 50cm con llegar a 100cm, y para las losas de cimentación de la misma manera, pero inicia en 1000cm hasta llegar a 50cm. Todos estos modelamientos se realizan en el software Etabs V17.

Fuerzas y momentos de diseño obtenidas del análisis estructural para cabezales y losa de cimentación:

Tabla 48

Fuerzas y Momentos de Diseño

Fuerzas de diseño para cabezal			Fuerzas de diseño para losa		
Altura (cm)	Pu (Tn)	Muy (Tn*m)	Altura (cm)	Pu (Tn)	Muy (Tn*m)
H=50	76.98	6.63	H=100cm	1569.897	2122.51
H=60	77.05	7.08	H=110cm	1567.76	2240.07
H=70	77.08	7.84	H=120cm	1565.61	2342.96
H=80	77.11	8.16	H=130cm	1563.54	2433.11
H=90	77.12	8.45	H=140cm	1561.69	2511.66
H=100	77.14	8.7	H=150cm	1560.1	2579.89

DISEÑO DE CABEZAL DE PILOTE -METODO PUNTAL TENSOR

Para esto se seleccionó el cabezal de la intersección de los ejes D-D, 7-7, las combinación de carga con más sollicitación para este cabezal es 1.25 (CM+CV)+Sy, para carga axial es 1.4CM+1.7CV, como se muestra en la siguiente figura.

Figura 60

Fuerza axial y momento para cabezal con dos pilotes seleccionado para realizar el análisis comparativo, obtenido del software Etabs V17

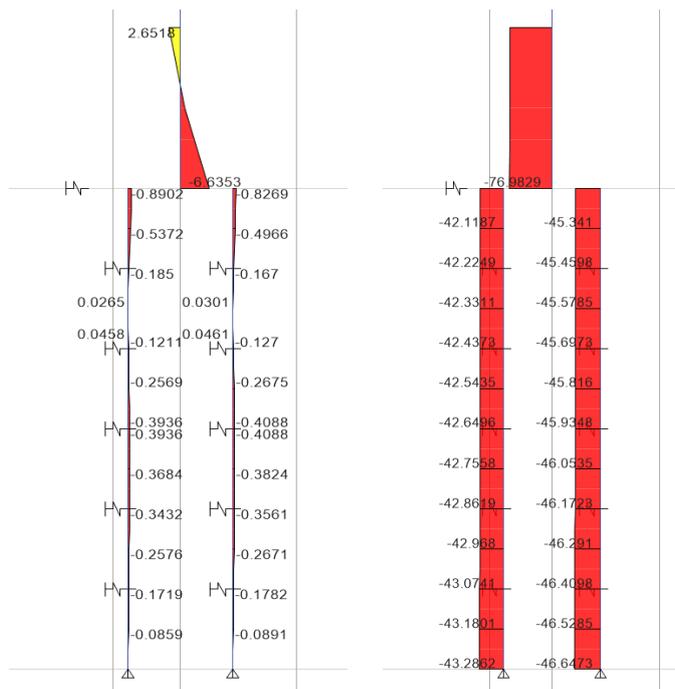


Tabla 49

Fuerzas actuantes para cabezal H=50cm

Fuerzas Actuantes		
Pu (Tn)	76.98	Carga mayorada
Pm (Tn)	2.268	Carga Muerta Cabezal
Pu+1.4Pm (Tn)	80.16	Carga Ultima
Mu (Tn*m)	6.63	Momento Flector Mayorado

Tabla 50

Datos geométricos para cabezal H=50cm

Geometría		
a (cm)	25	Ancho de columna
b (cm)	80	Largo de columna
Ly (cm)	90	Ancho de cabezal
Lx (cm)	210	Largo de cabezal
H (cm)	50	Altura de cabezal
Dp (cm)	30	Diámetro del Pilote

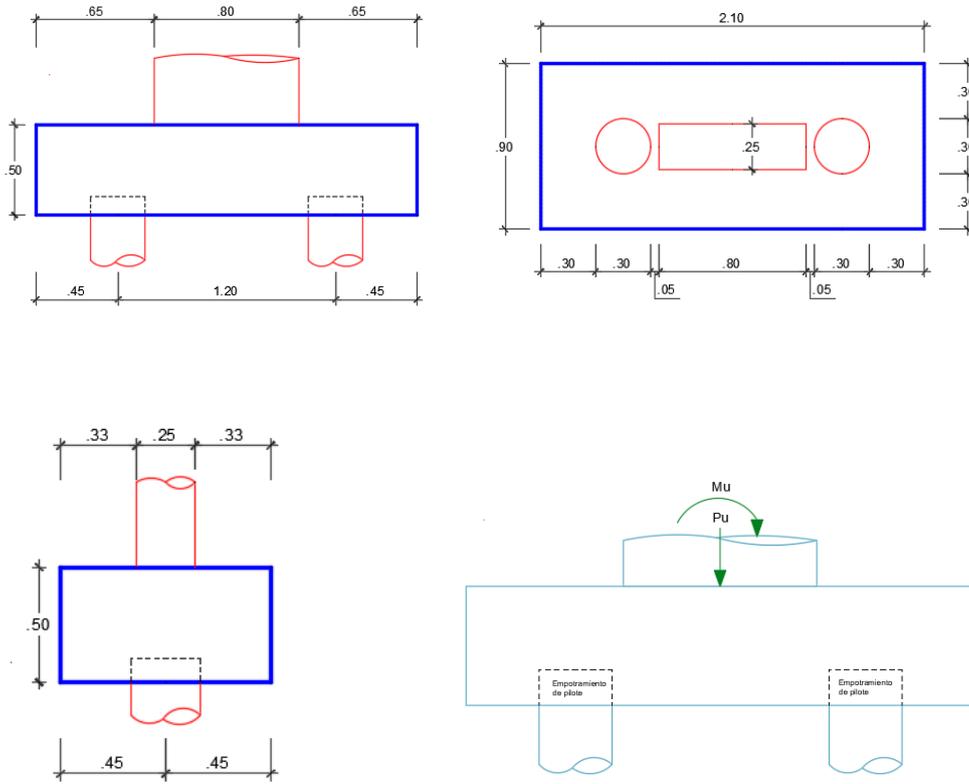
Tabla 51

Parámetros de diseño para cabezal H=50cm con MPT

Parámetros de diseño		
f'c (kg/cm ²)	280	Resistencia del concreto
fy (kg/cm ²)	4200	Fluencia del acero
r (cm)	15	Recubrimiento ACI 318-19 Tabla 20.5.1.3.1 + Longitud de empotramiento del pilote en cabezal
r' (cm)	7.5	Recubrimiento ACI 318-19 Tabla 20.5.1.3.1
d (cm)	35	Peralte Efectico
n	2	Numero de Pilotes $d = H - r$
Ø	0.75	Factor de Minoración para Método (P-T) ACI 318-19 Tabla 21.2.1
Ø	0.9	Factor de Minoración para ACI 318-19 Tabla 21.2.1

Figura 61

Geometría acotada para cabezal H=50cm



La fuerza axial y momento se transforman en cargas axiales equivalentes, para poder idealizar matemáticamente el método Puntal Tensor

$$P = \frac{Pu}{n} \pm \frac{Mu \times s}{\sum s^2}$$

$$P_1 = \frac{80.16}{2} + \frac{6.63 \times 0.30}{0.18}$$

$$P_1 = 15.67 Tn$$

$$P_2 = \frac{80.16}{2} - \frac{6.63 \times 0}{0.18}$$

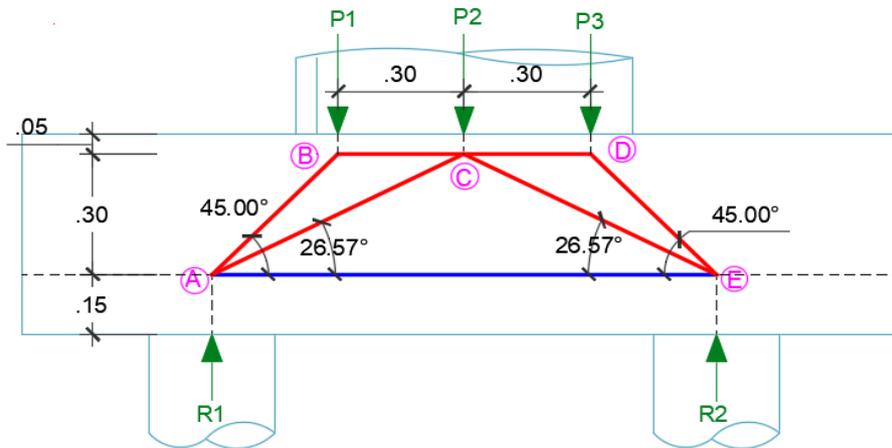
$$P_2 = 26.72 Tn$$

$$P_3 = \frac{80.16}{2} + \frac{6.63 \times 0.30}{0.18}$$

$$P_3 = 37.77 Tn$$

Figura 62

Modelo transformación de fuerza axial y momento en axiales equivalentes



Nota. Se muestra las fuerzas axiales equivalentes, según el criterio de idealización del MPT, los puntales de color rojo, y el tensor de azul, las zonas nodales, A,B,C,D,E.

Selección de β_s , β_c , β_n y cálculo de la resistencia efectiva a la compresión f_{ce}

Para Nodos A y E, $\beta_c=2$ ya que la reacción del pilote sería una carga a compresión bien definida, $\beta_n=0.80$ ya que en este nodo se tiene es una zona nodal que ancla un tensor.

Para Nodos B, C, D, $\beta_c=2$ ya que la columna es una carga a compresión bien definida bien definida asimismo es una superficie de apoyo, $\beta_n=1$ ya que es una zona nodal limitada por puntales y un área de apoyo.

Para puntales A-B, A-C, C-E, D-E, el valor de $\beta_s=0.75$, ya que son puntales interiores con suficiente resistencia a la tracción diagonal y se pretende colocar refuerzo mínimo de confinamiento.

Para puntales B-C, C-D, el valor de $\beta_s=1.00$, es un puntal de borde y sus esfuerzos es comparable con el bloque rectangular de compresiones Whitney y por lo tanto tiene resistencia efectiva mayor que lo puntales interiores.

Estos valores se han trabajado de acuerdo con la tabla 23.4.3(a)-Coeficiente de Puntal β_s , tabla 23.4.3(b)- factor de modificación para confinamiento de puntales y nodos β_c , y la tabla 23.9.2-Coeficiente β_n para zonas nodales, del ACI-318-19-Cap.23.

Resistencia efectiva para Puntales $\phi_{ce}^f = \phi(0.85\beta_c\beta_s f'c)$

Para puntales A-B, A-C, C-E, D-E

Para puntales B-C, C-D

$$\phi_{ce}^f = 0.75(0.85 \times 0.75 \times 1 \times 280)$$

$$\phi_{ce}^f = 0.75(0.85 \times 1 \times 1 \times 280)$$

$$\phi_{ce}^f = 133.88 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi_{ce}^f = 178.50 \text{ kg/cm}^2$$

Resistencia efectiva para nodos $\phi_{ce}^f = \phi(0.85\beta_c\beta_n f'c)$

Para Nodos A, E

Para Nodos B, C, D

$$\phi_{ce}^f = 0.75(0.85 \times 2 \times 0.8 \times 280)$$

$$\phi_{ce}^f = 0.75(0.85 \times 2 \times 1 \times 280)$$

$$\phi_{ce}^f = 285.60 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi_{ce}^f = 357.00 \text{ kg/cm}^2$$

Tabla 52

Resumen de coeficientes y Resistencia efectiva del concreto

Elemento	β_s	β_c	β_n	ϕ_{ce}^f (kg/cm ²)
NODOS	A		2.00	285.60
	B		2.00	357.00
	C		2.00	357.00
	D		2.00	357.00
	E		2.00	285.60
PUNTALES	A-B	0.75	1.00	133.88
	A-C	0.75	1.00	133.88
	C-E	0.75	1.00	133.88
	D-E	0.75	1.00	133.88
	B-C	1.00	1.00	178.50
	C-D	1.00	1.00	178.50

Cálculo de fuerzas internas de los modelos puntal-tensor de Cabezal

Para la facilidad del cálculo se ha realizado mediante el software Sap 2000 V24,

Figura 63

Fuerzas internas y reacciones en cercha idealizada para MPT

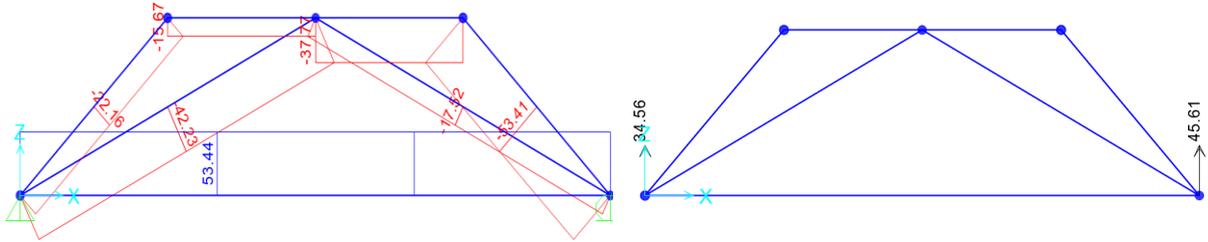


Tabla 53

Resumen de fuerzas internas y reacciones obtenidas del software Sap 2000

Fuerzas Internas		
Elementos	Barra	Fut (Tn)
Tensores	A-E	53.44
Elementos	Barra	Fus (Tn)
Puntales	A-B	22.16
	A-C	42.33
	C-E	17.52
	D-E	53.41
	B-C	15.67
	C-D	37.77
Elementos	Nodos	Fun (Tn)
Reacciones	A	34.56
	E	45.61
Axiales	B	15.67
	C	26.72
	D	37.77

Cálculo de ancho efectivo del tensor, Puntal y nodo :

$$w_{t,max} = \frac{F_{ut}}{(f_{ce} b_s)} \quad w_{t,max} = \frac{F_{us}}{(f_{ce} b_s)} \quad w_{t,max} = \frac{F_{un}}{(f_{ce} b_s)}$$

$$w_{r,\max} = \frac{53.44 \times 1000}{285.60 \times 30} \quad w_{r,\max} = \frac{42.33 \times 1000}{138.88 \times 25} \quad w_{r,\max} = \frac{45.61 \times 1000}{357.00 \times 30}$$

$$w_{r,\max} = 6.23 \text{ cm} \quad w_{r,\max} = 12.19 \text{ cm} \quad w_{r,\max} = 4.26 \text{ cm}$$

$$w_{r,\max} = 7.00 \text{ cm} \quad w_{r,\max} = 13.00 \text{ cm} \quad w_{r,\max} = 30.00 \text{ cm}$$

Se calculó para todos los elementos para saber el ancho o altura requerida para verificar las dimensiones en las zonas nodales

Tabla 54

Cálculo del ancho requerido para Puntales, tensores y zonas nodales

Fuerzas Internas				Cálculo de Altura máxima (Wt, Ws,)			
Elementos	Barra	Fut (Tn)	Øfce*	b,Dp (cm)	área Req (cm ²)	wt req. (cm)	wt Coloc. (cm)
Tensores	A-E	53.44	285.60	30.00	187.11	7.00	15.00
Elementos	Barra	Fus (Tn)	Øfce	b, Dp (cm)	área Req (cm ²)	Ws req. (cm)	ws Coloc. (cm)
Puntales	A-B	22.16	133.88	25.00	165.53	7.00	7.00
	A-C	42.33	133.88	25.00	316.19	13.00	16.00
	C-E	17.52	133.88	25.00	130.87	6.00	6.00
	D-E	53.41	133.88	25.00	398.95	16.00	20.00
	B-C	15.67	178.50	25.00	87.79	4.00	4.00
	C-D	37.77	178.50	25.00	211.60	9.00	10.00
Elementos	Nodos	Fun (Tn)	Øfce	b, Dp (cm)	área Req (cm ²)	a req. (cm)	a,Dp Coloc. (cm)
Reacciones	A	34.56	285.60	30.00	121.01	5.00	30.00
	E	45.61	357.00	30.00	127.76	5.00	30.00
Axiales	B	15.67	357.00	25.00	43.89	2.00	3.10
	C	26.72	357.00	25.00	74.85	3.00	15.80
	D	37.77	357.00	25.00	105.80	5.00	18.30

Verificación en zonas nodales

Verificación de aplastamiento en zonas nodales aplica a fuerzas axiales de columna y reacciones en los pilotes.

En el nodo A, se cuenta con un fce=285.60 kg/cm², Fun=34.56Tn, b=30cm

$$f_{ceu} = \frac{F_{un}}{A}$$

$$f_{ceu} = \frac{34.56 \times 1000}{\frac{\pi \times 30^2}{4}}$$

$$f_{ceu} = 48.89 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{ce} \geq f_{ceu}$$

$$285.60 \text{ kg/cm}^2 \geq 48.89 \text{ kg/cm}^2$$

Cumple no hay aplastamiento

De la misma manera se calculó para los nodos siguientes que se muestran en la siguiente tabla.

Tabla 55

Verificación de aplastamiento en Nodos para cabeza H=50cm

Elemento	fce Nodo (kg/cm ²)	Fuerza (Tn)	Superficie de apoyo b, Dp (cm)	b (cm)	Área (cm ²)	fceu (kg/cm ²)	Verificación	
Nodos	A	285.60	34.56	30.00	706.86	48.89	No hay aplastamiento	
	E	357.00	45.61	30.00	706.86	64.52	No hay aplastamiento	
	B	357.00	15.67	25.00	20	500.00	31.34	No hay aplastamiento
	C	357.00	26.72	25.00	30	750.00	35.63	No hay aplastamiento
	D	357.00	37.77	25.00	20	500.00	75.54	No hay aplastamiento

Verificación en Zona Nodal A

En zona nodal A, llegan la Reacción R1, los Punterales A-B, A-C, la base de la zona nodal esta limitada por el ancho del pilote de 30cm y la altura por wt calculada en la tabla N°54, wt=15cm. Con estos valores se verifica que no sobrepasen las dimensiones máximas y las resistencias requeridas.

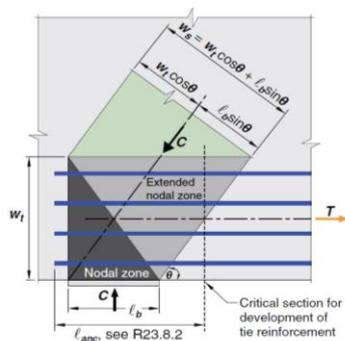
$lb=30cm, wt=15cm, \theta^\circ(A-B)=45.00^\circ, \theta^\circ(A-C)=26.57^\circ,$

$ws = wt \cos(\theta) + lb \sin(\theta)$

$ws_{(A-B)max} = 15 \cos(45) + 15 \sin(45) \quad ws_{(A-C)max} = 15 \cos(26.57) + 15 \sin(26.57)$

$ws_{(A-B)max} = 31.82cm$

$ws_{(A-C)max} = 26.83cm$



(ii) Distributed reinforcement
Fig. R23.2.6b—Extended nodal zone showing the effect of the distribution of the force.

Item	Angulo (°)	Ws max (cm)
$\theta^\circ (A-B)$	45.00	31.82
$\theta^\circ (A-C)$	26.57	26.83

Tabla 56

Comprobación en zona nodal A, para cabezal H=50cm

Elemento	fce Nodo (kg/cm ²)	Fun (Tn)	Superficie de apoyo		Area (cm ²)	Fnn (Tn)	ØFnn>Fun ?	Ratio	Verificación	
			b,Dp, (cm)	Ws (cm)						
R1	A	34.56	30.00		706.86	201.88	ok	5.84		
Puntal	A-B	285.60	22.16	25.00	7.000	549.78	157.02	ok	7.09	Cumple Ws<Ws max
Puntal	A-C		42.33	25.00	16.000	400.00	114.24	ok	2.70	Cumple Ws<Ws max

Verificación en Zona Nodal E

En zona nodal E, llegan la Reacción R2, los Puntales C-E, D-E, la base de la zona nodal esta limitada por el ancho del pilote de 30cm y la altura por wt calculada en la tabla N°54, wt=15cm. Con estos valores se verifica que no sobrepasen las dimensiones máximas y las resistencias requeridas.

lb=30cm, wt=15cm, $\theta^{\circ}(D-E)=45.00^{\circ}$, $\theta^{\circ}(C-E)=26.57^{\circ}$,

$$ws = wt \cos(\theta) + lb \sin(\theta)$$

$$ws_{(D-E)max} = 15 \cos(45) + 15 \sin(45)$$

$$ws_{(C-E)max} = 15 \cos(26.57) + 15 \sin(26.57)$$

$$ws_{(D-E)max} = 31.82cm$$

$$ws_{(C-E)max} = 26.83cm$$

Item	Angulo (°)	ws max (cm)
$\theta^{\circ}(D-E)$	45.00	31.82
$\theta^{\circ}(C-E)$	26.57	26.83

Tabla 57

Comprobación en zona nodal E, para cabezal H=50cm

Elemento	fce Nodo (kg/cm ²)	Fun (Tn)	Superficie de apoyo		Area (cm ²)	Fnn (Tn)	ØFnn≥Fun ?	Ratio	Verificación	
			b,Dp, (cm)	ws (cm)						
R2	E	45.61	30.00		706.86	201.88	ok	4.43		
Puntal	C-E	285.60	17.52	25.00	6.00	150.00	42.84	ok	2.45	Cumple Ws<Ws max
Puntal	D-E		53.41	25.00	20.00	500.00	142.80	ok	2.67	Cumple Ws<Ws max

Verificación en Zona Nodal B

En zona nodal B, llegan la fuerza axial P1, los Puntos A-B, B-C, la base de la zona nodal esta limitada por el ancho de la columna que es de 25cm, este nodo se no tiene ningún tensor todos sus elementos están en compresión. Solo es necesario validar que el área que contiene los esfuerzos actuantes no sea mayor que los resistentes. Tal como se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 58

Comprobación en zona nodal B, para cabezal H=50cm

Elemento	fce Nodo (kg/cm ²)	Fun (Tn)	Superficie de apoyo		Area (cm ²)	Fnn (Tn)	ØFnn≥Fun?	Ratio
			b,Dp, (cm)	Ws (cm)				
P1 (Axial)	B	357.00	25.00	3.10	77.50	27.67	ok	1.77
Puntal	A-B		25.00	7.00	175.00	62.48	ok	2.82
Puntal	B-C		15.67	25.00	4.00	100.00	35.70	ok

Verificación en Zona Nodal C

En zona nodal C, llegan la fuerza axial P2, los Puntos A-C, B-C, C-D, C-E, la base de la zona nodal esta limitada por el ancho de la columna que es de 25cm, este nodo se no tiene ningún tensor todos sus elementos están en compresión. Solo es necesario validar que el área que contiene los esfuerzos actuantes no sea mayor que los resistentes. Tal como se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 59

Comprobación en zona nodal A, para cabezal H=50cm

Elemento	fce Nodo (kg/cm ²)	Fun (Tn)	Superficie de apoyo		Area (cm ²)	Fnn (Tn)	ØFnn≥Fun?	Ratio	
			b,Dp, (cm)	Ws (cm)			?		
P2 (Axial)	C	26.72	25.00	15.80	395.00	141.02	ok	5.28	
Puntal	A-C	357.00	25.00	16.000	400.00	142.80	ok	3.37	
Puntal	B-C		25.00	4.00	100.00	35.70	ok	2.28	
Puntal	C-D		37.77	25.00	10.00	250.00	89.25	ok	2.36
Puntal	C-E		17.52	25.00	6.00	150.00	53.55	ok	3.06

Verificación en Zona Nodal D

En zona nodal D, llegan la fuerza axial P3, los Puntos C-D, D-E, la base de la zona nodal esta limitada por el ancho de la columna que es de 25cm, este nodo se no tiene ningún tensor todos sus elementos están en compresión. Solo es necesario validar que el área que contiene los esfuerzos actuantes no sea mayor que los resistentes. Tal como se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 60

Comprobación en zona nodal D, para cabezal H=50cm

Elemento	fce Nodo (kg/cm ²)	Fun (Tn)	Superficie de apoyo		área (cm ²)	Fnn (Tn)	ØFnn ≥ Fun ?	Ratio
			b, Dp, (cm)	Ws (cm)				
P3 (Axial)	D	37.77	25.00	18.30	457.50	163.33	ok	4.32
Puntal	C-D	357.00	25.00	10.000	250.00	89.25	ok	2.36
Puntal	D-E	53.41	25.00	20.00	500.00	178.50	ok	3.34

Una vez que se verifico que las zonas nodales cumplan la resistencia requerida, se procede a realizar el cálculo del refuerzo.

Cálculo del refuerzo principal

Usando Ø=0.75 de acuerdo con el Método Puntal Tensor.

$$A_{ts} = \frac{F_{ut}}{\phi F_y} \quad A_{ts} = \frac{53.44 \times 1000}{0.75 \times 4200} \quad A_{ts\min} = 0.0018 \times 90 \times 50$$

$$A_{ts} = 16.97 \text{ cm}^2 \quad A_{ts\min} = 8.10 \text{ cm}^2$$

Acero colocado 6 barras Ø3/4"

$$F_{nt} = \phi F_y A_{ts}$$

$$A_{ts\text{ colocado}} = 6 \times 2.85$$

$$F_{nt} = 0.75 \times 4200 \times 17.10$$

$$A_{ts\text{ colocado}} = 17.10 \text{ cm}^2$$

$$F_{nt} = 53865.00 \text{ kg}$$

$$F_{nt} = 53.87 \text{ Tn}$$

$$F_{nt} \geq F_{ut}$$

$$53.87 \text{ Tn} \geq 53.44 \text{ Tn}$$

Cálculo de longitud de desarrollo para barras tracción(ld)

$$l_d = \left(\frac{f_y \Psi_t \Psi_e \Psi_g \Psi_s}{3.5 \lambda \sqrt{f'c} \left(\frac{c_b + k_{rr}}{d_b} \right)} \right) d_b \quad \left(\frac{c_b + k_{rr}}{d_b} \right) \geq 2.5 \quad l_d = \left(\frac{4200 \times 1 \times 1 \times 1 \times 1}{3.5 \times 1 \sqrt{280} (2.5)} \right) 1.095$$

$$l_d = 54.98 \text{ cm}$$

Cálculo de gancho estándar tracción (l_{dh})

$$l_{dh} = \left(\frac{f_y \Psi_e \Psi_r \Psi_o \Psi_c}{23 \lambda \sqrt{f'c}} \right) d_b^{1.5} \quad l_{dh} = \left(\frac{4200 \times 1 \times 1 \times 1 \times 1}{23 \times 1 \sqrt{280}} \right) (1.905)^{1.5}$$

$$l_{dh} = 28.69 \text{ cm}$$

$$l_{dh \min} = 8d_b = 8 \times 1.905 = 15.24 \text{ cm}$$

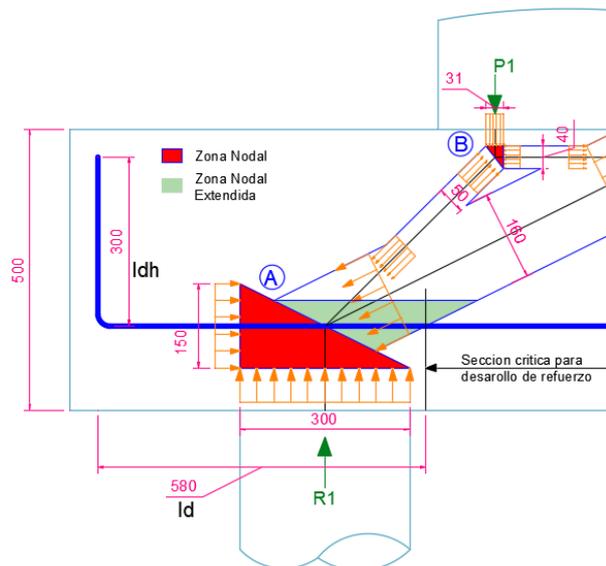
$$l_{dh \min} = 15 \text{ cm}$$

La longitud de desarrollo requerida es 54.98cm y en el cabezal de puede desarrollar hasta 58.00cm.

La longitud del gancho estándar requerida es 28.69cm y se puede extender hasta 30cm y entra en la geometría del cabezal.

Figura 64

Desarrollo del acero de refuerzo en cabezal H=50cm



CÁLCULO DE CORTANTE SEGÚN CRSI

Tabla 61

Geometría para el cálculo a cortante para cabzal H=50cm

Geometría		
a (cm)	25	Ancho de columna
b (cm)	80	Largo de columna
Ly (cm)	90	Ancho de cabzal
Lx (cm)	210	Largo de cabzal
H (cm)	50	Altura de cabzal
Dp (cm)	30	diámetro del Pilote

Tabla 62

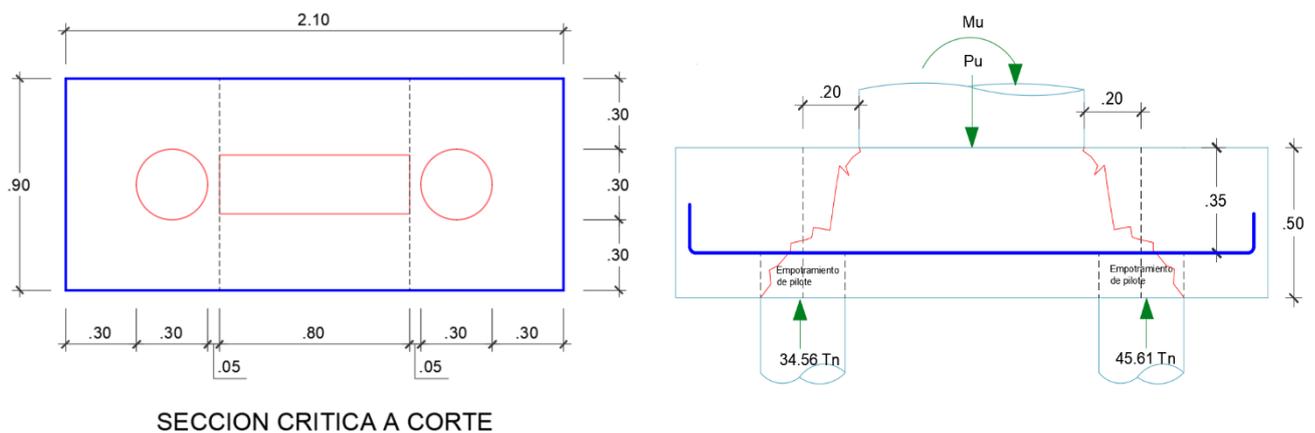
Parámetros de diseño a cortante para cabzal H=50

Parámetros de diseño		
f'c (kg/cm ²)	280	Resistencia del concreto
fy (kg/cm ²)	4200	Fluencia del acero
r (cm)	15	Recubrimiento ACI 318-19 Tabla 20.5.1.3.1 + Long. de empotramiento
d (cm)	35	Peralte Efectico
Ø	0.75	Factor de Minoración por Cortante ACI 318-19 Tabla 21.2.1
λs	0.91	Factor de tamaño 22.5.5.1.3 ACI 318-19
λ	1.00	Factor de concreto peso normal Tabla 19.2.4.1(a) ACI 318-19

Cortante en 1 dirección método CRSI

Figura 65

Sección Crítica a corte según CRSI en cara de columna



w=20cm

Distancia del borde de la columna hasta el centroide del pilote

$w/d=0.57$ Relación Vuelo/ Peralte Efectivo.

Como $w/d < 1.00$, entonces ya no se procede a calcular mediante el ACI 318-19. Si no mediante CRSI Handbook

La cortante ultima actuante es $V_u=45.61$ Tn, el lado del pilote más cargado y genera mayor cortante.

Se calcula el momento generado a la cara de la columna mediante:

$$Mu = Vu \times w$$

$$Mu = 45.61 \times 0.20$$

$$Mu = 9.12 \text{ Tn} \times m$$

Cálculo Resistente del concreto

$$vc = \left(\frac{d}{w} \right) \left[3.5 + 2.5 \frac{M_u}{V_u} \right] \left[0.50 \sqrt{f'c} + 0.0265 \sqrt{f'c} \left(\frac{V_u d}{M_u} \right) \right] \leq 2.65 \sqrt{f'c}$$

$$vc = \left(\frac{0.35}{0.20} \right) \left[3.5 + 2.5 \left(\frac{9.12}{45.61} \right) \right] \left[0.50 \sqrt{280} + 0.0265 \sqrt{280} \left(\frac{45.61 \times 0.20}{9.12} \right) \right] \leq 2.65 \sqrt{280}$$

$$vc = 78.85 \leq 44.34$$

$$vc = 44.34 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi Vc = 0.75 (vc \times b \times d)$$

$$\phi Vc = 0.75 (44.34 \times 90 \times 35)$$

$$\phi Vc = 104753.25 \text{ kg}$$

$$\phi V = 104.75 \text{ Tn}$$

$$Vu \leq \phi V$$

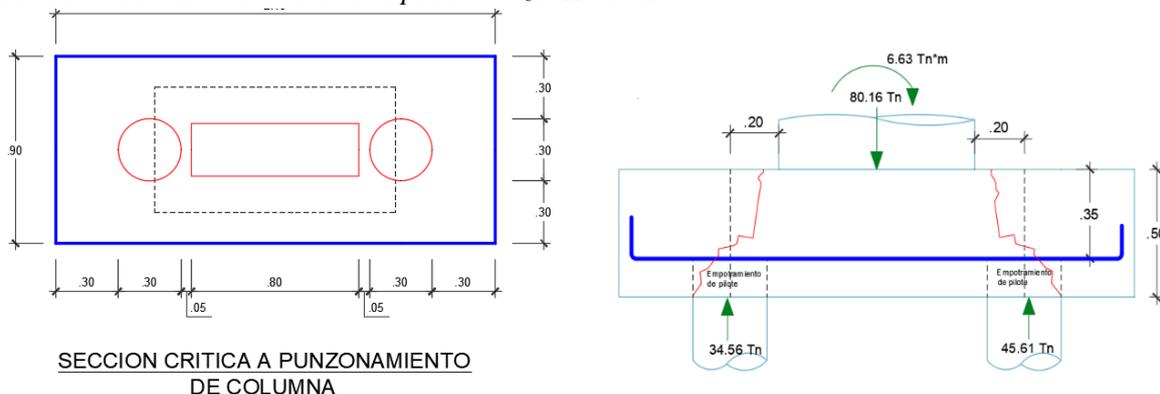
$$45.61 \text{ Tn} \leq 104.75 \text{ Tn}$$

Cumple

Cortante en dos direcciones

Figura 66

Sección a corte en dos direcciones para cabezal $H=50\text{cm}$



$W=20\text{cm}$ Distancia del borde de la columna hasta el centroide del pilote (Vuelo)

$d/2=17.5\text{cm}$ mitad de la distancia del peralte efectivo

Como $w < d/2$, para este caso el CRSI Handbook, recomienda realizar el cálculo según el ACI 318-19 Cap. 22

Perímetro crítico a punzonamiento

$$b_o = (25 + 35) \times 2 + (80 + 35) \times 2$$

$$b_o = 350\text{cm}$$

relación Lado mayor / Lado menor, de columna

$$\beta = \frac{LM}{Lm}$$

$$\beta = \frac{0.80}{0.25}$$

$$\beta = 3.2$$

Factor $\alpha_s=40$, de acuerdo con el 22.6.5.3 ACI 318-19

Cortante Última, en este caso se toma el valor de la carga axial mayorada que llega a la columna.

$$V_u=80.16 \text{ Tn}$$

Cortante resistente del concreto:

$$\lambda_s = \sqrt{\frac{2}{1+0.04d}} \leq 1$$

$$\lambda_s = \sqrt{\frac{2}{1+0.04 \times 35}} \leq 1$$

$$\lambda_s = 0.912 \leq 1$$

$$\lambda_s = 0.912$$

Esfuerzo resistente del concreto “vc”

$$vc_1 = 1.1\lambda_s\lambda\sqrt{f'c}$$

$$vc_1 = 1.1 \times 0.912 \times 1 \times \sqrt{280}$$

$$vc_1 = 16.80 \text{ kg/cm}^2$$

$$vc_2 = 0.27 \left(2 + \frac{a_s d}{b_o} \right) \lambda_s \lambda \sqrt{f'c}$$

$$vc_2 = 0.27 \left(2 + \frac{40 \times 35}{350} \right) 0.912 \times 1 \times \sqrt{280}$$

$$vc_2 = 24.75 \text{ kg/cm}^2$$

$$vc_3 = 0.53 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda_s \lambda \sqrt{f'c}$$

$$vc_3 = 0.53 \left(1 + \frac{2}{3.2} \right) 0.912 \times 1 \times \sqrt{280}$$

$$vc_3 = 13.16 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo resistente del concreto $vc=13.16 \text{ kg/cm}^2$ se elige el menor valor de los calculado anteriormente.

Cortante resistente del concreto "Vc"

$$\phi Vc = \phi vc \times b_o \times d$$

$$\phi Vc = 0.75 \times 13.16 \times 350 \times 35$$

$$\phi Vc = 120869.00 \text{ kg}$$

$$\phi Vc = 120.87 \text{ Tn}$$

$$Vu \leq \phi V$$

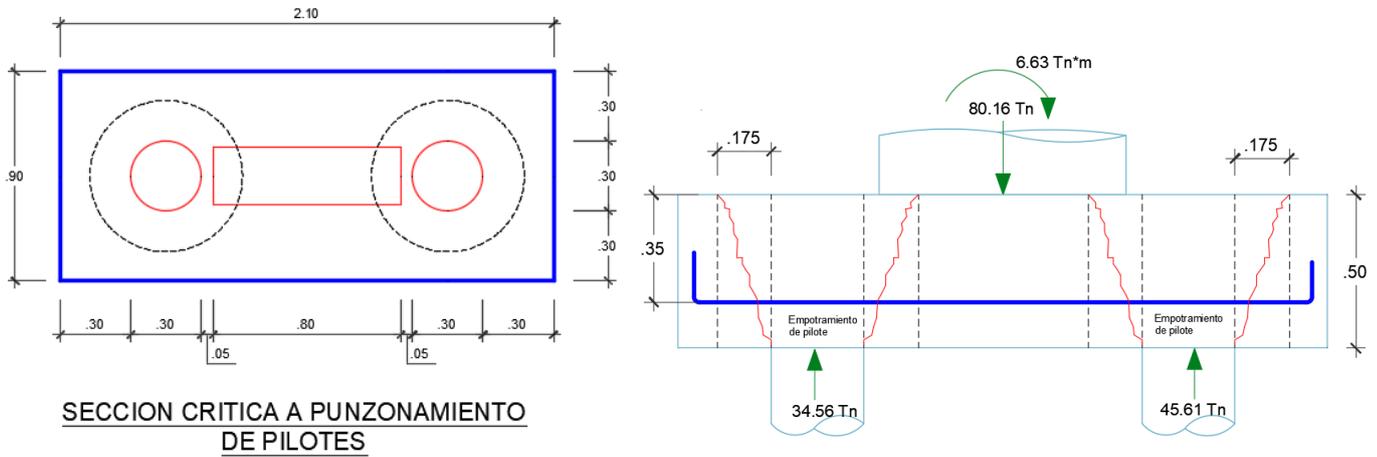
$$80.16 \text{ Tn} \leq 120.87 \text{ Tn}$$

Cumple

Cálculo punzonamiento en pilotes más cargado

Figura 67

Sección crítica a punzonamiento para pilote mas cargado en cabezal $H=50\text{cm}$



Perímetro crítico a punzonamiento

$$b_o = \left[\frac{d}{2} + \frac{Dp}{2} \right] 2\pi$$

$$b_o = \left[\frac{35}{2} + \frac{30}{2} \right] 2\pi$$

$$b_o = 204.20\text{cm}$$

relación Diámetro mayor / diámetro menor, de pilote

$$\beta = \frac{DM}{Dm}$$

$$\beta = \frac{75}{75}$$

$$\beta = 1$$

Factor $\alpha_s=20$, de acuerdo con el 22.6.5.3 ACI 318-19

Cortante Última, en este caso se toma el valor máximo de la reacción que llega del pilote $V_u=45.61\text{ Tn}$

Cortante resistente del concreto:

$$\lambda_s = \sqrt{\frac{2}{1+0.04d}} \leq 1$$

$$\lambda_s = 0.912 \leq 1$$

$$\lambda_s = 0.912$$

Esfuerzo resistente del concreto “vc”

$$v_{c1} = 1.1\lambda_s\lambda\sqrt{f'c}$$

$$v_{c1} = 1.1 \times 0.912 \times 1 \times \sqrt{280}$$

$$v_{c1} = 16.80 \text{ kg/cm}^2$$

$$v_{c2} = 0.27 \left(2 + \frac{a_s d}{b_0} \right) \lambda_s \lambda \sqrt{f'c}$$

$$v_{c2} = 0.27 \left(2 + \frac{20 \times 35}{240.20} \right) 0.912 \times 1 \times \sqrt{280}$$

$$v_{c2} = 22.39 \text{ kg/cm}^2$$

$$v_{c3} = 0.53 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda_s \lambda \sqrt{f'c}$$

$$v_{c3} = 0.53 \left(1 + \frac{2}{1} \right) 0.912 \times 1 \times \sqrt{280}$$

$$v_{c3} = 24.29 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo resistente del concreto $v_c = 16.80 \text{ kg/cm}^2$ se elige el menor valor de los calculado anteriormente.

Cortante resistente del concreto “Vc”

$$\phi V_c = \phi v_c \times b_o \times d$$

$$\phi V_c = 0.75 \times 16.80 \times 204.20 \times 35$$

$$\phi V_c = 90068.640 \text{ kg}$$

$$\phi V_c = 90.07 \text{ Tn}$$

$$V_u \leq \phi V_c$$

$$45.61 \text{ Tn} \leq 90.07 \text{ Tn}$$

Cumple

DISEÑO DE CABEZAL DE PILOTE -METODO FLEXION Y CORTE

Cálculo mediante Flexión (Hipótesis Bernoulli)

Tabla 63

Datos de geometría para el diseño a flexión por el MFC, para cabezal H=50cm

Datos		
H (cm)	50	Altura total de cabezal
b (cm)	90	Ancho cabezal
d (cm)	35.00	Peralte efectivo
f'c (kg/cm ²)	280	Resistencia a compresión del concreto
fy (kg/cm ²)	4200	Fluencia del acero
pb	0.0283	Cuantía Balanceada
β1	0.850	Factor Tabla 22.2.2.4.3 ACI 318-19
φ	0.9	Factor de minoración a flexión
r (cm)	15	Recubrimiento inferior
r' (cm)	5	Recubrimiento Lateral

Cuantía Balanceada

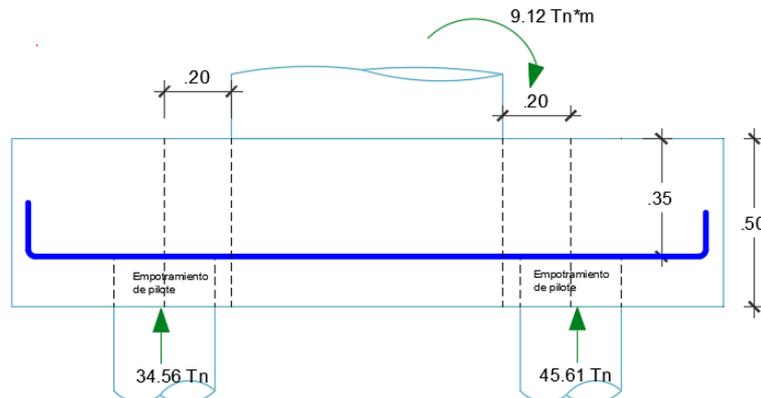
$$\rho_b = \frac{0.85 f'c \beta_1 \left(\frac{6000}{f_y + 6000} \right)}{f_y} \quad \rho_b = \frac{0.85 \times 280 \times 0.85 \left(\frac{6000}{4200 + 6000} \right)}{4200}$$

$$\rho_b = 0.00283$$

Cálculo Momento Ultimo, se calcula de acuerdo con el ACI 318-19 en 13.2.7 “Secciones Criticas para cimentaciones de pilotes y cabezales de pilotes”, la cual especifica que debe ser calculado el momento en la cara de la columna o pedestal, en 13.4.6.2 “Cabezales de pilotes” afirma que los momentos cortantes y momentos mayorados se deben calcular tomando en cuenta que la reacción del pilote está concentrada en su centroide.

Figura 68

Sección crítica para el diseño a flexión para cabezal H=50cm



$$Mu = Vu \times w$$

$$Mu = 45.61 \times 0.20$$

$$Mu = 9.12 Tn \times m$$

Cálculo de acero a flexión

$$As = \left[d - \sqrt{d^2 - \frac{4Mu}{\phi 1.7 f'c b}} \right] \left[\frac{0.85 f'c b}{f_y} \right]$$

$$As = \left[35 - \sqrt{35^2 - \frac{4 \times 9.12 \times 10^5}{\phi 1.7 \times 280 \times 90}} \right] \left[\frac{0.85 \times 280 \times 90}{4200} \right]$$

$$As = 7.03 cm^2$$

$$A_{s_{min}} = 0.0018 \times 90 \times 50$$

$$A_{s_{min}} = 8.10 cm^2$$

Acero Requerido es 8.10cm²

Se colocara 3 barras de 3/4"

Cálculo de cuantía de acero

$$A_{ts \text{ colocado}} = 3 \times 2.85$$

$$A_{ts \text{ colocado}} = 8.55 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} \quad \rho = \frac{8.55}{90 \times 35}$$

$$\rho = 0.0027$$

Cálculo de cuantía máxima

Verificación por cuantías

$$\rho_{\max} = 0.5 \rho b$$

$$\rho_{\max} = 0.5 \times 0.0283$$

$$\rho_{\max} = 0.0142$$

$$\rho < \rho_{\max}$$

$$0.0027 < 0.0142$$

Cumple

Cálculo de Momento Nominal

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}$$

$$a = \frac{8.55 \times 4200}{0.85 \times 280 \times 90}$$

$$a = 1.68$$

$$c = \frac{a}{0.85}$$

$$c = 1.97$$

$$M_n = \phi f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) A_s$$

$$M_n = 0.9 \times 4200 \left(35 - \frac{1.68}{2} \right) 8.55$$

$$M_n = 11.04 \text{ Tn} \times \text{m}$$

$$M_u < M_n$$

$$9.72 < 11.04$$

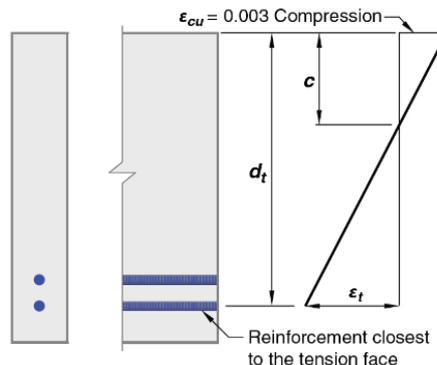
cumple

Cálculo de deformaciones

Para verificar que la falla este controlada por tracción $\phi=0.9$, Tabla 21.2.2 ACI 318-19

Figura 69

Distribución de la deformación unitaria y distribución neta de tracción de miembros según la teoría a flexión



Nota. Tomado de *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19)* (p.408), por autor American Concrete Instituto, (2019).

$$\varepsilon_t \geq \varepsilon_{ty} + 0.003$$

$$\varepsilon_t \geq 0.002 + 0.003$$

$$\varepsilon_t \geq 0.005 \dots \phi = 0.9$$

$$\varepsilon_{ty} = \frac{f_y}{E_s}$$

$$\varepsilon_{ty} = \frac{4200}{2.1 \times 10^6}$$

$$\varepsilon_{ty} = 0.002$$

Por relación de triángulos, se tiene:

$$\varepsilon_t = \left(\frac{d - c}{c} \right) \varepsilon_{cu}$$

$$\varepsilon_t = \left(\frac{35 - 1.97}{1.97} \right) 0.003$$

$$\varepsilon_t = 0.0502$$

$$\varepsilon_t \geq 0.005$$

$$0.0502 \geq 0.005$$

falla controlada por tracción $\therefore \phi = 0.9$

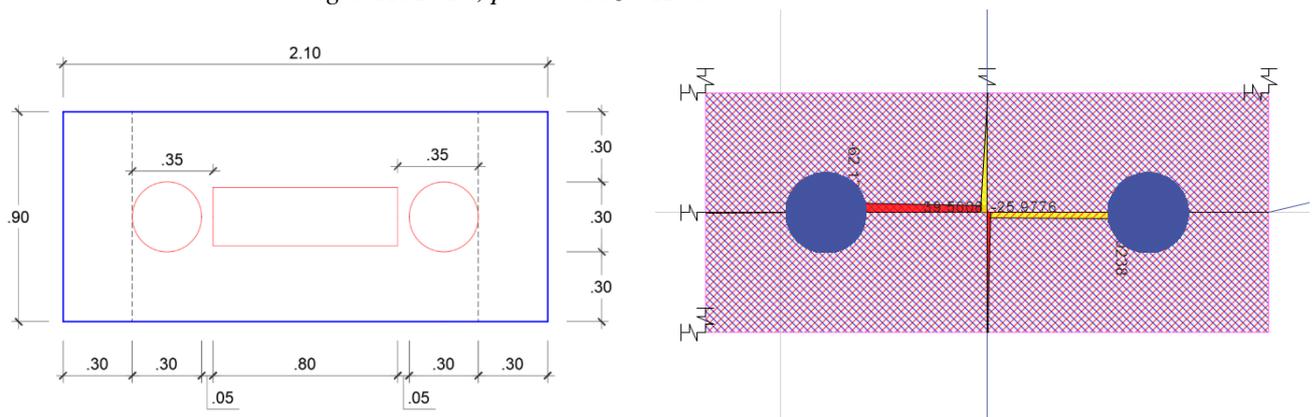
Los controles de longitud de desarrollo y longitud de gancho estándar para barras a tracción se calcularon en el método Puntal Tensor, no es necesario calcular nuevamente.

CÁLCULO DE CORTANTE SEGÚN PARA MFC

Cálculo a cortante en una dirección ACI 318-19 Cap.22

Figura 70

Sección crítica a cortante según ACI 318, para cabezal H=50cm



Nota. Para calcular el cortante en una dirección nos apoyaremos del software Etabs V17, en el cual se realizó el modelamiento estructural de la cimentación como manda la norma a una distancia “d”, de la cara de la columna.

$V_u = 2.62T_n$, se tiene baja cortante a una distancia “d” de la cara de la columna.

Cálculo resistente del concreto

$$V_c = 0.53\lambda\sqrt{f'c}b_w d$$

$$V_c = 0.53 \times 1 \sqrt{280} \times 90 \times 35$$

$$V_c = 27.34T_n$$

$$\phi V_c = 0.75 \times 27.34T_n$$

$$\phi V_c = 20.95$$

$$V_u \leq \phi V_c$$

$$2.76T_n \leq 20.95T_n$$

Cumple

Cortante en dos direcciones ACI 318-19 Cap.22

Este cálculo es el mismo descrito anteriormente en el MPT, debido a que $d/2 < W$, $17.5\text{cm} < 20\text{cm}$, respectivamente. Según el CRSI Handbook, si el valor $d/2 > w$, entonces el perímetro crítico se tomaría como el perímetro de la columna, este cálculo tendrá diferencia a medida que se aumenta la altura del cabezal en los cálculos posteriores.

Punzonamiento de los pilotes.

De la misma manera, en este caso no va a variar ningún factor ni un valor de cortante, por lo que para este caso sería el mismo procedimiento calculado en el MTP.

DISEÑO DE LOSA PILOTADA

METODO PUNTAL TENSOR

Se ha seleccionado para ejemplo de cálculo la porción de losa al que llega el muro de corte del Eje R-R, tal como se muestra a continuación

Figura 71

Vista en planta y perfil de muro de corte que llega a porción de losa para ejemplo de diseño



Nota. Para ejemplificar se ha tomado como criterio tomar una porción de losa donde llega un muro cortante y a su vez este se encuentra en medio de pilotes, lo que facilita los cálculos y asimismo tener un mejor entendimiento del modo de falla y la distribución de esfuerzos internos y poder realizar la idealización de la cercha hipotética para el modelo del MPT.

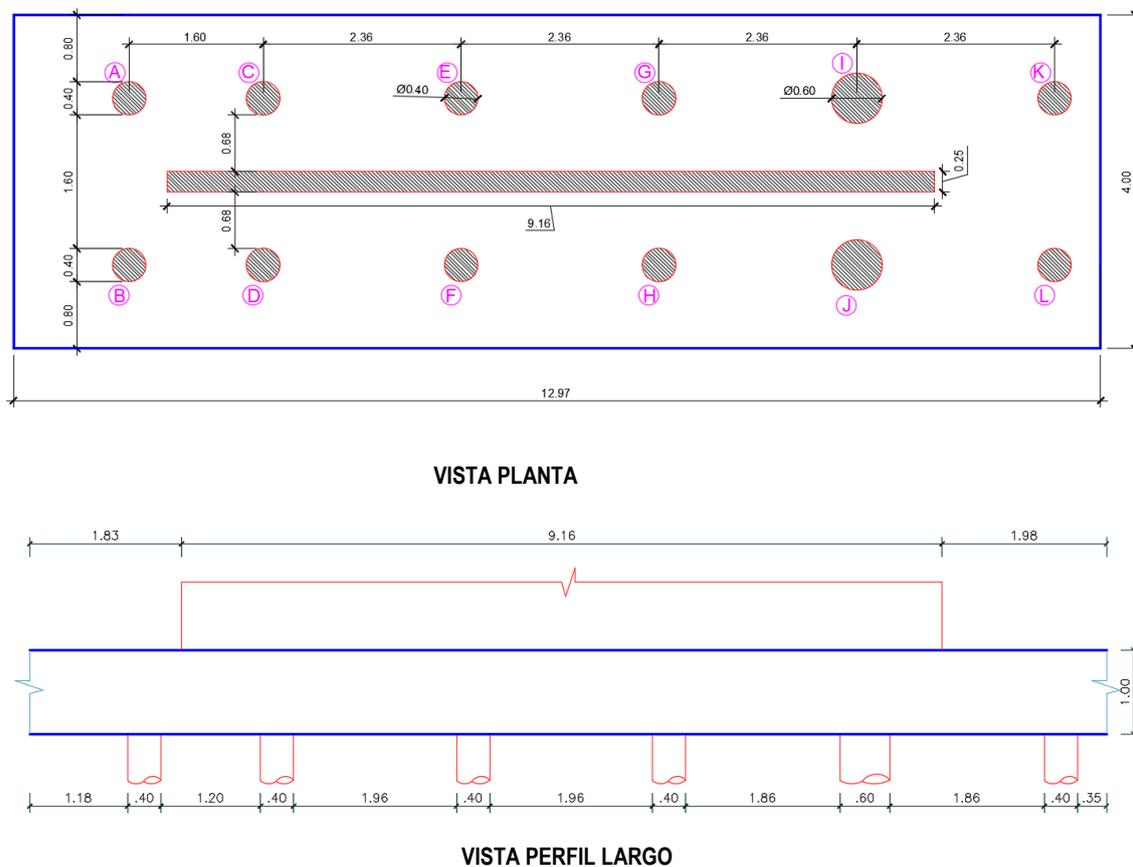
Tabla 64

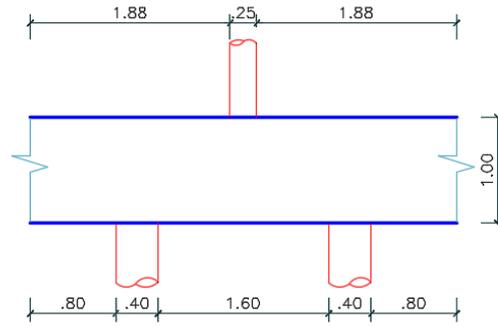
Geometría y parámetros de diseño para losa de cimentación H=100cm por MPT

Geometría		
e (cm)	25	Espesor de muro
Dp (cm)	40	Diámetro del Pilote
H (cm)	100	Altura de losa
Parámetros De Diseño		
f'c (kg/cm ²)	280	Resistencia del concreto
fy (kg/cm ²)	4200	Fluencia del acero
r (cm)	15	Recubrimiento ACI 318-19 Tabla 20.5.1.3.1 + Long de empotramiento pilote
r' (cm)	7.5	Recubrimiento ACI 318-19 Tabla 20.5.1.3.1
d (cm)	85	Peralte Efectivo
n	12	Numero de Pilotes
Ø	0.75	Factor de Minoración para Método (P-T) ACI 318-19 Tabla 21.2.1
Ø	0.9	Factor de Minoración para ACI 318-19 Tabla 21.2.1
LM (m)	12.97	Lado Mayor de porción de losa
Lm (m)	4	Lado Menor de porción de losa

Figura 72

Vista en planta y perfil de losa de cimentación para el diseño por MPT y MFC, con H=100cm





VISTA PERFIL ANCHO

Cargas actuantes

La combinación de carga que ha tiene más incidencia es 1.25 (CM+CV)+Sy,

Con una carga axial $P_u = 1569.89 \text{ Tn}$, y un $M_u = 2122.51 \text{ Tn}\cdot\text{m}$

Tabla 65

Cargas actuantes para losa $H=100\text{cm}$ para diseño por MPT

Cargas actuantes		
P_u (Tn)	1569.89	Carga Axial
P_m (m)	124.512	Carga Axial de peso muerto losa
$P_u + 1.4P_m$	1744.2068	Carga Ultima
M_{uy} (Tn*m)	2122.51	Momento Flector Mayorado
e (m)	1.3520	Excentricidad

La carga axial y momento se transforman en 5 cargas axiales equivalentes, para poder idealizar matemáticamente el Método Puntal-Tensor.

$$P = \frac{P_u}{n} \pm \frac{M_u \times s}{\sum s^2}$$

$$P_1 = \frac{1744.21}{5} - \frac{2122.51 \times 4.01}{44.14} \quad P_2 = \frac{1744.21}{5} - \frac{2122.51 \times 2.25}{44.14} \quad P_3 = \frac{1744.21}{5} - \frac{2122.51 \times 0}{44.14}$$

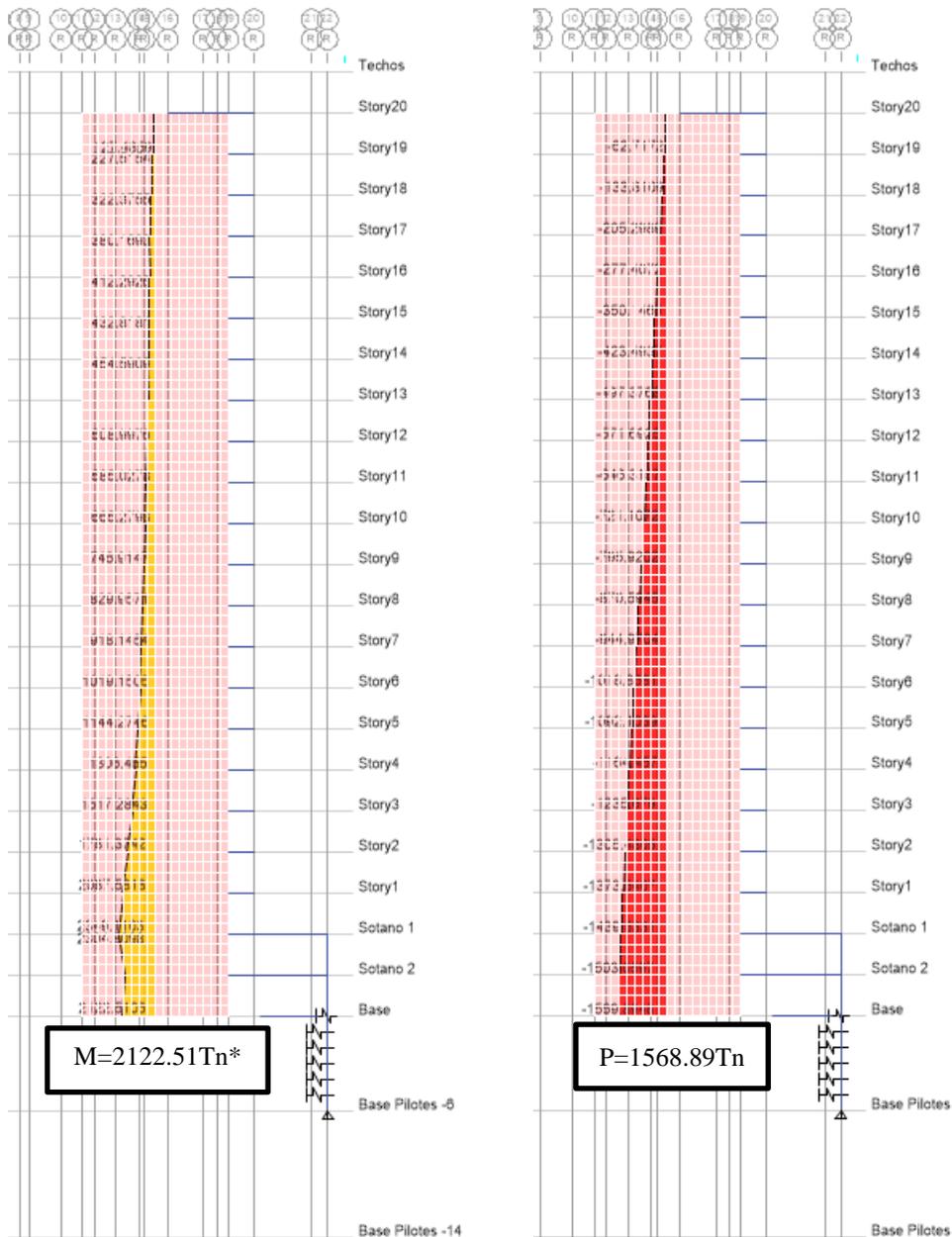
$$P_1 = 153.07 \text{ Tn} \quad P_2 = 237.47 \text{ Tn} \quad P_3 = 348.84 \text{ Tn}$$

$$P_4 = \frac{1744.21}{5} + \frac{2122.51 \times 2.47}{44.14} \quad P_5 = \frac{1744.21}{5} + \frac{2122.51 \times 4.12}{44.14}$$

$$P_4 = 464.45 \text{ Tn} \quad P_5 = 543.56 \text{ Tn}$$

Figura 73

Fuerza y momento de diseño, por muro de corte en base se losa de cimentación



Nota. La combinación de carga que tiene más solicitación es la $1.25(CM+CV)+S_y$, debido a que el muro se encuentra en el eje Y-Y, para obtener estos datos se generó una etiqueta de elemento Pier Label en el Software Etbas V17.

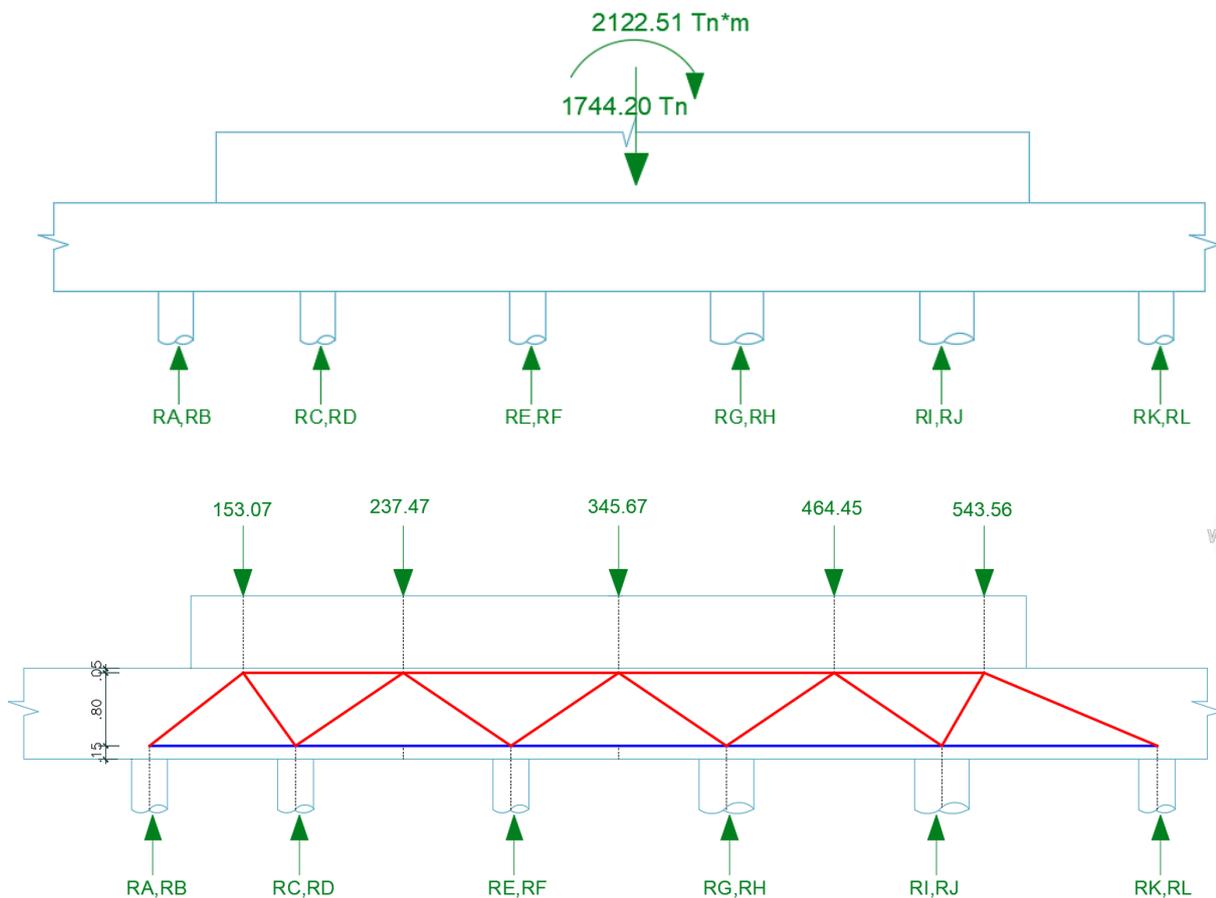
Tabla 66

Resumen de cálculo de Fuerzas axiales equivalentes para la idealización del modelo MPT

Axial	S (m)	S'2 (m2)	P (Tn)	P (Tn) corregido
P5	4.12	16.93	546.73	543.56
P4	2.47	6.10	467.62	464.45
P3	0.00	0.00	348.84	345.67
P2	2.25	5.06	240.64	237.47
P1	4.01	16.04	156.24	153.07
	Σ	44.14	1760.08	1744.21

Figura 74

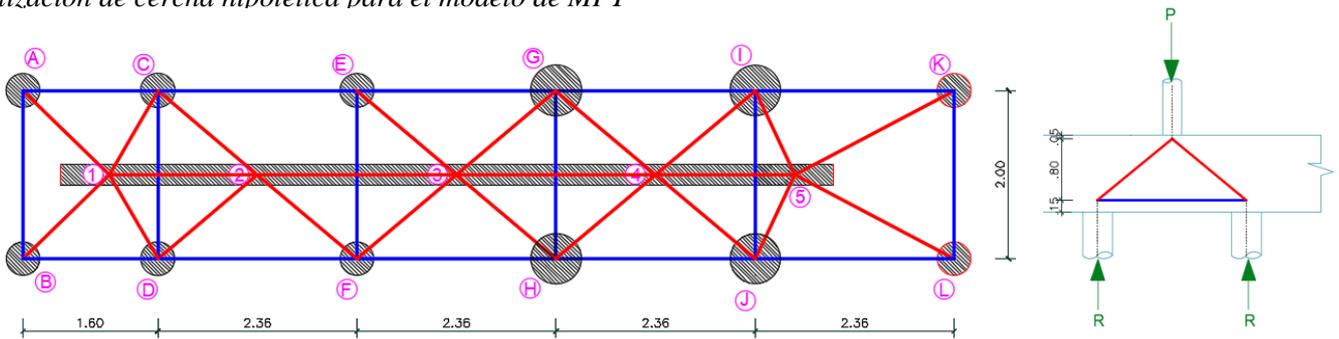
Transformación de fuerza y momento en fuerzas axiales equivalentes para el modelo de diseño por el MPT



Nota. Se muestra en figura superior la fuerza y momento de diseño obtenidas a partir de la modelación, figura inferior muestra las fuerzas axiales equivalentes y su idealización de la cercha hipotética para el diseño por MPT.

Figura 75

Idealización de cercha hipotética para el modelo de MPT



Nota. Se ha definido los puntos nodales en los pilotes A,B,C,D,E,F,G,H,I,J,K,L así como los puntos nodales de los puntos de aplicación de la cargas axiales equivalentes,1,2,3,4,5. Se verifico mediante un análisis estructural cuales barras serán los puntales en color rojo y tensores en color azul.

Selección de β_s , β_c , β_n y cálculo de la resistencia efectiva a la compresión f_{ce}

Para nodos

Los nodos A,B,C,D,E,F,G,H,I,J,K,L, $\beta_c=2$ ya que el pilote es una carga a compresión bien definida asimismo es una superficie de apoyo, $\beta_n=0.6$ ya que es una zona nodal en la cual que ancla dos tensores.

$$\text{Resistencia efectiva para nodos } \phi f_{ce} = \phi(0.85 \beta_c \beta_n f'c)$$

$$\phi f_{ce} = 0.75(0.85 \times 2 \times 0.6 \times 280)$$

$$\phi f_{ce} = 214.20 \text{ kg/cm}^2$$

Los nodos 1,2,3,4,5, $\beta_c=2$ ya que la la carga axial equivalente, es una carga a compresión bien definida asimismo es una superficie de apoyo, $\beta_n=0.1$ es una zona nodal que está limitada por puntales y no tiene anclando ningún tensor, al estar con elementos a compresión este aumenta su resistencia a la compresión ya que se encuentra asociado por el confinamiento con el concreto circundante. Tuchscherer (2010)

$$\text{Resistencia efectiva para nodos } \phi_{ce}^f = \phi(0.85\beta_c\beta_n f'_c)$$

$$\phi_{ce}^f = 0.75(0.85 \times 2 \times 1 \times 280)$$

$$\phi_{ce}^f = 357.00 \text{ kg / cm}^2$$

Para Puntales

Para puntales A-1, B-1, C-1, D-1, C-2, D-2, E-2, F-2, E-3, F-3, G-3, H-3, G-4, H-4, I-4, J-4, I-5, J-5, K-5, L-5, el valor de $\beta_s=0.75$, ya que son puntales interiores con suficiente resistencia a la tracción diagonal, $\beta_c=1$, pertenece a otros casos ya que no es para una zona nodal.

$$\text{Resistencia efectiva para Puntales } \phi_{ce}^f = \phi(0.85\beta_c\beta_s f'_c)$$

$$\phi_{ce}^f = 0.75(0.85 \times 1 \times 0.75 \times 280)$$

$$\phi_{ce}^f = 133.88 \text{ kg / cm}^2$$

Para puntales, 1-2, 2-3, 3-4, 4-5, el valor de $\beta_s=1$, es un puntal de borde y sus esfuerzos es comparable con el bloque rectangular de compresiones Whitney y por lo tanto tiene resistencia efectiva mayor que lo puntales interiores, $\beta_c=1$, pertenece a otros casos ya que no es para una zona nodal.

$$\text{Resistencia efectiva para Puntales } \phi_{ce}^f = \phi(0.85\beta_c\beta_s f'_c)$$

$$\phi_{ce}^f = 0.75(0.85 \times 1 \times 1 \times 280)$$

$$\phi_{ce}^f = 178.50 \text{ kg / cm}^2$$

Tabla 67

Selección de coeficientes $\beta_s, \beta_c, \beta_n$ y cálculo de resistencia efectiva del concreto

Elemento	β_s	β_c	β_n	ϕ_{fce} (kg/cm ²)
Nodos	A,B	2.00	0.60	214.20
	C-D	2.00	0.60	214.20
	E,F	2.00	0.60	214.20
	G,H	2.00	0.60	214.20
	I,J	2.00	0.60	214.20
	K,L	2.00	0.60	214.20
	1	2.00	1.00	357.00
	2	2.00	1.00	357.00
	3	2.00	1.00	357.00
	4	2.00	1.00	357.00
Puntales	5	2.00	1.00	357.00
	A-1	0.75	1.00	133.88
	B-1	0.75	1.00	133.88
	C-1	0.75	1.00	133.88
	D-1	0.75	1.00	133.88
	C-2	0.75	1.00	133.88
	D-2	0.75	1.00	133.88
	E-2	0.75	1.00	133.88
	F-2	0.75	1.00	133.88
	E-3	0.75	1.00	133.88
	F-3	0.75	1.00	133.88
	G-3	0.75	1.00	133.88
	H-3	0.75	1.00	133.88
	G-4	0.75	1.00	133.88
	H-4	0.75	1.00	133.88
	I-4	0.75	1.00	133.88
	J-4	0.75	1.00	133.88
	I-5	0.75	1.00	133.88
	J-5	0.75	1.00	133.88
	K-5	0.75	1.00	133.88
L-5	0.75	1.00	133.88	
1-2	1.00	1.00	178.50	
2-3	1.00	1.00	178.50	
3-4	1.00	1.00	178.50	
4-5	1.00	1.00	178.50	

Figura 77

Fuerzas internas a traccion en cercha ideañizada para el diseño por MPT para losa de cimentacion

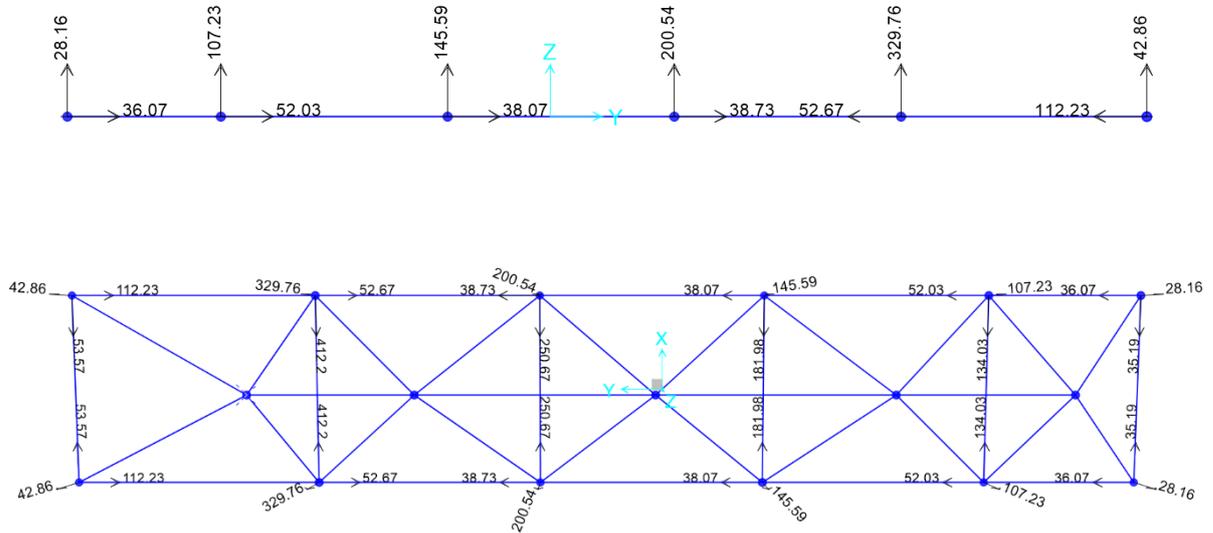


Tabla 68

Cuadro Resumen de fe fuerzas internas para puntales, tensores y fuerzas externas en nodos, para MPT en losa $h=100\text{cm}$

Fuerzas Internas		
Elementos	Barra	Fut (Tn)
Tensores	A-B	35.19
	C-D	134.03
	E-F	181.98
	G-H	250.67
	I-J	412.2
	K-L	53.57
	A-C, B-D	36.07
	C-E, D-F	52.03
	E-G, F-H	38.07
	G-I, H-J	52.67
I-K, J-L	112.23	
Elementos	Barra	Fus (Ttn)
Puntales	A-1,B-1	57.73
	C-1,D-1	84.89
	C-2,D2	128.09
	E-2,F-2	130.36

E-3,F-3	186.53	
G-3,H-3	189.67	
G-4,H-4	246.83	
I-4,J-4	258.65	
I-5,J-5	359.22	
K-5,L-5	131.53	
1-2	2.60	
2-3	0.47	
3-4	4.72	
4-5	20.74	
Elementos	Nodos	Fun (Tn)
Reacciones	A,B	28.16
	C-D	107.23
	E,F	145.69
	G,H	200.54
	I,J	329.76
	K,L	42.86
Axiales	5	543.56
	4	464.45
	3	345.67
	2	237.47
	1	153.07

Cálculo de ancho efectivo del tensor, puntal y nodo :

Este cálculo en el ACI-318, se especifica para ancho mínimo para anclarse el tensor en el Cap. 23.9.2. Esta ecuación puede usar para realizar una predimensionamiento del ancho efectivo que debe tener un puntal, tensor y nodo.

Tensor G-H

Puntal E-2,F-2

Nodo K,L

$$w_{t,max} = \frac{F_{ut}}{(f_{ce} b_s)}$$

$$w_{t,min} = \frac{F_{us}}{(f_{ce} b_s)}$$

$$w_{t,min} = \frac{F_{un}}{(f_{ce} b_s)}$$

$$w_{t,max} = \frac{250.67 \times 1000}{214.20 \times 60}$$

$$w_{t,min} = \frac{130.36 \times 1000}{133.88 \times 40}$$

$$w_{t,min} = \frac{543.56 \times 1000}{357.00 \times 25}$$

$$w_{t,max} = 19.50 \text{ cm}$$

$$w_{t,min} = 24.34 \text{ cm}$$

$$w_{t,min} = 26 \text{ cm}$$

$$w_{t,max} = 20.00 \text{ cm}$$

$$w_{t,min} = 25 \text{ cm}$$

$$w_{t,min} = 60 \text{ cm}$$

Tabla 69
Cálculo de ancho requerido para puntales, tensores y zonas nodales para losa H=100cm

Fuerzas Internas				Cálculo De Altura Requerida (wt)			
Elementos	Barra	Fut (Tn)	Øfce*	b,Dp (cm)	área Req (cm ²)	wt req. (cm)	wt Coloc. (cm)
Tensores	A-B	35.19	214.20	40.00	164.29	5.00	15.00
	C-D	134.03	214.20	40.00	625.72	16.00	15.00
	E-F	181.98	214.20	40.00	849.58	22.00	20.00
	G-H	250.67	214.20	60.00	1170.26	20.00	30.00
	I-J	412.2	214.20	60.00	1924.37	33.00	30.00
	K-L	53.57	214.20	40.00	250.09	7.00	30.00
	A-C, B-D	36.07	214.20	40.00	168.39	5.00	15.00
	C-E, D-F	52.03	214.20	40.00	242.90	7.00	15.00
	E-G, F-H	38.07	214.20	40.00	177.73	5.00	15.00
	G-I, H-J	52.67	214.20	40.00	245.89	7.00	15.00
	I-K, J-L	112.23	214.20	40.00	523.95	14.00	30.00
	Elementos	Barra	Fus (Ttn)	Øfce	b, Dp (cm)	área Req (cm ²)	ws req. (cm)
Puntales	A-1,B-1	57.73	133.88	40.00	431.22	10.78	12.00
	C-1,D-1	84.89	133.88	40.00	634.10	15.85	16.00
	C-2,D2	128.09	133.88	40.00	956.79	23.92	25.00
	E-2,F-2	130.36	133.88	40.00	973.74	24.34	25.00
	E-3,F-3	186.53	133.88	40.00	1393.31	34.83	36.00
	G-3,H-3	189.67	133.88	60.00	1416.77	23.61	25.00
	G-4,H-4	246.83	133.88	60.00	1843.73	30.73	35.00
	I-4,J-4	258.65	133.88	60.00	1932.03	32.20	35.00
	I-5,J-5	359.22	133.88	60.00	2683.25	44.72	45.00
	K-5,L-5	131.53	133.88	40.00	982.48	24.56	25.00
	1-2	2.60	178.50	25.00	14.57	0.58	5.00
	2-3	0.47	178.50	25.00	2.63	0.11	5.00
	3-4	4.72	178.50	25.00	26.44	1.06	5.00
	4-5	20.74	178.50	25.00	116.19	4.65	5.00
	Elementos	Nodos	Fun (Tn)	Øfce	b, Dp (cm)	área Req (cm ²)	a (req. (cm))
Reacciones	A,B	28.16	214.20	40.00	131.47	4.00	40.00
	C-D	107.23	214.20	40.00	500.61	13.00	40.00
	E,F	145.69	214.20	40.00	680.16	18.00	40.00
	G,H	200.54	214.20	60.00	936.23	16.00	60.00
	I,J	329.76	214.20	60.00	1539.50	26.00	60.00
	K,L	42.86	214.20	40.00	200.09	6.00	40.00
Axiales	5	543.56	357.00	25.00	1522.57	61.00	93.00
	4	464.45	357.00	25.00	1300.98	53.00	236.00
	3	345.67	357.00	25.00	968.26	39.00	236.00
	2	237.47	357.00	25.00	665.17	27.00	236.00
	1	153.07	357.00	25.00	428.76	18.00	102.50

Verificación de zonas nodales

Verificación de aplastamiento en zonas nodales aplica a fuerzas axiales de columna y reacciones en los pilotes.

En el nodo A y B se cuenta con un $f_{ce}=214.20 \text{ kg/cm}^2$, $F_{un}=28.16$, $b=40\text{cm}$

En el nodo 5 se cuenta con un $f_{ce}=357.00 \text{ kg/cm}^2$, $F_{un}=543.56$, $b=25\text{cm}$ y $b_w=93\text{cm}$

$$f_{ceu} = \frac{F_{un}}{A}$$

$$f_{ceu} = \frac{F_{un}}{A}$$

$$f_{ceu} = \frac{28.16 \times 1000}{\frac{\pi \times 40^2}{4}}$$

$$f_{ceu} = \frac{543.56 \times 1000}{25 \times 93}$$

$$f_{ceu} = 22.41 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{ceu} = 233.79 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{ce} \geq f_{ceu}$$

$$214.20 \text{ kg/cm}^2 \geq 22.14 \text{ kg/cm}^2$$

Cumple no hay aplastamiento

$$f_{ce} \geq f_{ceu}$$

$$357.00 \text{ kg/cm}^2 \geq 233.79 \text{ kg/cm}^2$$

Cumple no hay aplastamiento

Tabla 70

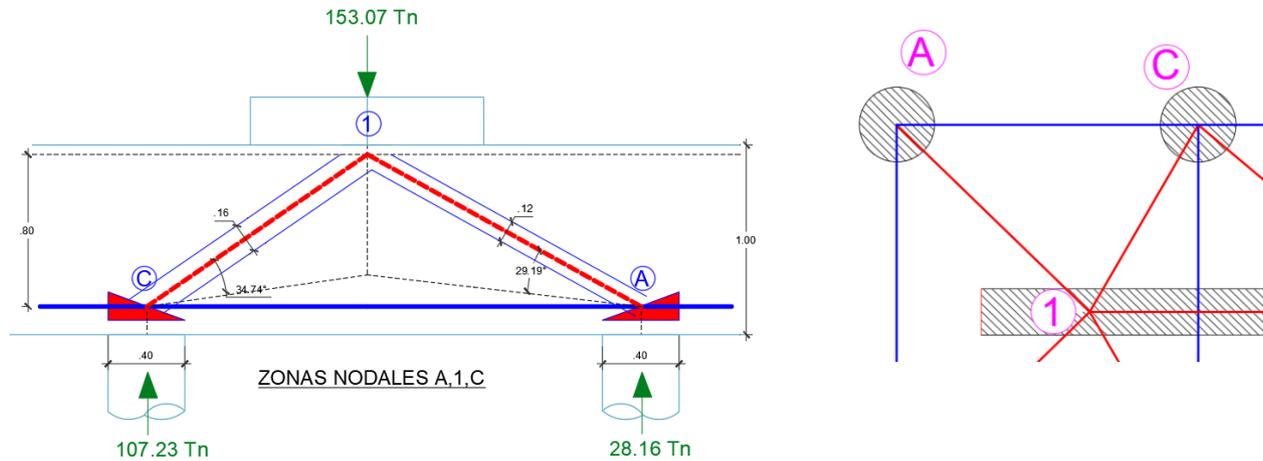
Verificación de aplastamiento para en nodos para losa $H=100\text{cm}$

Elemento	fce Nodo (kg/cm ²)	Fuerza (Tn)	Superficie de apoyo		área (cm ²)	fceu (kg/cm ²)	Verificación	
			b, Dp (cm)	b (cm)				
A,B	214.20	28.16	40.00		1256.64	22.41	No hay aplastamiento	
C-D	214.20	107.23	40.00		1256.64	85.33	No hay aplastamiento	
E,F	214.20	145.69	40.00		1256.64	115.94	No hay aplastamiento	
G,H	214.20	200.54	60.00		2827.43	70.93	No hay aplastamiento	
I,J	214.20	329.76	60.00		2827.43	116.63	No hay aplastamiento	
NODOS	K,L	214.20	42.86	40.00	1256.64	34.11	No hay aplastamiento	
	5	357.00	543.56	25.00	93.00	2325.00	233.79	No hay aplastamiento
	4	357.00	464.45	25.00	236.00	5900.00	78.72	No hay aplastamiento
	3	357.00	345.67	25.00	236.00	5900.00	58.59	No hay aplastamiento
	2	357.00	237.47	25.00	236.00	5900.00	40.25	No hay aplastamiento
	1	357.00	153.07	25.00	102.50	2562.50	59.73	No hay aplastamiento

Verificación en Zonal Nodal A,1,C

Figura 78

Sección para verificación de zona nodal correspondiente a los nodos C-1-A



En zona nodal A,1,C, llegan la Reacciones, R_A , R_C , la carga axial P_1 y los Puntales A-1, C-1, la base de la zona nodal está limitada por el ancho del pilote de 40cm y la altura por w_t calculada en la tabla 69, $w_t=15\text{cm}$. Con estos valores se verifica que no sobrepasen las dimensiones máximas y las resistencias requeridas.

$l_b=40\text{cm}$, $w_t=15\text{cm}$, $\theta^\circ(A-1)=29.19^\circ$, $\theta^\circ(C-1)=34.74^\circ$,

$$ws = w_t \cos(\theta) + l_b \sin(\theta)$$

$$ws_{(A-1)\max} = 15 \cos(29.19) + 40 \sin(29.19) \quad ws_{(A-B)\max} = 15 \cos(34.74) + 40 \sin(34.74)$$

$$ws_{(A-1)\max} = 32.60\text{cm}$$

$$ws_{(A-B)\max} = 35.12\text{cm}$$

Item	Angulo ($^\circ$)	ws max (cm)
$\theta^\circ (A-1)$	29.19	32.60
$\theta^\circ (C-1)$	34.74	35.12

Tabla 71

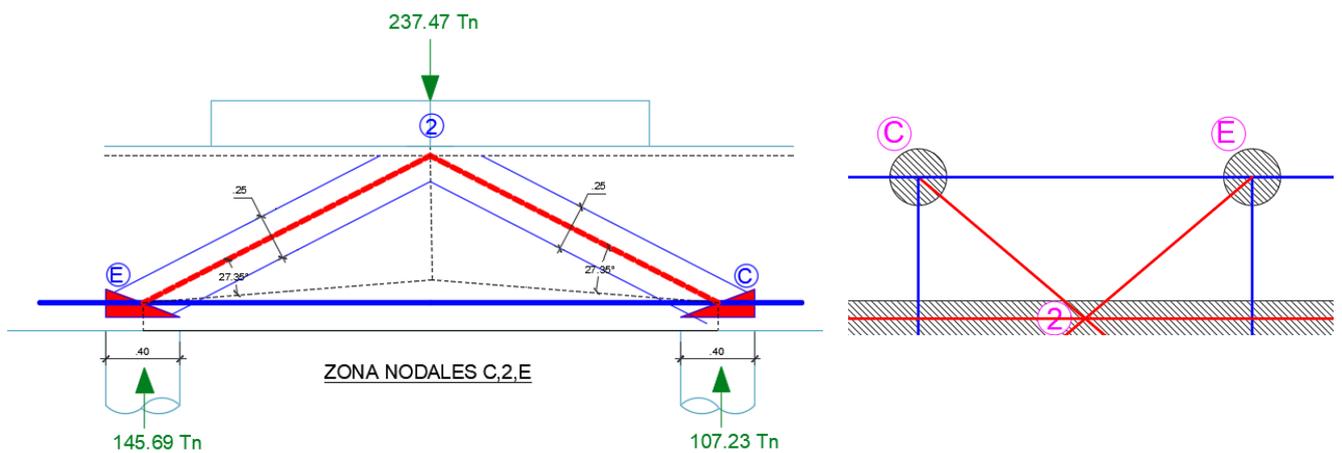
Comprobación para zona nodales A-C-1

Elemento	fce Nodo (kg/cm ²)	Fu (Tn)	Superficie de apoyo		área (cm ²)	Fnn (Tn)	ØFnn ≥ Fut	Ratio	Verificación
			b, Dp, (cm)	Ws (cm)					
R	A,B	214.20	28.16	40.00	1256.64	269.17	ok	9.56	
R	C,D	214.20	107.23	40.00	1256.64	269.17	ok	2.51	
P	1	357.00	153.07	25.00	102.50	2562.50	ok	5.98	
Puntal	A-1	133.88	57.73	40.00	12.000	480.00	ok	1.11	ws < ws max
Puntal	C-1	133.88	84.89	40.00	16.000	640.00	ok	1.01	ws < ws max

Verificación en Zonal Nodal C,2,E

Figura 79

Sección para verificación de zona nodal correspondiente a los nodos E-2-C



En zona nodal C,2,E, llegan la Reacciones, RC, RE, la carga axial P2 y los Puntales C-2, E-2, la base de la zona nodal está limitada por el ancho del pilote de 40cm y la altura por wt calculada en la tabla 69 wt=15cm. Con estos valores se verifica que no sobrepasen las dimensiones máximas y las resistencias requeridas.

$$lb=40\text{cm}, wt=15\text{cm}, \theta^{\circ}(C-2)=27.35^{\circ}, \theta^{\circ}(E-2)=27.35^{\circ},$$

$$ws = wt \cos(\theta) + lb \sin(\theta)$$

$$ws_{(C-2)max} = 15\cos(27.35) + 40\sin(27.35) \quad ws_{(E-2)max} = 15\cos(27.35) + 40\sin(27.35)$$

$$ws_{(C-2)max} = 31.70cm \quad ws_{(E-2)max} = 31.70cm$$

Item	Angulo (°)	ws max (cm)
Θ° (A-1)	27.35	31.70
Θ° (C-1)	27.35	31.70

Tabla 72

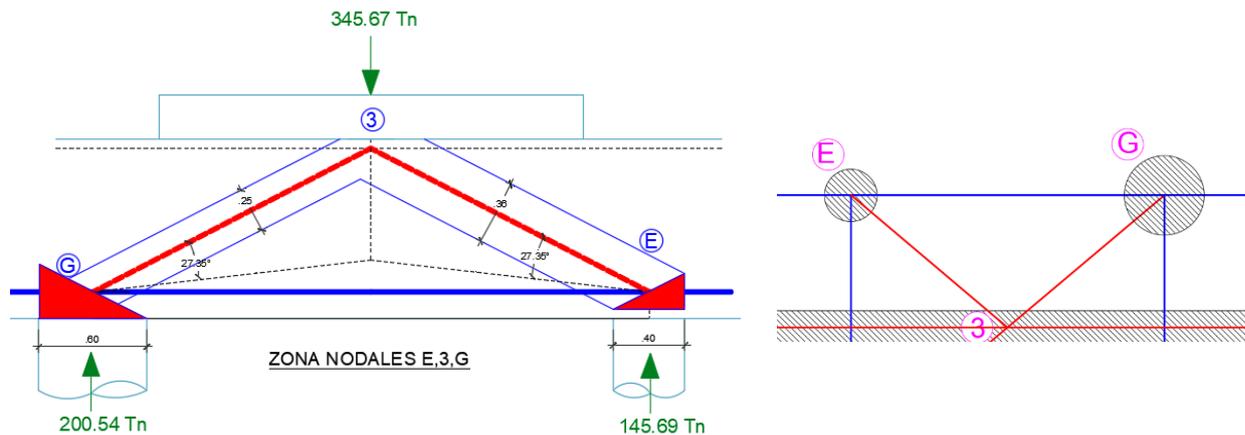
Comprobación para zona nodales E-2-C

Elemento	fce Nodo (kg/cm2)	Fu(Tn)	Superficie de apoyo b,Dp, (cm)	ws (cm)	área (cm2)	Fnn (Tn)	ØFnn≥Fut	Ratio	Verificación
R	C,D	214.20	107.23	40.00	1256.64	269.17	ok	2.51	
R	E,F	214.20	145.69	40.00	1256.64	269.17	ok	1.85	
P	2	357.00	237.47	25.00	236.00	5900.00	2106.30	ok	8.87
Puntal	C-2	133.88	128.09	40.00	25.00	1000.00	133.88	ok	1.05 ws<ws max
Puntal	E-2	133.88	130.36	40.00	25.00	1000.00	133.88	ok	1.03 ws<ws max

Verificación en Zonal Nodal E,3,G

Figura 80

Sección para verificación de zona nodal correspondiente a los nodos G-3-E



En zona nodal E,3,G, llegan la Reacciones, RE, RG, la carga axial P3 y los Puntales E-3, G-3, la base de la zona nodal está limitada por el ancho del pilote de 40cm en el nodo E y 60cm en el nodo G, la altura por wt calculada en la tabla 69, wt=20cm para el nodo

E, y $w_t=30\text{cm}$ para el nodo G. Con estos valores se verifica que no sobrepasen las dimensiones máximas y las resistencias requeridas.

$l_b=40\text{cm}$ en nodo E, $l_b=60\text{cm}$ en nodo G

$w_t=20\text{cm}$, en nodo E, $w_t=30\text{cm}$ en nodo G

$\theta^\circ(E-3)=27.35^\circ$ $\theta^\circ(G-3)=27.35^\circ$,

$$ws = wt \cos(\theta) + lb \sin(\theta)$$

$$ws_{(E-3)\max} = 20 \cos(27.35) + 40 \sin(27.35) \quad ws_{(G-3)\max} = 30 \cos(27.35) + 60 \sin(27.35)$$

$$ws_{(E-3)\max} = 36.14\text{cm}$$

$$ws_{(G-3)\max} = 54.21\text{cm}$$

Item	Angulo ($^\circ$)	ws max (cm)
$\theta^\circ(E-3)$	27.35	36.14
$\theta^\circ(G-3)$	27.35	54.21

Tabla 73

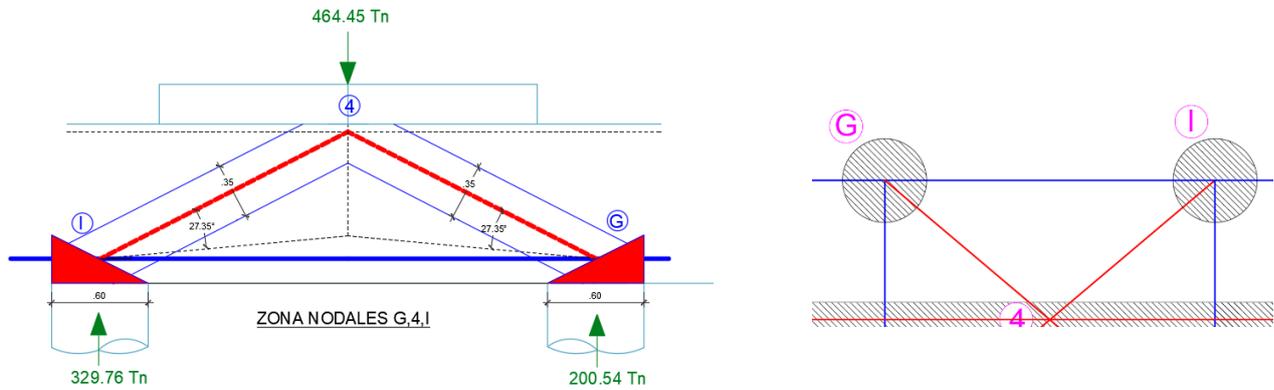
Comprobación para zona nodales E-3-G

Elemento	fce Nodo (kg/cm ²)	Fun (Tn)	Superficie de apoyo b,Dp, ws (cm)	Area (cm ²)	Fnn (Tn)	$\emptyset Fnn \geq Fut$	Ratio	Verificación	
R	E,F	214.20	145.69	40.00	1256.64	269.17	ok	1.85	
R	G,H	214.20	200.54	60.00	2827.43	605.64	ok	3.02	
P	3	357.00	345.67	25.00	236.00	5900.00	2106.30	ok	6.09
Puntal	E-3	133.88	186.53	40.00	36.00	1440.00	192.78	ok	1.03 ws<ws max
Puntal	G-3	133.88	189.67	60.00	25.00	1500.00	200.81	ok	1.06 ws<ws max

Verificación en Zonal Nodal G,4,I

Figura 81

Sección para verificación de zona nodal correspondiente a los nodos G-4-I



En zona nodal G,4,I, llegan la Reacciones, R_G , R_I , la carga axial P_4 y los Puntales G-4, I-4, la base de la zona nodal está limitada por el ancho del pilote de 60cm, la altura por w_t calculada en la tabla N°69 $w_t=30\text{cm}$. Con estos valores se verifica que no sobrepasen las dimensiones máximas y las resistencias requeridas.

$$l_b=60\text{cm}, w_t=30\text{cm}, \theta^\circ(G-4)=27.35^\circ, \theta^\circ(I-4)=27.35^\circ,$$

$$ws = w_t \cos(\theta) + l_b \sin(\theta)$$

$$ws_{(G-4)\max} = 30 \cos(27.35) + 60 \sin(27.35) \quad ws_{(I-4)\max} = 30 \cos(27.35) + 60 \sin(27.35)$$

$$ws_{(G-4)\max} = 54.21\text{cm}$$

$$ws_{(I-4)\max} = 54.21\text{cm}$$

Item	Angulo (°)	ws max (cm)
$\theta^\circ (E-3)$	27.35	54.21
$\theta^\circ (G-3)$	27.35	54.21

Tabla 74

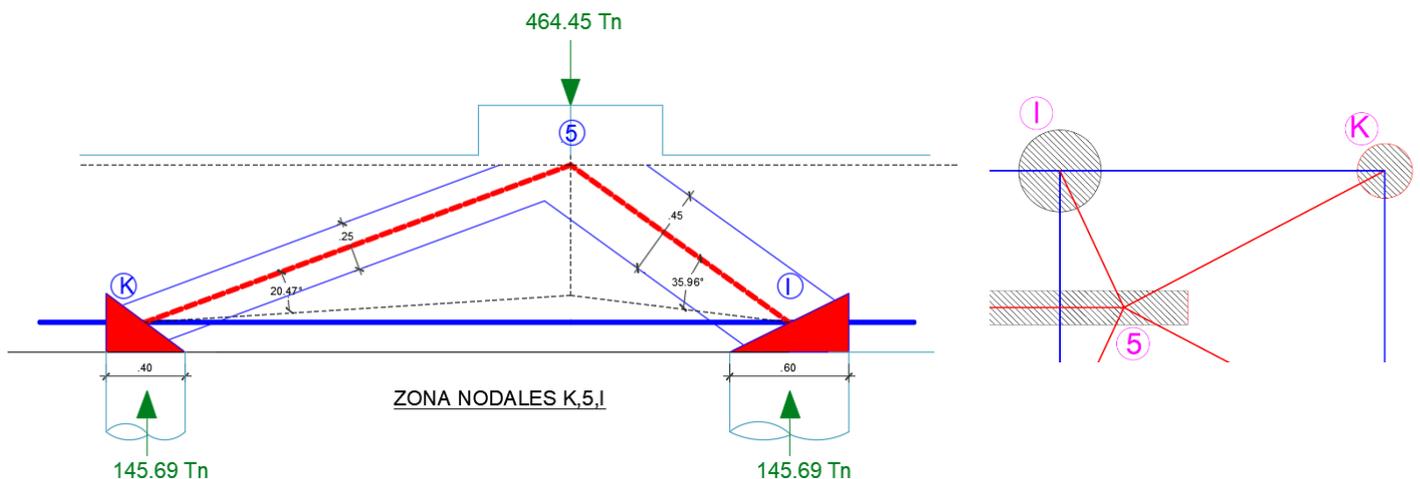
Comprobación para zonas nodales G-4-I

Elemento	fce Nodo (kg/cm ²)	Fun (Tn)	Superficie de apoyo (cm)		área (cm ²)	Fnn (Tn)	ØFnn ≥ Fut	Ratio	Verificación
			b, Dp, (cm)	ws (cm)					
R	G,H	214.20	200.54	60.00	2827.43	605.64	ok	3.02	
R	I,J	214.20	329.76	60.00	2827.43	605.64	ok	1.84	
P	4	357.00	464.45	25.00	5900.00	2106.30	ok	4.54	
Puntal	G-4	133.88	246.83	60.00	2100.00	281.14	ok	1.14	ws < ws max
Puntal	I-4	133.88	258.65	60.00	2100.00	281.14	ok	1.09	ws < ws max

Verificación en Zonal Nodal I, 5, K

Figura 82

Sección para verificación d zona nodal correspondiente a los nodos I-5-K



En zona nodal I,5,K, llegan la Reacciones, RI, RK, la carga axial P5 y los Puntales I-5, K-5, la base de la zona nodal está limitada por el ancho del pilote de 60cm en el nodo I y 40cm en el nodo K, la altura por wt calculada en la tabla 69, wt=30cm para el nodo I, y wt=30cm para el nodo K. Con estos valores se verifica que no sobrepasen las dimensiones máximas y las resistencias requeridas.

lb=40cm en nodo K, lb=60cm en nodo I

$w_t=30\text{cm}$, en nodo K, $w_t=30\text{cm}$ en nodo I

$$\Theta^\circ(I-5)=35.96^\circ \quad \Theta^\circ(K-5)=20.47^\circ,$$

$$w_s = w_t \cos(\theta) + l_b \sin(\theta)$$

$$w_{s(I-5)\max} = 30 \cos(35.96) + 60 \sin(35.96)$$

$$w_{s(I-5)\max} = 59.52\text{cm}$$

$$w_{s(K-5)\max} = 30 \cos(20.47) + 40 \sin(20.47)$$

$$w_{s(K-5)\max} = 42.09\text{cm}$$

Item	Angulo ($^\circ$)	ws max (cm)
$\Theta^\circ(I-5)$	35.96	59.52
$\Theta^\circ(K-5)$	20.47	42.09

Tabla 75

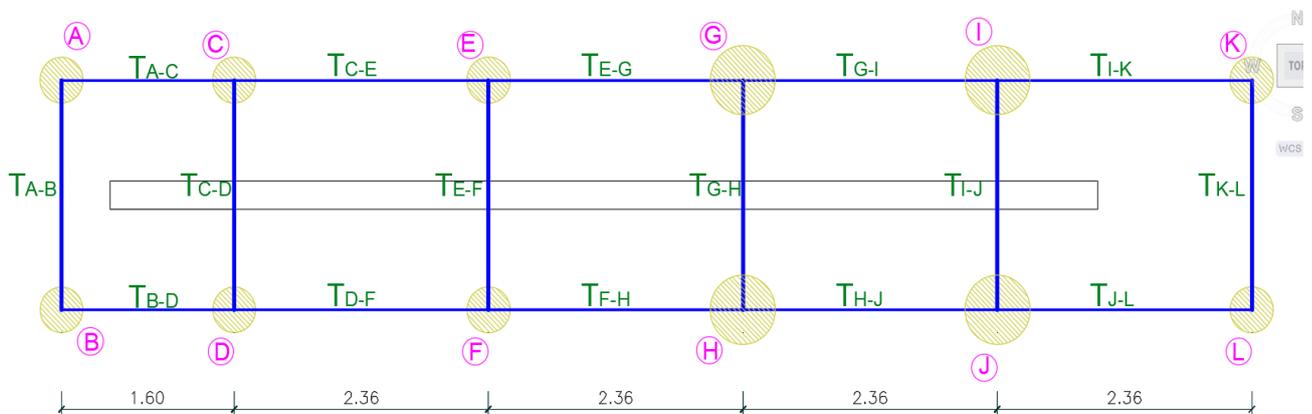
Comprobación para zonas nodales I-5-K

Elemento	fce Nodo (kg/cm ²)	Fun (Tn)	Superficie de apoyo		área (cm ²)	Fnn (Tn)	$\emptyset F_{nn} \geq F_{ut}$	Ratio	Verificación	
			b, Dp, (cm)	ws (cm)						
R	I,J	214.20	329.76	60.00	2827.43	605.64	ok	1.84		
R	K,L	214.20	42.86	40.00	1256.64	269.17	ok	6.28		
P	5	357.00	543.56	25.00	93.00	2325.00	830.03	ok	1.53	
Puntal	I-5	133.88	359.22	60.00	45.00	2700.00	361.46	ok	1.01	ws < ws max
Puntal	K-5	133.88	131.53	40.00	25.00	1000.00	133.88	ok	1.02	ws < ws max

Cálculo del refuerzo principal y secundario

Figura 83

Tensores en losa de cimentación H=100cm, se muestran de color azul



El refuerzo principal son los Tensores A-B, C-D, E-F, G-H, I-J, K-L

El refuerzo secundario son los Tensores A-C=B-D, C-E=D-F, E-G=F-H, G-I=H-J, I-K=J-L.

Acero principal de tensor I-J con mayor sollicitación: $F_{ut}=412.20 \text{ Tn}$

Usando $\phi=0.75$ de acuerdo con el método Puntal Tensor

$$A_{ts} = \frac{F_{ut}}{\phi F_y} \quad A_{ts} = \frac{412.20 \times 1000}{0.75 \times 4200} \quad A_{ts \min} = 0.0018 \times 60 \times 50$$

$$A_{ts} = 130.86 \text{ cm}^2 \quad A_{ts \min} = 10.08 \text{ cm}^2$$

Acero colocado 26 barras $\phi 1''$

$$F_{nt} = \phi F_y A_{ts}$$

$$A_{ts \text{ colocado}} = 26 \times 5.07$$

$$A_{ts \text{ colocado}} = 131.82 \text{ cm}^2$$

$$F_{nt} = 0.75 \times 4200 \times 131.82$$

$$F_{nt} = 415233.00 \text{ kg}$$

$$F_{nt} = 415.23 \text{ Tn}$$

$$F_{nt} \geq F_{ut}$$

$$412.20 \text{ Tn} \geq 415.23 \text{ Tn}$$

Cálculo de la longitud de desarrollo de barras a tracción

$$l_d = \left(\frac{f_y \Psi_t \Psi_e \Psi_s \Psi_c}{3.5 \lambda \sqrt{f'c} \left(\frac{c_b + k_{tr}}{d_b} \right)} \right) d_b \quad \left(\frac{c_b + k_{tr}}{d_b} \right) \geq 2.5 \quad l_d = \left(\frac{4200 \times 1 \times 1 \times 1 \times 1}{3.5 \times 1 \times \sqrt{280} (2.5)} \right)^{2.54}$$

$$l_d = 73.31 \text{ cm}$$

Cálculo de la longitud de desarrollo de barras a tracción

$$l_{dh} = \left(\frac{f_y \Psi_e \Psi_r \Psi_o \Psi_c}{23 \lambda \sqrt{f'c}} \right) d_b^{1.5} \quad l_{dh} = \left(\frac{4200 \times 1 \times 1 \times 1 \times 1}{23 \times 1 \times \sqrt{280}} \right) (2.54)^{1.5}$$

$$l_{dh} = 44.18 \text{ cm}$$

$$l_{dh \min} = 8d_b = 8 \times 2.54 = 20.32 \text{ cm}$$

$$l_{dh \min} = 15 \text{ cm}$$

La longitud de desarrollo para barras a tracción es de 73.31cm y como es porción de losa, esta se puede desarrollar con normalidad sin tener restricciones, la longitud de

gancho estándar final es de 44.18cm, y de tiene una altura de 75cm que se puede desarrollar con normalidad.

Tabla 76

Resumen de acero requerido y acero colocado en puntales de losa de cimentación H=100cm

Elementos	Barra	Fut (Tn)	As	As	Usando $\varnothing 1''=5.07\text{cm}^2$	As	Fnt (Tn)	$\varnothing\text{Fnt} \geq \text{Fut}$	Ratio
			Req. (cm ²)	min (cm ²)		colocado			
Tensores	A-B	35.19	11.17	10.8	3	15.21	47.9115	ok	1.36
	C-D	134.03	42.55	10.8	9	45.63	143.7345	ok	1.07
	E-F	181.98	57.77	10.8	12	60.84	191.646	ok	1.05
	G-H	250.67	79.58	10.8	16	81.12	255.528	ok	1.02
	I-J	412.2	130.86	10.8	26	131.82	415.233	ok	1.01
	K-L	53.57	17.01	10.8	4	20.28	63.882	ok	1.19
	A-C, B-D	36.07	11.45	10.8	3	15.21	47.9115	ok	1.33
	C-E, D-F	52.03	16.52	10.8	4	20.28	63.882	ok	1.23
	E-G, F-H	38.07	12.09	10.8	3	15.21	47.9115	ok	1.26
	G-I, H-J	52.67	16.72	10.8	4	20.28	63.882	ok	1.21
	I-K, J-L	112.23	35.63	10.8	8	40.56	127.764	ok	1.14

CÁLCULO A CORTANTE SEGÚN CRSI PARA MPT

Tabla 77

Geometría para el cálculo a cortante por el MPT, para losa H=100cm

Geometría		
a (cm)	25	Ancho de columna
b (cm)	100	Largo de columna
Lx (cm)	400	Ancho porción losa
Ly (cm)	1297	Largo de cabezal
H	100	Altura losa
Dp	60	diámetro del Pilote

Tabla 78

Parámetros de diseño para cálculos a cortante de losa H=100cm

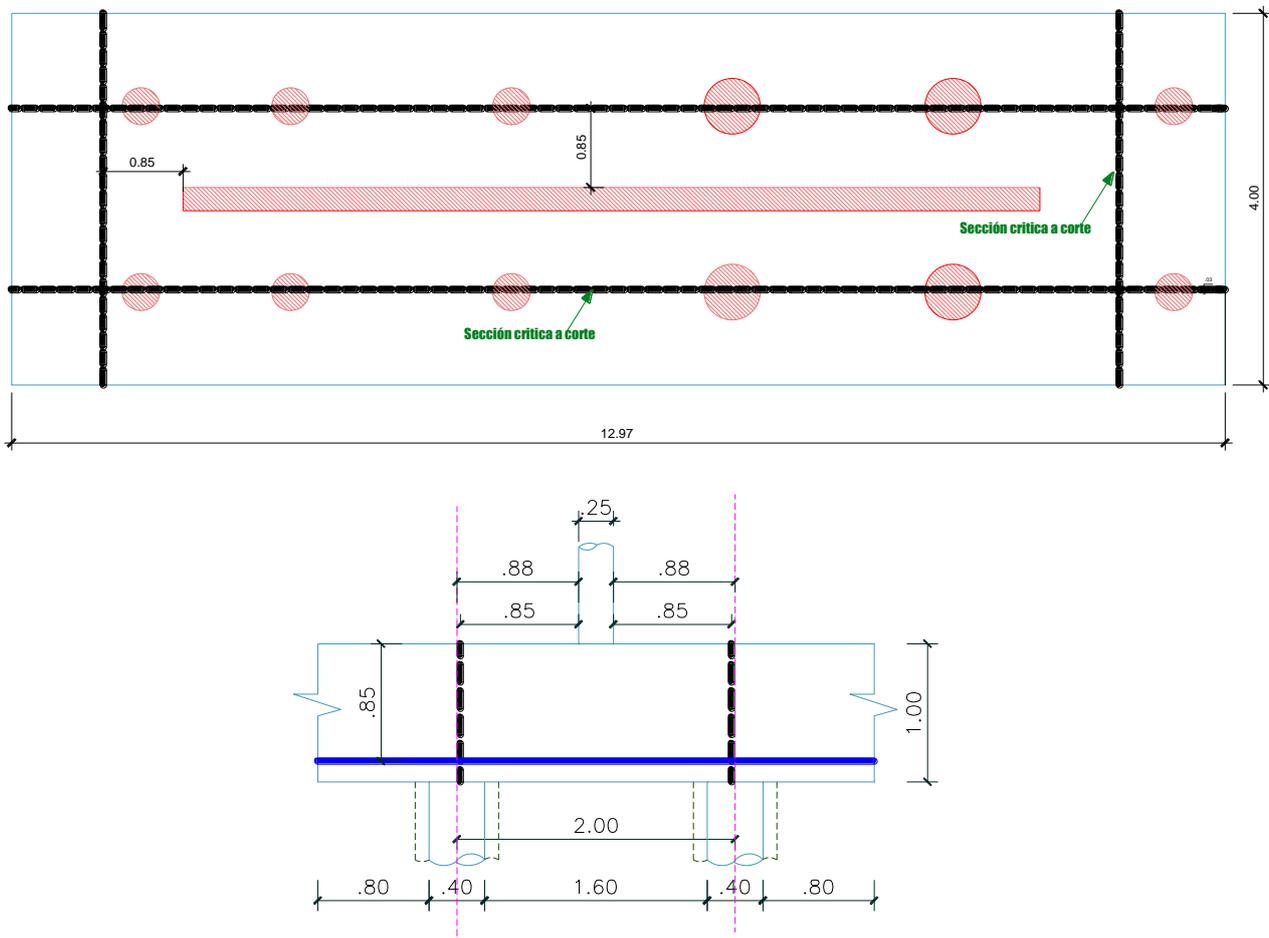
Parámetros de diseño		
$f'c$ (kg/cm ²)	280	Resistencia del concreto
f_y (kg/cm ²)	4200	Fluencia del acero
r (cm)	15	Recubrimiento ACI 318-19 Tabla 20.5.1.3.1 + Long. de empotramiento
d (cm)	85	Peralte Efectivo
ϕ	0.75	Factor de Minoración por Cortante ACI 318-19 Tabla 21.2.1
λ_s	0.67	Factor de tamaño 22.5.5.1.3 ACI 318-19
λ	1.00	Factor de concreto peso normal Tabla 19.2.4.1(a) ACI 318-19

Cortante en 1 dirección método CRSI, para MPT en losa H=100cm

Se analiza el cortante en la longitud más larga debido a que cuenta con mayor sollicitación, en este caso se muestra la porción de losa con un peralte de H=100cm

Figura 84

Sección crítica a corte en una direccion en losa H=100cm



$w=88\text{cm}$ Distancia del borde de la columna hasta el centroide del pilote

$w/d=1.04$ Relación Vuelo/ Peralte Efectivo.

Como $w/d > 1.00$, entonces se procede a calcular mediante el ACI 318-19.

La sumatoria de las reacciones de los pilotes en la longitud mas larga es de $R_u=872.10$

T_n , para calcular el valor del cortante a la distancia $d=85\text{cm}$, se tiene que interpolar linealmente, tal como se estipula en el ACI 318-19 Cap. 13.4.6.5.

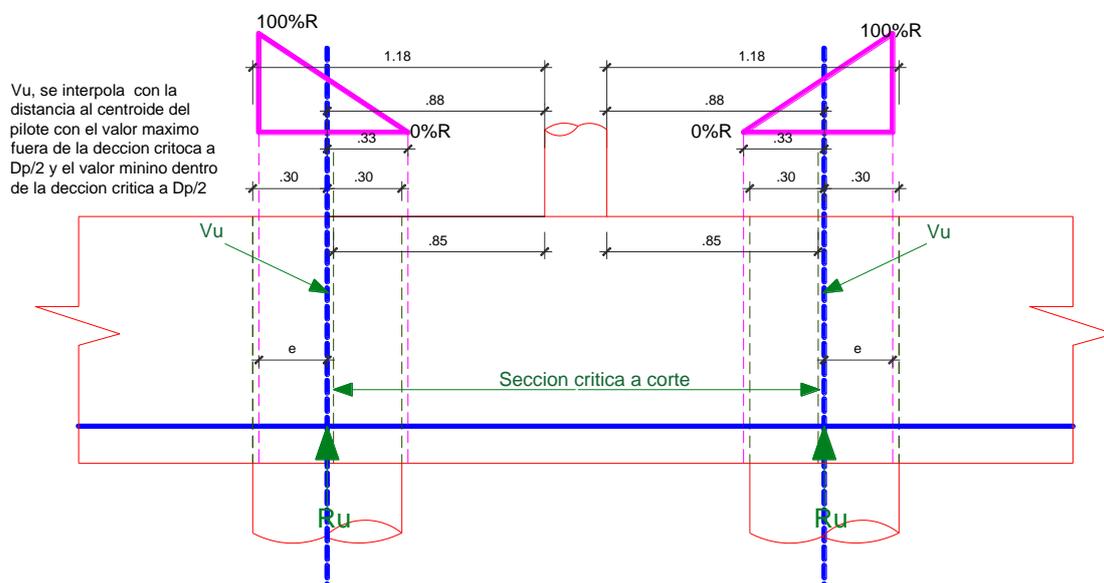
Donde: $e=33\text{cm}$, $R_u=872.10$ T_n , $D_p=60\text{cm}$

$$V_u = R_u \left(\frac{e}{D_p} \right) \quad V_u = 872.10 \left(\frac{33}{60} \right)$$

$$V_u = 479.66 T_n$$

Figura 85

Cortante mayorada, según ACI 13.4.6.5 para MPT



Nota. La normatividad comenta que se produce cortante $D \text{ pile}/2$ que si encuentra la reacción hacia afuera produce cortante, y si encuentra a $D \text{ pile}/2$ dentro, no produce cortante.

$$V_c = 0.53\lambda\sqrt{f'_c}b_wd$$

$$V_c = 0.53 \times 1 \times \sqrt{280} \times 1297 \times 85 \quad V_u \leq \phi V_c$$

$$V_c = 997.72 Tn \quad 479.66 Tn \leq 733.29 Tn$$

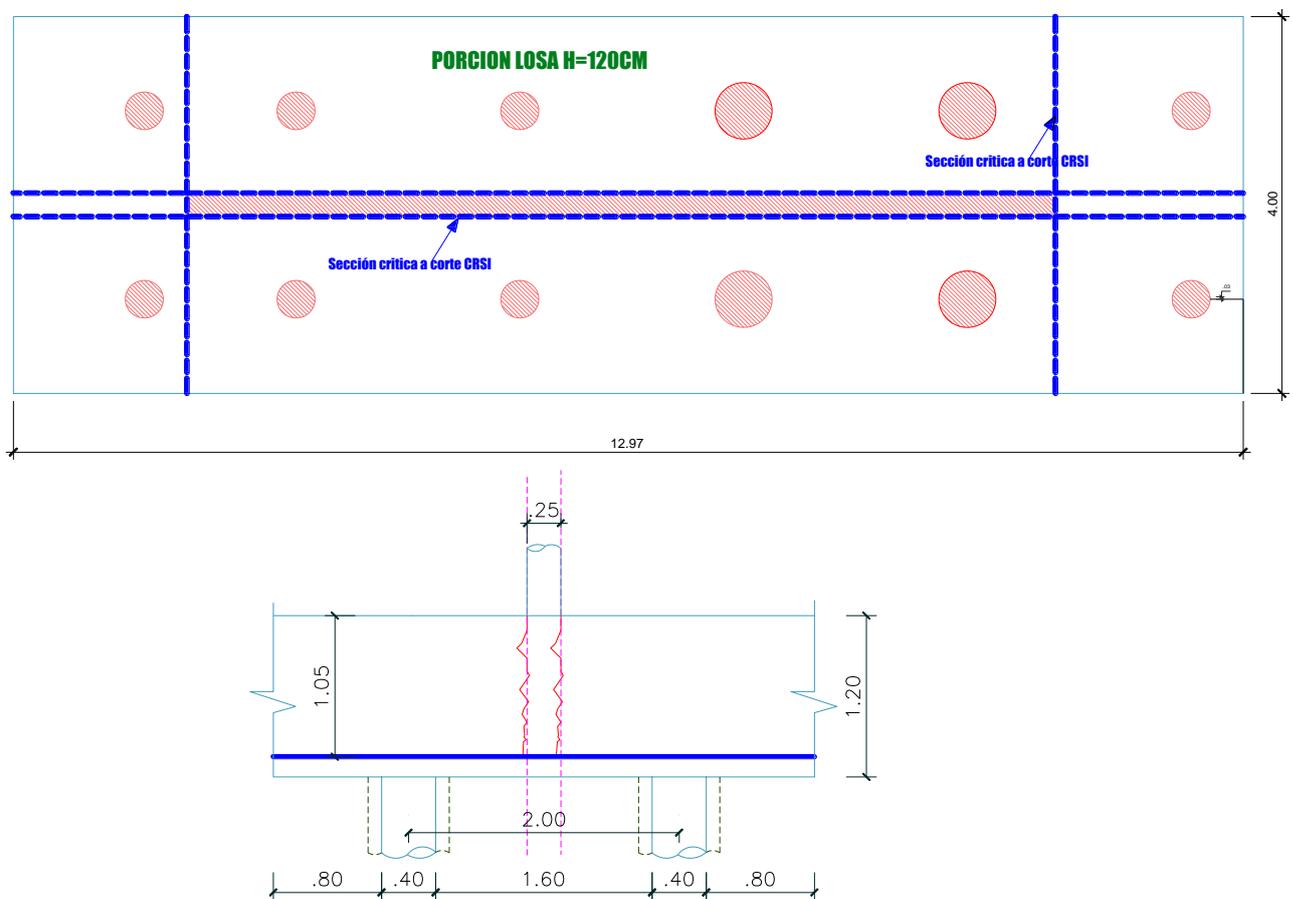
$$\phi V_c = 0.75 \times 997.72 Tn \quad \text{Cumple}$$

$$\phi V_c = 733.29 Tn$$

Cortante en 1 dirección método CRSI, para MPT en losa H=100cm

Figura 86

Sección crítica a cortante en una dirección para losa H=120cm, toma relevancia la sección crítica en la cara de la



Nota. En la Figura 72, se muestra la sección crítica para cortante en una dirección para H=100cm, donde se muestra a una distancia d, de la cara de la columna, el método CRSI, también deriva al ACI-318, en la Fig. 74 cuando $w/d < 1$ en el caso de H=120, la sección crítica a corte se calcula en la cara de la columna el criterio CRSI toma valides.

$w=88\text{cm}$ Distancia del borde de la columna hasta el centroide del pilote

$w/d=0.84$ Relación Vuelo/ Peralte Efectivo.

Como $w/d < 1.00$, entonces ya no se procede a calcular mediante el ACI 318-19. Si no mediante CRSI Handbook

La cortante ultima actuante es la sumatoria de las reacciones de los pilotes de la longitud mas larga en la zona de cortante es $V_u=880.407\text{ Tn}$,

Se calcula el momento generado a la cara de la columna mediante:

$$Mu = 887.40 \times 0.88$$

$$Mu = Vu \times w \quad Mu = 780.91\text{ Tn} \times m$$

Cálculo Resistente del concreto

$$vc = \left(\frac{d}{w}\right) \left[3.5 + 2.5 \frac{M_u}{V_u} \right] \left[0.50\sqrt{f'c} + 0.0265\sqrt{f'c} \left(\frac{V_u d}{M_u}\right) \right] \leq 2.65\sqrt{f'c}$$

$$vc = \left(\frac{0.105}{0.88}\right) \left[3.5 + 2.5 \left(\frac{780.91}{887.40}\right) \right] \left[0.50\sqrt{280} + 0.0265\sqrt{280} \left(\frac{887.40 \times 0.88}{780.91}\right) \right] \leq 2.65\sqrt{280}$$

$$vc = 59.39 \leq 44.34$$

$$vc = 44.34\text{ kg/cm}^2$$

$$\phi V_c = 0.75(vc \times b \times d)$$

$$\phi V_c = 0.75(44.34 \times 1297 \times 105)$$

$$\phi V_c = 4529136.69\text{ kg}$$

$$\phi V = 4529.14\text{ Tn}$$

$$Vu \leq \phi V$$

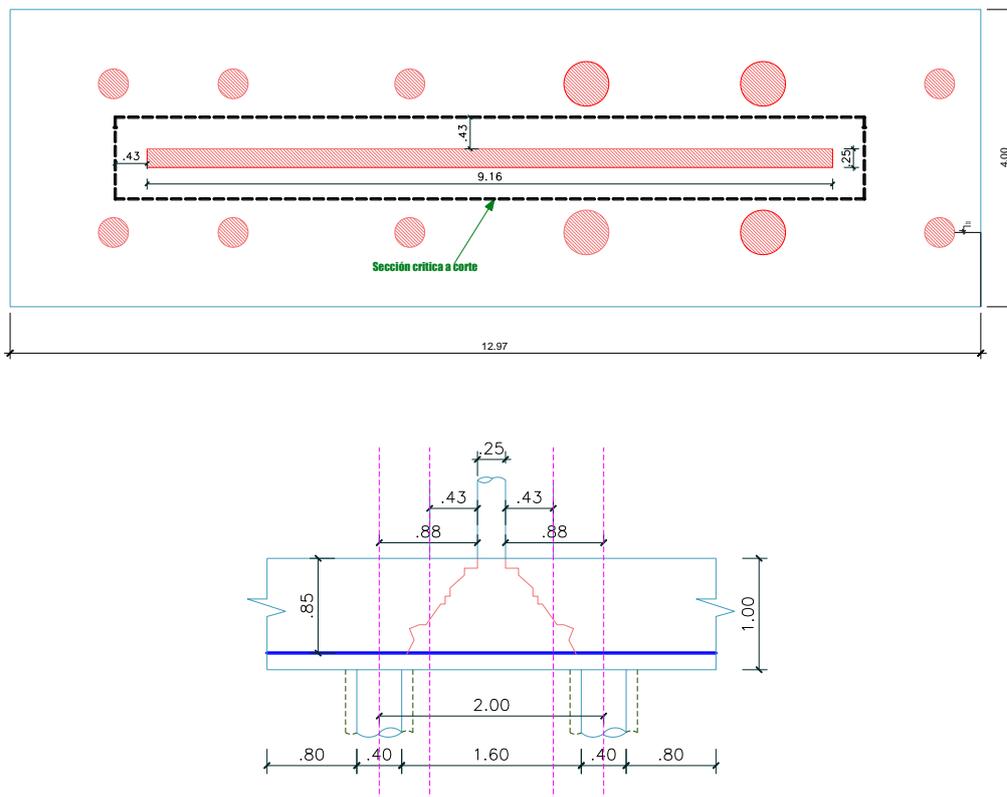
$$4529.14\text{ Tn} \leq 887.40\text{ Tn}$$

Cumple

Cortante en 2 direcciones Método CRSI para MPT en losa H=100

Figura 87

Sección crítica a corte para cortante en dos direcciones para losa h=100cm



$w=88\text{cm}$ Distancia del borde de la columna hasta el centroide del pilote (Vuelo)

$d/2=42.5\text{cm}$ mitad de la distancia del peralte efectivo

Como $w > d/2$, para esta caso el CRSI Handbook, recomienda realizar el cálculo según el ACI 318-19 Cap. 22

Perímetro crítico a punzonamiento

$$b_o = (25 + 85) \times 2 + (916 + 85) \times 2$$

$$b_o = 2222\text{cm}$$

Relación Lado mayor / Lado menor, de muro

$$\beta = \frac{LM}{Lm}$$

$$\beta = \frac{9.16}{0.25}$$

$$\beta = 36.64$$

Factor $\alpha_s=40$, de acuerdo con el Cap. 22.6.5.3 ACI 318-19

Cortante Última, en este caso se toma el valor de la carga axial mayorada que llega a la columna.

$$V_u = 1744.21 \text{ Tn}$$

Cortante resistente del concreto:

$$\lambda_s = \sqrt{\frac{2}{1+0.04d}} \leq 1$$

$$\lambda_s = 0.6714 \leq 1$$

$$\lambda_s = 0.6741$$

Esfuerzo resistente del concreto “vc”

$$vc_1 = 1.1\lambda_s\lambda\sqrt{f'c}$$

$$vc_1 = 1.1 \times 0.6741 \times 1 \times \sqrt{280}$$

$$vc_1 = 12.41 \text{ kg/cm}^2$$

$$vc_2 = 0.27 \left(2 + \frac{a_s d}{b_0} \right) \lambda_s \lambda \sqrt{f'c}$$

$$vc_2 = 0.27 \left(2 + \frac{40 \times 85}{2222} \right) 0.6741 \times 1 \times \sqrt{280}$$

$$vc_2 = 10.75 \text{ kg/cm}^2$$

$$vc_3 = 0.53 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda_s \lambda \sqrt{f'c}$$

$$vc_3 = 0.53 \left(1 + \frac{2}{36.64} \right) 0.6741 \times 1 \times \sqrt{280}$$

$$vc_3 = 6.31 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo resistente del concreto $vc=6.31 \text{ kg/cm}^2$ se elige el menor valor de los calculado anteriormente.

Cortante resistente del concreto “Vc”

$$\phi V_c = \phi vc \times b_o \times d$$

$$\phi V_c = 0.75 \times 6.31 \times 2222 \times 85$$

$$\phi V_c = 893201.49 \text{ kg}$$

$$\phi V_c = 893.20 \text{ Tn}$$

$$V_u \leq \phi V$$

$$17744.2068 \text{ Tn} \leq 893.20 \text{ Tn}$$

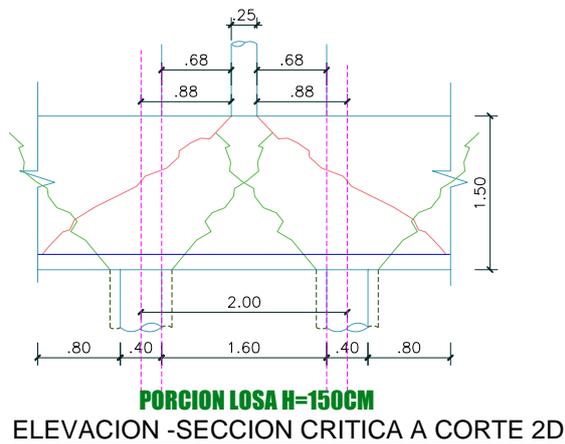
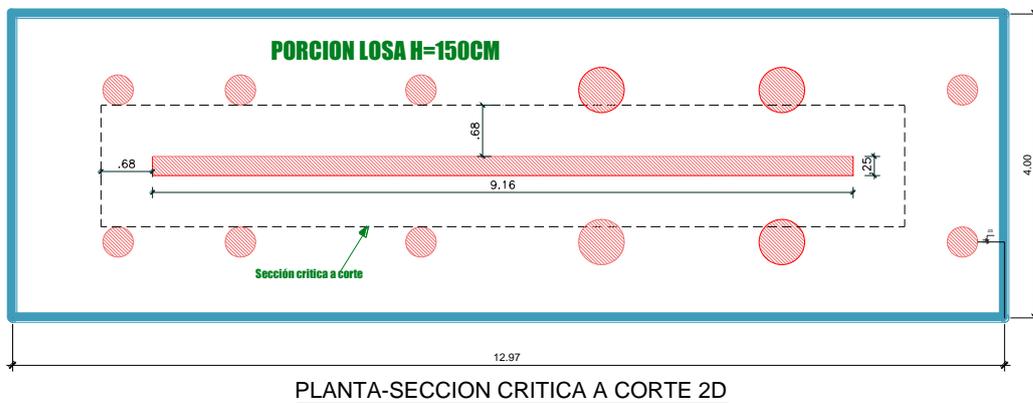
No Cumple

No cumple a cortante en dos direcciones,

Cortante en 2 direcciones Método CRSI para MPT en losa H=150

Figura 88

Sección crítica a corte para cortante en dos direcciones para losa h=150cm



Nota. En la elevación de esta sección crítica a corte, se graficó la posible falla a punzonado por ambos elementos muro estructural y pilotes, interponiéndose las secciones, por lo que no habría punzonamiento en estas secciones, pero se desarrolla el cálculo para poder determinar con más claridad la causa de porque no cumple el punzonado en el muro.

$w=88\text{cm}$ Distancia del borde de la columna hasta el centroide del pilote (Vuelo)

$d/2=65.5\text{cm}$ mitad de la distancia del peralte efectivo

Como $w > d/2$, para este caso el CRSI Handbook, recomienda realizar el cálculo según el ACI 318-19 Cap. 22

Perímetro crítico a punzonamiento

$$b_o = (25 + 135) \times 2 + (916 + 135) \times 2$$

$$b_o = 2422\text{cm}$$

Relación Lado mayor / Lado menor, de muro

$$\beta = \frac{LM}{Lm}$$

$$\beta = \frac{9.16}{0.25}$$

$$\beta = 36.64$$

Factor $\alpha_s=40$, de acuerdo con el Cap. 22.6.5.3 ACI 318-19

Cortante Última, en este caso se toma el valor de la carga axial mayorada que llega a la columna.

$$V_u = 1821.56 \text{ Tn}$$

Cortante resistente del concreto:

$$\lambda_s = \sqrt{\frac{2}{1 + 0.04d}} \leq 1$$

$$\lambda_s = \sqrt{\frac{2}{1 + 0.04 \times 135}} \leq 1$$

$$\lambda_s = 0.55902 \leq 1$$

$$\lambda_s = 0.55902$$

Esfuerzo resistente del concreto “vc”

$$vc_1 = 1.1\lambda_s\lambda\sqrt{f'c}$$

$$vc_1 = 1.1 \times 0.55902 \times 1 \times \sqrt{280}$$

$$vc_1 = 10.29\text{kg/cm}^2$$

$$vc_2 = 0.27\left(2 + \frac{a_s d}{b_0}\right)\lambda_s\lambda\sqrt{f'c}$$

$$vc_2 = 0.27\left(2 + \frac{40 \times 1355}{2422}\right)0.55902 \times 1 \times \sqrt{280}$$

$$vc_2 = 10.68\text{kg/cm}^2$$

$$v_{c_3} = 0.53 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda_s \lambda \sqrt{f'_c}$$

$$v_{c_3} = 0.53 \left(1 + \frac{2}{36.64} \right) 0.55902 \times 1 \times \sqrt{280}$$

$$v_{c_3} = 5.23 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo resistente del concreto $v_c=5.23 \text{ kg/cm}^2$ se elige el menor valor de los calculado anteriormente.

Cortante resistente del concreto “Vc”

$$\phi V_c = \phi v_c \times b_o \times d$$

$$\phi V_c = 0.75 \times 5.23 \times 2422 \times 135$$

$$\phi V_c = 1282126.036 \text{ kg}$$

$$\phi V_c = 1282.13 \text{ Tn}$$

$$V_u \leq \phi V$$

$$1821.58 \text{ Tn} \leq 1282.13 \text{ Tn}$$

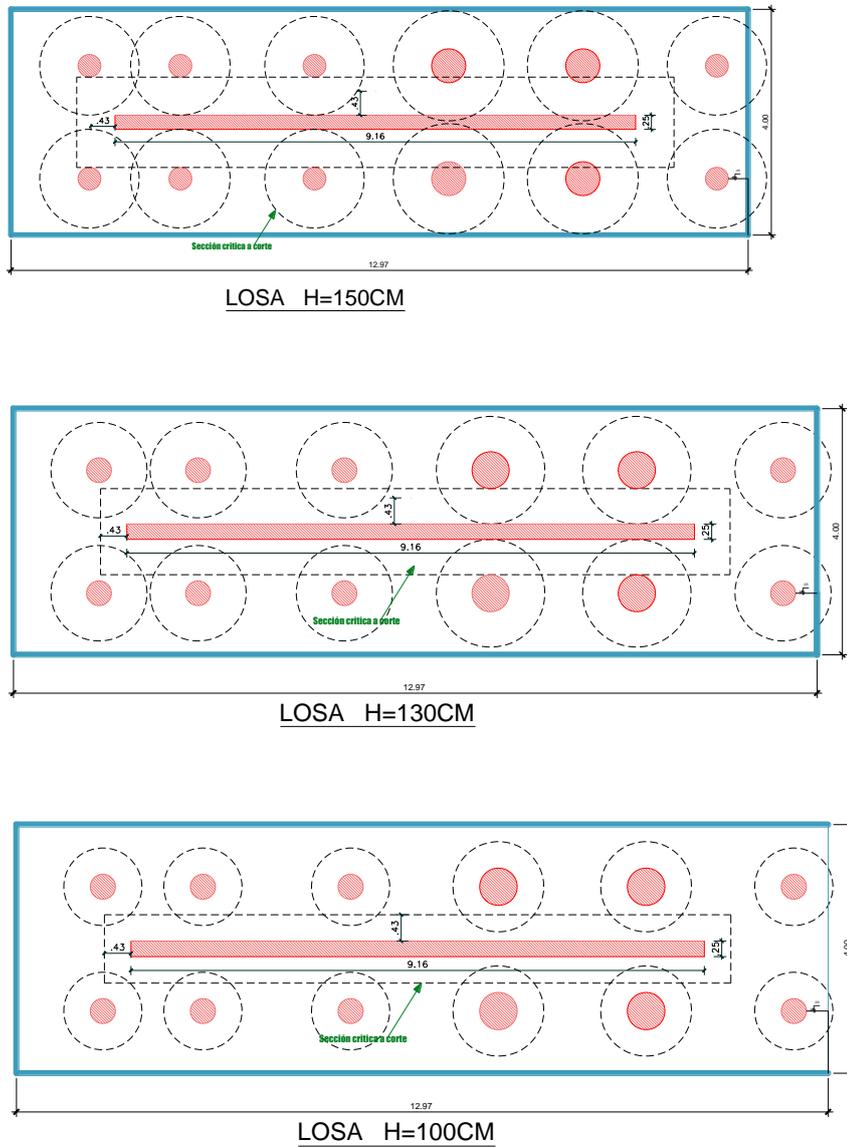
No Cumple

No cumple a cortante en dos direcciones para H=150cm

Al analizar las secciones de punzonamiento de los pilotes y de muro en la losa, se intersecan ambas secciones, por lo que se puede afirmar de que no existe punzonamiento, teniendo en cuenta de que el CRSI cuando w =distancia del borde de columna al centroide del pilote, es mayor que $(d/2)$, entonces se debe seguir con la metodología del ACI318-19 Cap.22. En los ejemplos se realizó el cálculo para losa $H=100\text{cm}$ y $H=150\text{cm}$ para demostrar que en igual se cumple el criterio que se calculó según la metodología del ACI, en la figura siguiente de muestra la intersección de perímetros críticos a corte. Se requiere realizar más investigación en el modo de falla de muros de corte a punzonamiento en losas de cimentación y ver la aplicabilidad de las fórmulas o los factores formas que reducen en un 50% aproximadamente la resistencia del concreto., tal como se demuestra en los cálculos anteriores.

Figura 89

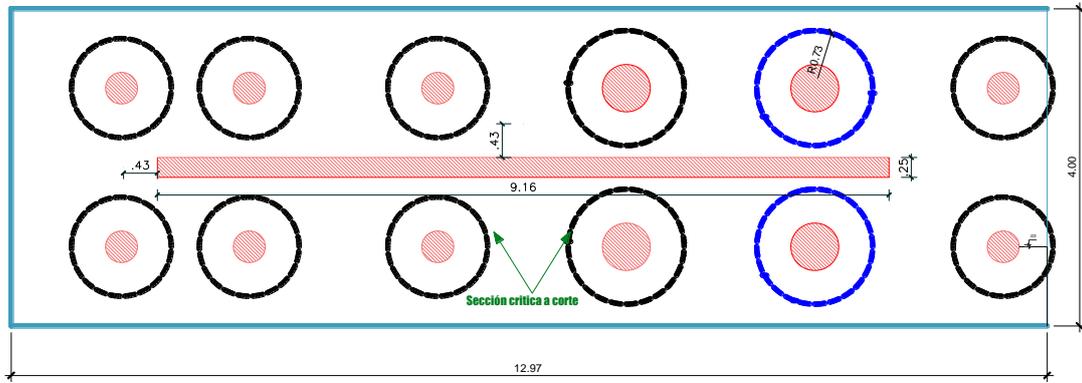
Superposición de las secciones críticas a corte en losa de cimentación, por muro y pilotes



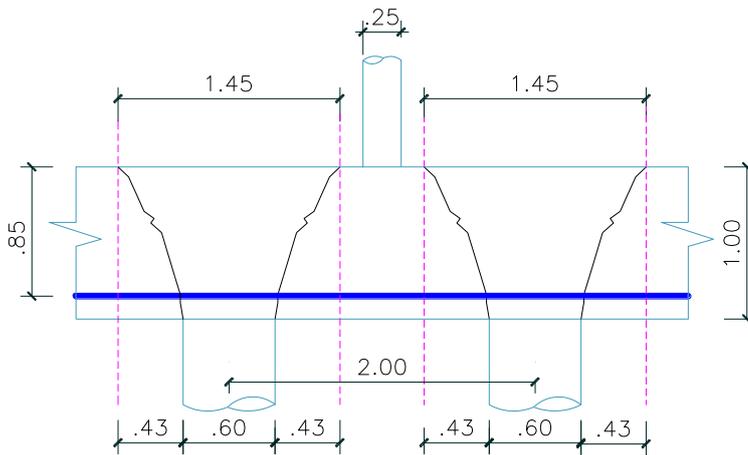
Punzonamiento de los pilotes para losa H=100cm

Figura 90

perímetro crítico a punzonamiento de pilotes cas cargados en losa H=100cm



SECCION CRITICA A PUNZONAMIENTO DE PILOTES- LOSA H=100CM



ELEVACION SECCION CRITICA A PUNZONAMIENTO DE PILOTES- LOSA H=100CM

Se la seleccionado los pilotes I,J, que son los que tienen una sollicitación de carga, reacción $P_I=R_J=329.76$ Tn, con un diámetro de 60cm en los pilotes.

Perímetro crítico a punzonamiento

$$b_o = \left[\frac{d}{2} + \frac{D_p}{2} \right] 2\pi$$

$$b_o = \left[\frac{85}{2} + \frac{60}{2} \right] 2\pi$$

$$b_o = 455.53\text{cm}$$

Relación Diámetro mayor / diámetro menor, de pilote

$$\beta = \frac{DM}{Dm}$$

$$\beta = \frac{60}{60}$$

$$\beta = 1$$

Factor $\alpha_s=20$, de acuerdo al 22.6.5.3 ACI 318-19

Cortante Última, en este caso se toma el valor máximo de la reacción que llega del pilote, $V_u=329.76 \text{ Tn}$

Cortante resistente del concreto:

Esfuerzo resistente del concreto “ v_c ”

$$v_{c1} = 1.1\lambda_s\lambda\sqrt{f'c} \qquad v_{c2} = 0.27\left(2 + \frac{a_s d}{b_0}\right)\lambda_s\lambda\sqrt{f'c}$$

$$v_{c1} = 1.1 \times 0.6741 \times 1 \times \sqrt{280} \qquad v_{c2} = 0.27\left(2 + \frac{20 \times 85}{455.53}\right) 0.6741 \times 1 \times \sqrt{280}$$

$$v_{c1} = 12.41 \text{ kg/cm}^2 \qquad v_{c2} = 17.46 \text{ kg/cm}^2$$

$$v_{c3} = 0.53\left(1 + \frac{2}{\beta}\right)\lambda_s\lambda\sqrt{f'c}$$

$$v_{c3} = 0.53\left(1 + \frac{2}{1}\right) 0.6741 \times 1 \times \sqrt{280}$$

$$v_{c3} = 17.94 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo resistente del concreto $v_c=12.41 \text{ kg/cm}^2$ se elige el menor valor de los calculado anteriormente.

Cortante resistente del concreto “ V_c ”

$$\phi V_c = \phi v_c \times b_0 \times d$$

$$\phi V_c = 0.75 \times 12.41 \times 455.53 \times 85$$

$$\phi V_c = 360378.13 \text{ kg}$$

$$\phi V_c = 360.38 \text{ Tn}$$

$$V_u \leq \phi V_c$$

$$329.76 \text{ Tn} \leq 360.38 \text{ Tn}$$

Cumple

DISEÑO DE LOSA METODO FLEXION Y CORTE

Para el diseño por flexión y corte mediante el método convencional, para este caso tomaremos los datos del software Etabs, tomando en cuenta franjas de diseño de 0.90m de ancho tributario.

Tabla 79

Datos y parámetros de diseño a flexión por el MFC, en losa H=100cm

Datos		
h (cm)	100	Altura total losa
b (cm)	90	Ancho franja
d (cm)	85.00	Peralte efectivo
f'c (kg/cm ²)	280	Resistencia a compresión
fy (kg/cm ²)	4200	Fluencia del acero
ρb	0.0283	Cuantía Balanceada
β1	0.850	Factor Tabla 22.2.2.4.3 ACI-318.19
φ	0.9	Factor de minoración a flexión
r	15	Recubrimiento inferior
r'	5	Recubrimiento Lateral
As min	16.20	
As máx.	162.56	

Cuantía Balanceada

$$\rho b = \frac{0.85 f'c \beta_1 \left(\frac{6000}{fy + 6000} \right)}{fy}$$

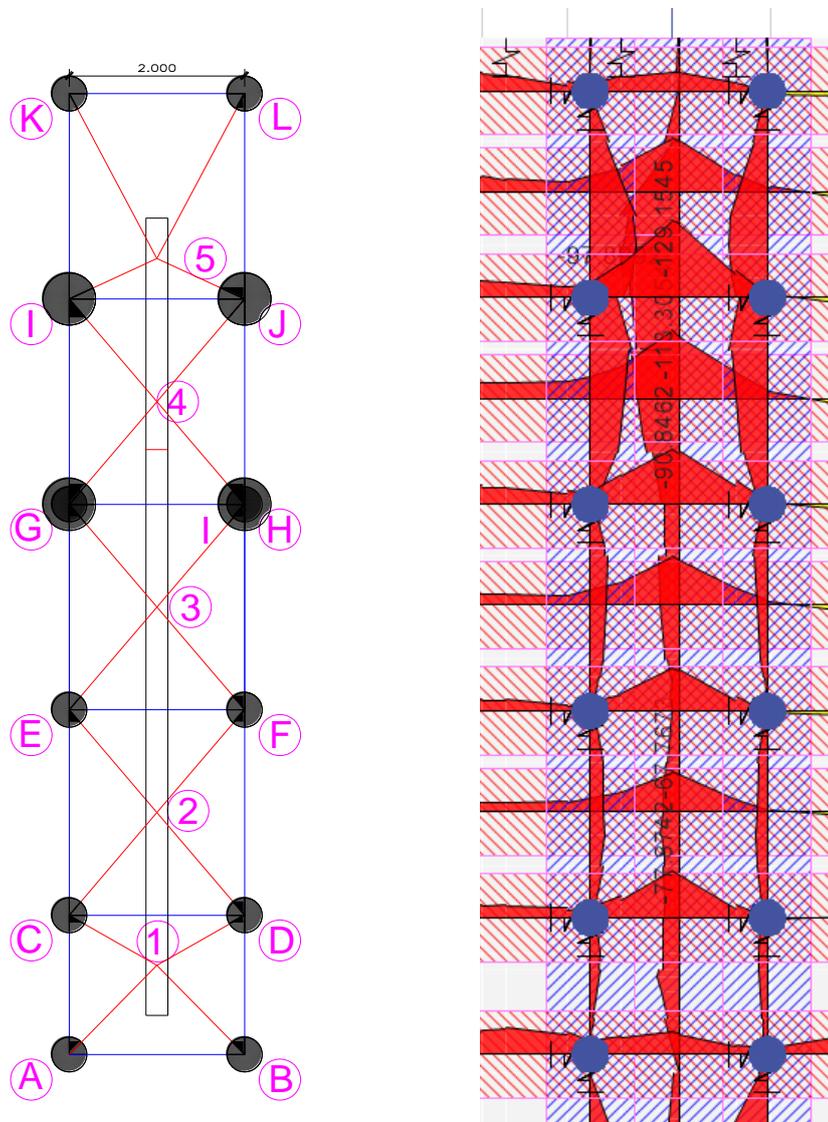
$$\rho b = \frac{0.85 \times 280 \times 0.85 \left(\frac{6000}{4200 + 6000} \right)}{4200}$$

$$\rho b = 0.00283$$

Cálculo Momento Ultimo, se calcula de acuerdo con el ACI 318-19 en 13.2.7 “Secciones Criticas para cimentaciones de pilotes y cabezales de pilotes”, la cual especifica que debe ser calculado el momento en la cara de la columna o pedestal, en 13.4.6.2 “Cabezales de pilotes” afirma que los momentos cortantes y momentos mayorados se deben calcular tomando en cuenta que la reacción del pilote está concentrada en su centroide.

Figura 91

Momento Máximo positivos en franjas de diseño por MFC en losa



Nota. los datos extraídos son del modelamiento realizado en el software Etabs V17, al lado derecho de muestra la ubicación de los pilotes y al derecho los momentos tomados mediante franjas de diseño tanto para X como Y.

Momentos en las diferentes se muestran en la tabla siguiente obtenidas del software

Etabs V17

Momentos por Franjas	
Franja X-X	Mu (Tn*m)
A-B	38.42
C-D	77.87
E-F	70.29
G-H	90.84
I-J	129.15
K-L	31.42
Franja Y-Y	Mu (Tn*m)
A-C, B-D	14.23
C-E, D-F	22.62
E-G, F-H	25.82
G-I, H-J	68.01
I-K, J-L	76.84

Se toma el momento máximo en la franja I-J, $M_u=129.15 \text{ Tn}^*\text{m}$

Cálculo de acero a flexión

$$A_s = \left[d - \sqrt{d^2 - \frac{4M_u}{\phi 1.7 f' c b}} \right] \left[\frac{0.85 f' c b}{f_y} \right]$$

$$A_s = \left[85 - \sqrt{85^2 - \frac{4 \times 129.15 \times 10^5}{\phi 1.7 \times 280 \times 90}} \right] \left[\frac{0.85 \times 280 \times 100}{4200} \right]$$

$$A_s = 42.96 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = 0.0018 \times 90 \times 100$$

$$A_{s_{\min}} = 16.20 \text{ cm}^2$$

Acero Requerido es 42.96cm²

Se colocara 9 barras de 1”

$$A_{s \text{ colocado}} = 9 \times 5.07$$

$$A_{s \text{ colocado}} = 45.63 \text{ cm}^2$$

Cálculo de cuantía de acero

$$\rho = \frac{A_s}{bd}$$

$$\rho = \frac{45.63}{90 \times 85}$$

$$\rho = 0.006$$

Cálculo de cuantía máxima

$$\rho_{\max} = 0.5 \rho b$$

$$\rho_{\max} = 0.5 \times 0.0283$$

$$\rho_{\max} = 0.0142$$

Verificación por cuantías

$$\rho < \rho_{\max}$$

$$0.006 < 0.0142$$

Cumple

Cálculo de Momento Nominal

$$a = \frac{Asf_y}{0.85 f' c b}$$

$$a = \frac{45.63 \times 4200}{0.85 \times 280 \times 90} \qquad c = \frac{a}{0.85}$$

$$a = 8.95 \qquad c = 10.53$$

$$Mn = \phi f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) As$$

$$Mn = 0.9 \times 4200 \left(85 - \frac{8.95}{2} \right) 45.63$$

$$Mn = 138.89 Tn \times m$$

$$Mu < Mn$$

$$129.15 < 38.89$$

Cumple

Cálculo de deformaciones para verificar que la falla este controlada por tracción $\phi=0.9$,

Tabla 21.2.2 ACI 318-19

$$\epsilon_t \geq \epsilon_{ty} + 0.003$$

$$\epsilon_t \geq 0.002 + 0.003$$

$$\epsilon_t \geq 0.005 \dots \phi = 0.9$$

$$\epsilon_{ty} = \frac{f_y}{E_s}$$

$$\epsilon_{ty} = \frac{4200}{2.1 \times 10^6}$$

$$\epsilon_{ty} = 0.002$$

Por relación de triángulos, se tiene:

$$\varepsilon_t = \left(\frac{d - c}{c} \right) \varepsilon_{cu}$$

$$\varepsilon_t = \left(\frac{85 - 10.53}{10.53} \right) 0.003$$

$$\varepsilon_t = 0.02122$$

$$\varepsilon_t \geq 0.005$$

$$0.02122 \geq 0.005$$

falla controlada por tracción ∴ $\phi = 0.9$

Los controles de adherencia y longitud de desarrollo para barras a tracción se calcularon en el método Puntal Tensor, no es necesario calcular nuevamente.

CÁLCULO DE CORTANTE EN UNA Y DOS DIRECCIONES

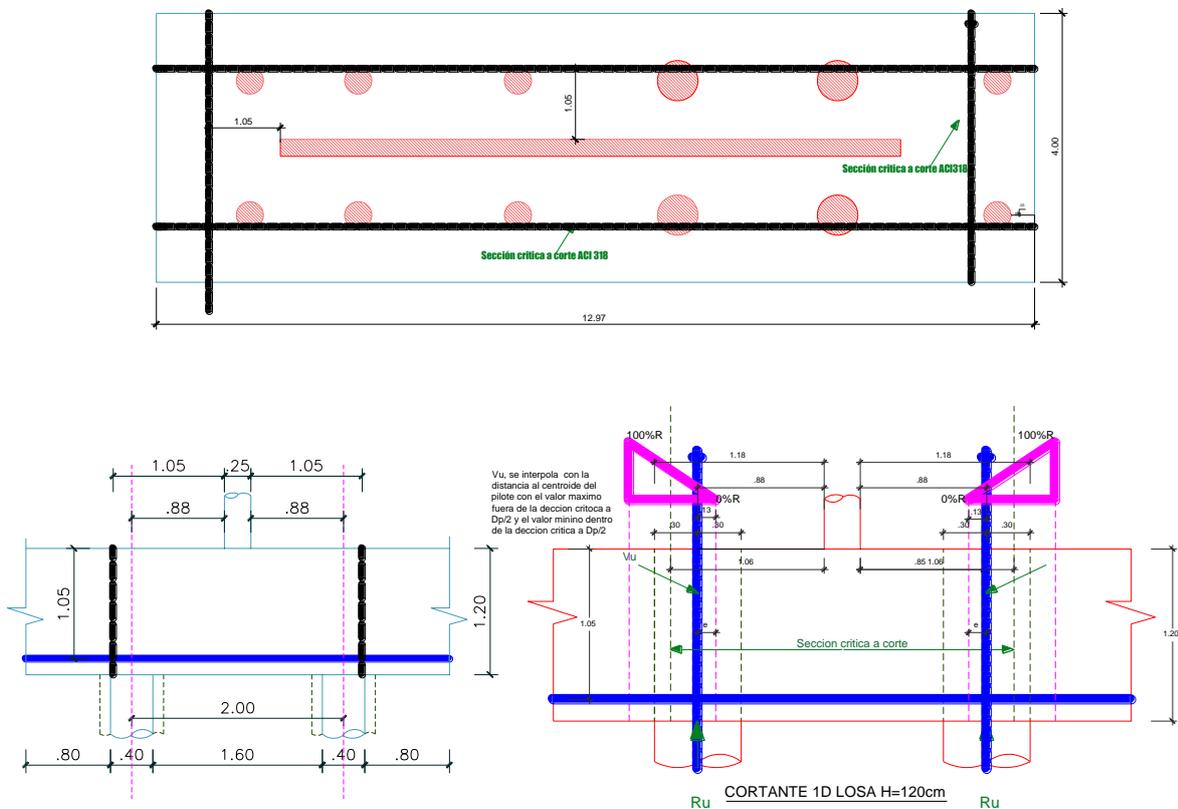
Cálculo a cortante en una dirección

El procedimiento se puede verificar en la el cortante en una dirección del método Puntal Tensor para H=100cm

Para la porción de losa H=120, los cálculos se muestran a continuación.

Figura 92

Sección crítica a corte en una dirección, losa H=120



Cálculo de cortante ultima

$$Vu = Ru \left(\frac{e}{Dp} \right) \quad Vu = 887.40 \left(\frac{13}{60} \right)$$

$$Vu = 192.27 Tn$$

Cálculo de cortante resistente de concreto

$$Vc = 0.53 \lambda \sqrt{f'c} b_w d$$

$$Vc = 0.53 \times 1 \sqrt{280} \times 1297 \times 105$$

$$Vc = 1207.77 Tn$$

$$\phi Vc = 0.75 \times 1207.77 Tn$$

$$\phi Vc = 905.83 Tn$$

$$Vu \leq \phi Vc$$

$$192.27 Tn \leq 905.83 Tn$$

Cumple

Cortante en dos direcciones

Sel procedimiento se puede verificar en la el cortante en una dirección del método Puntal

Tensor para H=100cm

Punzonamiento de los pilotes.

De la misma manera, en este caso no va a variar ningún factor ni un valor de cortante, por lo que para este caso es el mismo procedimiento calculado en el MTP.

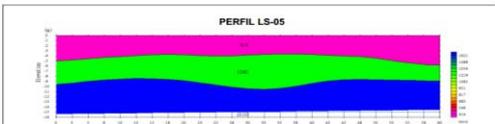
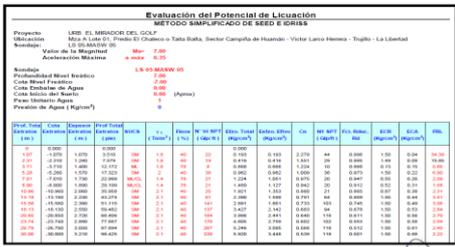
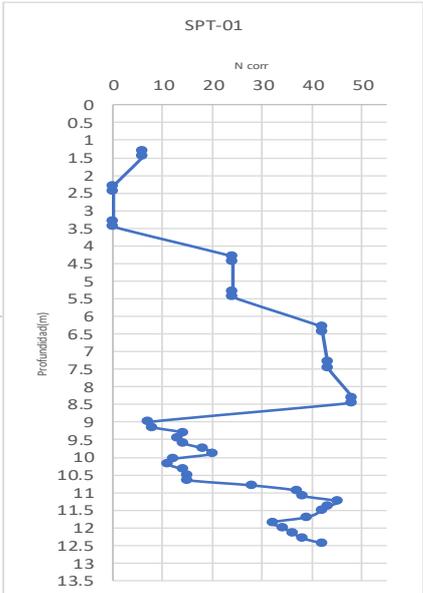
Según la técnica de revisión documental, se obtendrá la ficha de datos para el Método Puntal Tensor ACI 318-19 Cap. 23 y Método Flexión y corte NTP E060 Cap 10. Ver Anexo N°02,

Ficha de datos para el cálculo de Resistencia por punta y fricción de pilotes. Ver Anexo 03.

Ficha de datos del Estudio de Suelos -Habilitación urbana -urbanización el mirador del golf- Brindada por la Municipalidad Distrital de Víctor Larco -Trujillo. Ver anexo N°04.

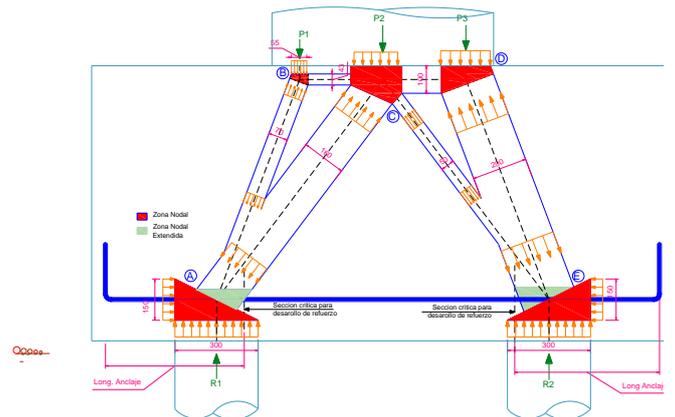
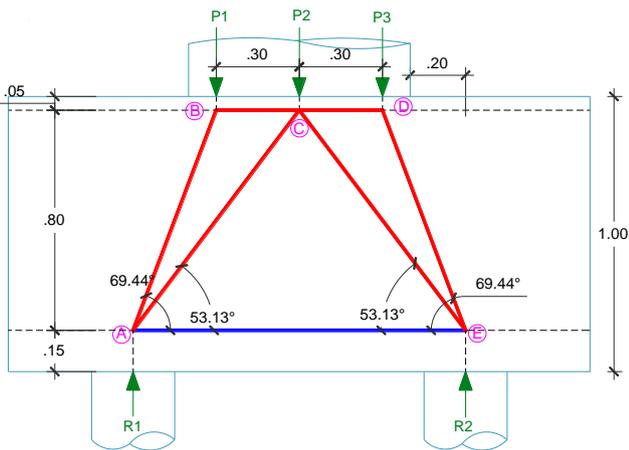
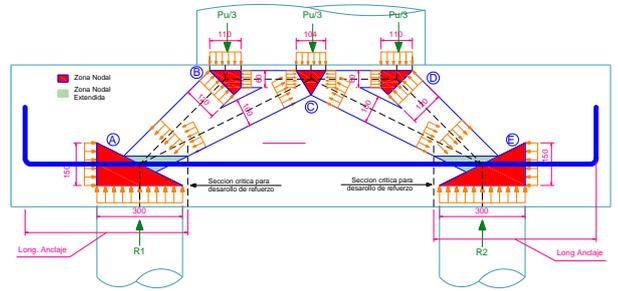
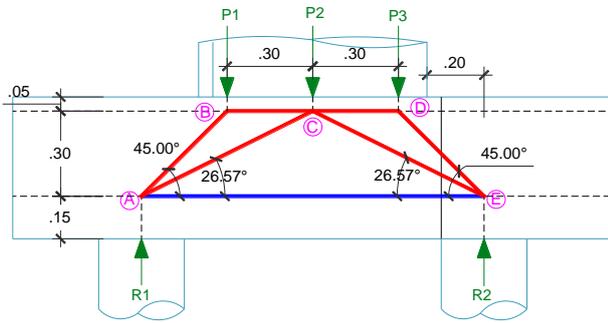
Ficha de datos Plano Estructurales y Arquitectónicos de Licencia de edificación n° 020-2018-proyecto" Urbanización el Mirador del Golf"-CLASEM SAC. Anexo 05

ANEXO 02 Datos Geotécnicos del Estudio de suelos

Datos de estudio de suelos-Habilitación urbana -urbanización el mirador del golf- Brindada por la MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE VICTOR LARCO -TRUJILLO																																																																																																																																																																																																																							
<p>Sismicidad- Parametros de diseño Sismo Resistente</p>  <p>2.4 Parámetros de Diseño Sismo Resistente</p> <p>El suelo investigado a nivel de cimentación, pertenece al perfil Tipo S2 (intermedia, arena densa). De acuerdo al Reglamento Nacional de Edificaciones y a la Norma Técnica de edificación E-030-Diseño Sismo resistente, se deberá tomar los siguientes valores:</p> <p>(a) Factor de Zona $Z = 0.45 (*)$ (b) Condiciones Geotécnicas (c) Periodo de Vibración del Suelo $T_p = 0.60 \text{ seg}$ (d) Periodo de Vibración del Suelo $T_l = 2.00 \text{ seg}$ (e) Factor de Amplificación del Suelo $S = 1.05$</p>	<p>Clasificación de suelos</p> <p>Se tiene el siguiente cuadro resumen de ensayos:</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>Calicata</th> <th>Muestra</th> <th>w (%)</th> <th>Gravas</th> <th>Arenas</th> <th>Finos</th> <th>L.L.</th> <th>L.P.</th> <th>SUCS</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>C-1</td><td>M-1</td><td>11.51</td><td>0.00</td><td>23.33</td><td>76.67</td><td>19.44</td><td>21.67</td><td>ML</td></tr> <tr><td>C-1</td><td>M-2</td><td>19.60</td><td>0.00</td><td>37.21</td><td>62.79</td><td>20.67</td><td>19.79</td><td>ML</td></tr> <tr><td>C-1</td><td>M-3</td><td>15.76</td><td>0.00</td><td>61.82</td><td>38.18</td><td>17.12</td><td>N.T.</td><td>SM</td></tr> <tr><td>C-2</td><td>M-1</td><td>15.78</td><td>0.00</td><td>27.95</td><td>72.05</td><td>18.85</td><td>18.44</td><td>ML</td></tr> <tr><td>C-2</td><td>M-2</td><td>23.37</td><td>0.00</td><td>91.45</td><td>8.55</td><td>30.55</td><td>15.29</td><td>SP-SC</td></tr> <tr><td>C-2</td><td>M-3</td><td>8.43</td><td>0.00</td><td>84.17</td><td>15.86</td><td>?</td><td>?</td><td>SM</td></tr> <tr><td>C-2</td><td>M-4</td><td>23.89</td><td>0.00</td><td>5.59</td><td>94.41</td><td>22.22</td><td>15.48</td><td>CL-ML</td></tr> <tr><td>C-3</td><td>M-1</td><td>8.15</td><td>0.00</td><td>51.75</td><td>48.25</td><td>30.54</td><td>17.84</td><td>SC</td></tr> <tr><td>C-3</td><td>M-2</td><td>25.03</td><td>0.00</td><td>27.78</td><td>72.22</td><td>26.51</td><td>15.82</td><td>CL</td></tr> <tr><td>C-4</td><td>M-1</td><td>12.64</td><td>0.00</td><td>37.43</td><td>62.57</td><td>37.13</td><td>16.22</td><td>CL</td></tr> <tr><td>C-4</td><td>M-2</td><td>16.98</td><td>0.00</td><td>21.38</td><td>78.62</td><td>39.11</td><td>14.77</td><td>CL</td></tr> </tbody> </table>	Calicata	Muestra	w (%)	Gravas	Arenas	Finos	L.L.	L.P.	SUCS	C-1	M-1	11.51	0.00	23.33	76.67	19.44	21.67	ML	C-1	M-2	19.60	0.00	37.21	62.79	20.67	19.79	ML	C-1	M-3	15.76	0.00	61.82	38.18	17.12	N.T.	SM	C-2	M-1	15.78	0.00	27.95	72.05	18.85	18.44	ML	C-2	M-2	23.37	0.00	91.45	8.55	30.55	15.29	SP-SC	C-2	M-3	8.43	0.00	84.17	15.86	?	?	SM	C-2	M-4	23.89	0.00	5.59	94.41	22.22	15.48	CL-ML	C-3	M-1	8.15	0.00	51.75	48.25	30.54	17.84	SC	C-3	M-2	25.03	0.00	27.78	72.22	26.51	15.82	CL	C-4	M-1	12.64	0.00	37.43	62.57	37.13	16.22	CL	C-4	M-2	16.98	0.00	21.38	78.62	39.11	14.77	CL																																																																																																										
Calicata	Muestra	w (%)	Gravas	Arenas	Finos	L.L.	L.P.	SUCS																																																																																																																																																																																																															
C-1	M-1	11.51	0.00	23.33	76.67	19.44	21.67	ML																																																																																																																																																																																																															
C-1	M-2	19.60	0.00	37.21	62.79	20.67	19.79	ML																																																																																																																																																																																																															
C-1	M-3	15.76	0.00	61.82	38.18	17.12	N.T.	SM																																																																																																																																																																																																															
C-2	M-1	15.78	0.00	27.95	72.05	18.85	18.44	ML																																																																																																																																																																																																															
C-2	M-2	23.37	0.00	91.45	8.55	30.55	15.29	SP-SC																																																																																																																																																																																																															
C-2	M-3	8.43	0.00	84.17	15.86	?	?	SM																																																																																																																																																																																																															
C-2	M-4	23.89	0.00	5.59	94.41	22.22	15.48	CL-ML																																																																																																																																																																																																															
C-3	M-1	8.15	0.00	51.75	48.25	30.54	17.84	SC																																																																																																																																																																																																															
C-3	M-2	25.03	0.00	27.78	72.22	26.51	15.82	CL																																																																																																																																																																																																															
C-4	M-1	12.64	0.00	37.43	62.57	37.13	16.22	CL																																																																																																																																																																																																															
C-4	M-2	16.98	0.00	21.38	78.62	39.11	14.77	CL																																																																																																																																																																																																															
<p>Exploraciones Geofísicas, Datos de ensayos de refracción sísmica</p>  <table border="1"> <thead> <tr> <th>Observaciones Ensayo</th> <th>Tipo de onda</th> <th>Vp (m/s)</th> <th>Descripción del tipo de suelo estimado</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td rowspan="3">LS 05</td><td rowspan="3">P</td><td>414</td><td>Material medianamente compacto.</td></tr> <tr><td>1340</td><td>Material compacto, posiblemente arenas limosas o arenas saturadas (Valores típicos de velocidad de ondas "P" Norma ASTM - D 5777)</td></tr> <tr><td>2110</td><td>Posiblemente arenas muy compactas u otro material muy compacto</td></tr> </tbody> </table>	Observaciones Ensayo	Tipo de onda	Vp (m/s)	Descripción del tipo de suelo estimado	LS 05	P	414	Material medianamente compacto.	1340	Material compacto, posiblemente arenas limosas o arenas saturadas (Valores típicos de velocidad de ondas "P" Norma ASTM - D 5777)	2110	Posiblemente arenas muy compactas u otro material muy compacto	<p>Calculo de capacidad portante de la cimentacion</p> <p>Se considerará dimensiones nominales:</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>B(m.)</th> <th>L(m.)</th> <th>Df(m.)</th> <th>Ys</th> <th>Y</th> <th>Qd(n/m2)</th> <th>Qad(Kg/cm2)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>2</td><td>1</td><td>2</td><td>0.8</td><td>0.8</td><td>97.94</td><td>3.26</td></tr> <tr><td>2.5</td><td>1.2</td><td>2</td><td>0.8</td><td>0.8</td><td>101.57</td><td>3.39</td></tr> <tr><td>3</td><td>1.5</td><td>2</td><td>0.8</td><td>0.8</td><td>105.20</td><td>3.51</td></tr> <tr><td>3.5</td><td>2</td><td>2</td><td>0.8</td><td>0.8</td><td>108.82</td><td>3.63</td></tr> <tr><td>4</td><td>2.5</td><td>2</td><td>0.8</td><td>0.8</td><td>112.45</td><td>3.75</td></tr> <tr><td>4.5</td><td>2.8</td><td>2</td><td>0.8</td><td>0.8</td><td>116.08</td><td>3.87</td></tr> <tr><td>4.5</td><td>3</td><td>2</td><td>0.8</td><td>0.8</td><td>116.08</td><td>3.87</td></tr> <tr><td>5</td><td>3.5</td><td>2</td><td>0.8</td><td>0.8</td><td>119.70</td><td>3.99</td></tr> </tbody> </table>	B(m.)	L(m.)	Df(m.)	Ys	Y	Qd(n/m2)	Qad(Kg/cm2)	2	1	2	0.8	0.8	97.94	3.26	2.5	1.2	2	0.8	0.8	101.57	3.39	3	1.5	2	0.8	0.8	105.20	3.51	3.5	2	2	0.8	0.8	108.82	3.63	4	2.5	2	0.8	0.8	112.45	3.75	4.5	2.8	2	0.8	0.8	116.08	3.87	4.5	3	2	0.8	0.8	116.08	3.87	5	3.5	2	0.8	0.8	119.70	3.99																																																																																																																																											
Observaciones Ensayo	Tipo de onda	Vp (m/s)	Descripción del tipo de suelo estimado																																																																																																																																																																																																																				
LS 05	P	414	Material medianamente compacto.																																																																																																																																																																																																																				
		1340	Material compacto, posiblemente arenas limosas o arenas saturadas (Valores típicos de velocidad de ondas "P" Norma ASTM - D 5777)																																																																																																																																																																																																																				
		2110	Posiblemente arenas muy compactas u otro material muy compacto																																																																																																																																																																																																																				
B(m.)	L(m.)	Df(m.)	Ys	Y	Qd(n/m2)	Qad(Kg/cm2)																																																																																																																																																																																																																	
2	1	2	0.8	0.8	97.94	3.26																																																																																																																																																																																																																	
2.5	1.2	2	0.8	0.8	101.57	3.39																																																																																																																																																																																																																	
3	1.5	2	0.8	0.8	105.20	3.51																																																																																																																																																																																																																	
3.5	2	2	0.8	0.8	108.82	3.63																																																																																																																																																																																																																	
4	2.5	2	0.8	0.8	112.45	3.75																																																																																																																																																																																																																	
4.5	2.8	2	0.8	0.8	116.08	3.87																																																																																																																																																																																																																	
4.5	3	2	0.8	0.8	116.08	3.87																																																																																																																																																																																																																	
5	3.5	2	0.8	0.8	119.70	3.99																																																																																																																																																																																																																	
<p>Datos de medición de ondas de superficie en arreglo multicanal (MASW)</p> <p>Los parámetros de resistencia, recomendados hasta una profundidad de 30 m, realizados en las líneas LS 05 - MASW05</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>Prof (m)</th> <th>Vp (m/s)</th> <th>Vs (m/s)</th> <th>Densidad (T/m3)</th> <th>N</th> <th>f (°)</th> <th>C (kg/cm2)</th> <th>Es (Kg/cm2)</th> <th>Relación de poisson μ</th> <th>Clasificación según IBC-2009</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>1.07</td><td>419.4</td><td>226.0</td><td>1.8</td><td>22</td><td>31.58</td><td>-</td><td>182.0</td><td>0.30</td><td>Suelo compacto</td></tr> <tr><td>2.31</td><td>426.4</td><td>215.5</td><td>1.8</td><td>19</td><td>30.41</td><td>-</td><td>151.1</td><td>0.33</td><td>Suelo compacto</td></tr> <tr><td>3.71</td><td>433.4</td><td>166.5</td><td>1.8</td><td>8</td><td>26.00</td><td>-</td><td>72.0</td><td>0.41</td><td>Suelo blando</td></tr> <tr><td>5.28</td><td>1051.7</td><td>271.0</td><td>2</td><td>38</td><td>36.79</td><td>-</td><td>250.7</td><td>0.46</td><td>Suelo compacto</td></tr> <tr><td>7.01</td><td>1051.7</td><td>223.0</td><td>1.4</td><td>21</td><td>31.20</td><td>-</td><td>139.9</td><td>0.48</td><td>Suelo compacto</td></tr> <tr><td>8.90</td><td>1165.7</td><td>223.0</td><td>1.4</td><td>21</td><td>31.20</td><td>-</td><td>140.3</td><td>0.48</td><td>Suelo compacto</td></tr> <tr><td>10.96</td><td>1054.8</td><td>236.0</td><td>2.1</td><td>25</td><td>32.68</td><td>-</td><td>236.4</td><td>0.49</td><td>Suelo compacto</td></tr> <tr><td>13.19</td><td>1890.3</td><td>346.5</td><td>2.1</td><td>81</td><td>40.00</td><td>-</td><td>508.6</td><td>0.48</td><td>Suelo compacto</td></tr> <tr><td>15.58</td><td>2093.1</td><td>415.0</td><td>2.1</td><td>141</td><td>40.00</td><td>-</td><td>910.0</td><td>0.48</td><td>Suelo muy denso</td></tr> <tr><td>18.13</td><td>2111.7</td><td>411.5</td><td>2.1</td><td>137</td><td>40.00</td><td>-</td><td>892.2</td><td>0.48</td><td>Suelo muy denso</td></tr> <tr><td>20.85</td><td>2111.7</td><td>453.0</td><td>2.1</td><td>184</td><td>40.00</td><td>-</td><td>1081.7</td><td>0.48</td><td>Suelo muy denso</td></tr> <tr><td>23.74</td><td>2111.7</td><td>441.5</td><td>2.1</td><td>170</td><td>40.00</td><td>-</td><td>1028.3</td><td>0.48</td><td>Suelo muy denso</td></tr> <tr><td>26.79</td><td>2111.7</td><td>471.0</td><td>2.1</td><td>207</td><td>40.00</td><td>-</td><td>1167.7</td><td>0.47</td><td>Suelo muy denso</td></tr> <tr><td>30.00</td><td>2111.7</td><td>480.5</td><td>2.1</td><td>200</td><td>40.00</td><td>-</td><td>1214.3</td><td>0.47</td><td>Suelo muy denso</td></tr> </tbody> </table>	Prof (m)	Vp (m/s)	Vs (m/s)	Densidad (T/m3)	N	f (°)	C (kg/cm2)	Es (Kg/cm2)	Relación de poisson μ	Clasificación según IBC-2009	1.07	419.4	226.0	1.8	22	31.58	-	182.0	0.30	Suelo compacto	2.31	426.4	215.5	1.8	19	30.41	-	151.1	0.33	Suelo compacto	3.71	433.4	166.5	1.8	8	26.00	-	72.0	0.41	Suelo blando	5.28	1051.7	271.0	2	38	36.79	-	250.7	0.46	Suelo compacto	7.01	1051.7	223.0	1.4	21	31.20	-	139.9	0.48	Suelo compacto	8.90	1165.7	223.0	1.4	21	31.20	-	140.3	0.48	Suelo compacto	10.96	1054.8	236.0	2.1	25	32.68	-	236.4	0.49	Suelo compacto	13.19	1890.3	346.5	2.1	81	40.00	-	508.6	0.48	Suelo compacto	15.58	2093.1	415.0	2.1	141	40.00	-	910.0	0.48	Suelo muy denso	18.13	2111.7	411.5	2.1	137	40.00	-	892.2	0.48	Suelo muy denso	20.85	2111.7	453.0	2.1	184	40.00	-	1081.7	0.48	Suelo muy denso	23.74	2111.7	441.5	2.1	170	40.00	-	1028.3	0.48	Suelo muy denso	26.79	2111.7	471.0	2.1	207	40.00	-	1167.7	0.47	Suelo muy denso	30.00	2111.7	480.5	2.1	200	40.00	-	1214.3	0.47	Suelo muy denso	<p>Analisis de Asentamientos</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>B(m.)</th> <th>L(m.)</th> <th>Df(m.)</th> <th>Ys</th> <th>Y</th> <th>Qad(Kg/cm2)</th> <th>As</th> <th>δs</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>2</td><td>1</td><td>2</td><td>0.8</td><td>0.8</td><td>3.26</td><td>0.92</td><td>0.46</td></tr> <tr><td>2.5</td><td>1.2</td><td>2</td><td>0.8</td><td>0.8</td><td>3.39</td><td>1.73</td><td>0.66</td></tr> <tr><td>3</td><td>1.5</td><td>2</td><td>0.8</td><td>0.8</td><td>3.51</td><td>2.14</td><td>1.07</td></tr> <tr><td>3.5</td><td>2</td><td>2</td><td>0.8</td><td>0.8</td><td>3.63</td><td>2.59</td><td>1.29</td></tr> <tr><td>4</td><td>2.5</td><td>2</td><td>0.8</td><td>0.8</td><td>3.40</td><td>2.77</td><td>1.39</td></tr> <tr><td>4.5</td><td>2.8</td><td>2</td><td>0.8</td><td>0.8</td><td>3.50</td><td>3.21</td><td>1.61</td></tr> <tr><td>5</td><td>3.5</td><td>2</td><td>0.8</td><td>0.8</td><td>3.50</td><td>3.57</td><td>1.78</td></tr> </tbody> </table> <p>As = Asentamiento total. δs = Asentamiento diferencial.</p> <p>Verificando el criterio para plateas, se tiene la siguiente expresión para la capacidad mínima en un asentamiento de 19mm.:</p>	B(m.)	L(m.)	Df(m.)	Ys	Y	Qad(Kg/cm2)	As	δs	2	1	2	0.8	0.8	3.26	0.92	0.46	2.5	1.2	2	0.8	0.8	3.39	1.73	0.66	3	1.5	2	0.8	0.8	3.51	2.14	1.07	3.5	2	2	0.8	0.8	3.63	2.59	1.29	4	2.5	2	0.8	0.8	3.40	2.77	1.39	4.5	2.8	2	0.8	0.8	3.50	3.21	1.61	5	3.5	2	0.8	0.8	3.50	3.57	1.78
Prof (m)	Vp (m/s)	Vs (m/s)	Densidad (T/m3)	N	f (°)	C (kg/cm2)	Es (Kg/cm2)	Relación de poisson μ	Clasificación según IBC-2009																																																																																																																																																																																																														
1.07	419.4	226.0	1.8	22	31.58	-	182.0	0.30	Suelo compacto																																																																																																																																																																																																														
2.31	426.4	215.5	1.8	19	30.41	-	151.1	0.33	Suelo compacto																																																																																																																																																																																																														
3.71	433.4	166.5	1.8	8	26.00	-	72.0	0.41	Suelo blando																																																																																																																																																																																																														
5.28	1051.7	271.0	2	38	36.79	-	250.7	0.46	Suelo compacto																																																																																																																																																																																																														
7.01	1051.7	223.0	1.4	21	31.20	-	139.9	0.48	Suelo compacto																																																																																																																																																																																																														
8.90	1165.7	223.0	1.4	21	31.20	-	140.3	0.48	Suelo compacto																																																																																																																																																																																																														
10.96	1054.8	236.0	2.1	25	32.68	-	236.4	0.49	Suelo compacto																																																																																																																																																																																																														
13.19	1890.3	346.5	2.1	81	40.00	-	508.6	0.48	Suelo compacto																																																																																																																																																																																																														
15.58	2093.1	415.0	2.1	141	40.00	-	910.0	0.48	Suelo muy denso																																																																																																																																																																																																														
18.13	2111.7	411.5	2.1	137	40.00	-	892.2	0.48	Suelo muy denso																																																																																																																																																																																																														
20.85	2111.7	453.0	2.1	184	40.00	-	1081.7	0.48	Suelo muy denso																																																																																																																																																																																																														
23.74	2111.7	441.5	2.1	170	40.00	-	1028.3	0.48	Suelo muy denso																																																																																																																																																																																																														
26.79	2111.7	471.0	2.1	207	40.00	-	1167.7	0.47	Suelo muy denso																																																																																																																																																																																																														
30.00	2111.7	480.5	2.1	200	40.00	-	1214.3	0.47	Suelo muy denso																																																																																																																																																																																																														
B(m.)	L(m.)	Df(m.)	Ys	Y	Qad(Kg/cm2)	As	δs																																																																																																																																																																																																																
2	1	2	0.8	0.8	3.26	0.92	0.46																																																																																																																																																																																																																
2.5	1.2	2	0.8	0.8	3.39	1.73	0.66																																																																																																																																																																																																																
3	1.5	2	0.8	0.8	3.51	2.14	1.07																																																																																																																																																																																																																
3.5	2	2	0.8	0.8	3.63	2.59	1.29																																																																																																																																																																																																																
4	2.5	2	0.8	0.8	3.40	2.77	1.39																																																																																																																																																																																																																
4.5	2.8	2	0.8	0.8	3.50	3.21	1.61																																																																																																																																																																																																																
5	3.5	2	0.8	0.8	3.50	3.57	1.78																																																																																																																																																																																																																
<p>Datos de licuefacción de suelos</p> 	<p>Datos de ensayos SPT</p> 																																																																																																																																																																																																																						

Anexo 03 Distribución de fuerzas internas del método Puntal Tensor en cabezales para

H=50cm y H=100cm



ANEXO N 04. Cálculo de la capacidad admisible del terreno con platea de cimentación:

Cálculo de acuerdo al Cap. 6.12 Bearing Capacity-Two-Way Eccentricity, Braja Das 9° Edición

PARAMETROS DE SUELO			
Suelo de Soporte			
Angulo de Friccion Interna	(φ)	31.2	
Cohesion	(c)	0	
Peso Unitario	(γs) (tn/m3)	1.4	
	E (tn/m2)	5680	
Coeffiente de Poisson	(μ)	0.3	
Suelo Confinamiento			
Profundidad de Desplante	Df (m)	2	
Peso Unitario	(γs) (tn/m3)	1.8	
Nivel Freatico			
Profundidad del Nivel Freatico		10000	
Geometría			
Ancho (B) m	24.8	Largo (L) m	27.3
Carga Axial	P (tn)		13824.2293
Fuerza Horizontal	H (tn)		0
Momento XX	Mx (tn*m)		130156.444
Momento YY	My (tn*m)		290409.2038
Excentricidad X	ε b (m)		9.42
Excentricidad Y	ε y (m)		21.01
Ancho Efectivo	B' (m)		4.47
Largo Efectivo	L' (m)		27.3
Area Efectiva	m2		122.03
Asentamientos			
Profundidad de zona de Influencia	D (m)		24

Calculo de Capacidad de Carga	
FS	3.00
qu (tn/m2)	163.20
qa (tn/m2)	47.59
Qu (tn)	19915.30
Qa(tn)	6638.43
q servicio (ton/m2)	20.42
Se (cm)	0.67

4.759

$$q_u = c' N_c F_{cs} F_{ci} F_{c\beta} + q N_q F_{qs} F_{qi} F_{q\beta} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma i} F_{\gamma \beta}$$

(φ')	31.20
Nq	21.11
Nc	33.21
Ny	26.78
β°	0
Fcs	1.1
Fcd	1.02
Fci	1
Fqs	1.1
Fqd	1.02
Fqi	1
Fys	0.93
Fyd	1
Fyi	1

CS+Cbase+Plosa

B/6	4.13
L/6	4.55
B"	8.94
L"	27.3
A"	122.031

Mayor de B' o L'

Caso L, $\epsilon_x/L \leq 1$ y $\epsilon_y/B \leq 1$, El area efectiva para esta condición se muestra en la figura 3.20.

$$A' = B L \epsilon_x \epsilon_y \quad (3.54)$$

donde

$$\epsilon_x = B \left(1.5 - \frac{5\epsilon_x}{B} \right) \quad (3.55)$$

$$\epsilon_y = L \left(1.5 - \frac{5\epsilon_y}{L} \right) \quad (3.56)$$

La longitud efectiva L es la mayor de las dos dimensiones B y L. Por lo tanto, el ancho efectivo es

$$B' = \frac{A'}{L} \quad (3.57)$$

Cálculo de acuerdo al Cap. 10.4 "Bearing Capacity of Mat Foundations", Braja Das 9° Edición

N60	30	promedio
B	8.4	m
df	7.2	m
Se	21.72024715	mm
FS	3	
Fd	1.28	<=1.33
Qneta	447.35	kN/m2
Qneta	4.562	kg/cm2
Qu	1.52	kg/cm2
Qu Sismo	1.824	kg/cm2

$$q_{neta} \text{ (kN/m}^2\text{)} = \frac{N_{60}}{0.08} \left(\frac{B + 0.3}{B} \right)^2 F_d \left(\frac{S_e}{25} \right)$$

donde

N_{60} = resistencia a la penetración estándar

B = ancho (m)

$F_d = 1 + 0.33(D_f/B) \leq 1.33$

S_e = asentamiento (mm)

$$1 \text{ kN/m}^2 = 0.0101972 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_{adm} = \frac{4.759 + 1.520}{2}$$

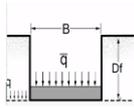
$$q_{adm \text{ Sismo}} = 3.139 * 1.2$$

$$q_{adm} = 3.139$$

$$q_{adm. \text{ Sismo}} = 3.76$$

ANEXO 05. Cálculo de asentamientos por el método de Shmertman

Calculo de Asentamientos Shmertman



Ancho Cimentacion	B (L)	24.8
Largo Cimentacion	L (m)	27.3
Profundidad de	Df (m)	2
Péso Unitario Suelo	(γ_s) (tn/m3)	1.4
Carga Sobre	q' (ton/m2)	20.41863007
Tiempo	t (años)	5

$$S_e = C_1 C_2 (\bar{q} - q) \sum_0^{z_2} \frac{I_z}{E_s} \Delta z$$

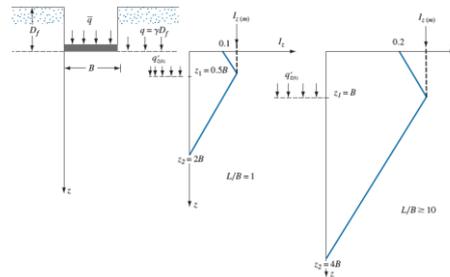
$$q = D_f^2 (\gamma_s) = 2.8 \text{ ton/m}^2$$

$$C_1 = 1 - 0.5 * \frac{q}{q' - q} = 0.92$$

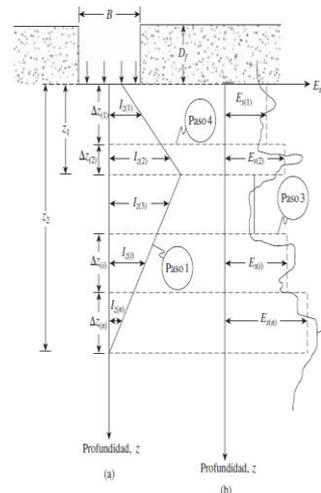
$$C_2 = 1 + 0.2 \text{Log} * \frac{t}{0.1} = 1.34$$

Estratigrafía

Sub Estrato	Cota Fondo Estrato Z_{fi} (m)	Es medio (ton/m2)	Peso Unitario (γ_s) (tn/m3)
SE-0.4	5.28	5086	2.1
SE-0.5	7.01	9100	2.1
SE-0.6	8.9	8952	2.1
SE-0.7	10.96	10817	2.1
SE-0.8	13.19	10283	2.1
SE-0.9	15.58	11677	2.1
SE-0.10	18.13	12143	2.1
SE-0.11	20.85	12143	2.1
SE-0.12	23.74	12143	2.1
SE-0.13	26.79	12143	2.1
SE-0.14	30.00	12143	2.1



Calculo



$$I_{z0} = 0.1 + 0.0111 \left(\frac{L}{B} - 1 \right) \leq 2 \quad 0.101$$

$$I_{z \text{ max}} = 0.5 + 0.1 \sqrt{\frac{q' - q}{q_{z1}}} = 0.576$$

$$Z1 = 0.5 + 0.0555 \left(\frac{L}{B} - 1 \right) B \leq B \quad 12.539$$

$$Z2 = (2.0 + 0.222 \left(\frac{L}{B} - 1 \right)) B \leq 4B \quad 50.155$$

Sub Estrato	Cota Fondo Estrato Z_{fi} (m)	Δz (m)	Es medio (ton/m2)	Z mi (m)	l_{zi}	$\frac{I_z}{E_s} \Delta z$
SE-0.4	5.28					
SE-0.5	7.01	1.73	9100	6.145	0.33	0.000063
SE-0.6	8.9	1.89	8952	7.955	0.4	0.000084
SE-0.7	10.96	2.06	10817	9.93	0.48	0.000091
SE-0.8	13.19	2.23	10283	12.075	0.58	0.000126
SE-0.9	15.58	2.39	11677	14.385	0.55	0.000113
SE-0.10	18.13	2.55	12143	16.855	0.51	0.000107
SE-0.11	20.85	2.72	12143	19.49	0.47	0.000105
SE-0.12	23.74	2.89	12143	22.295	0.43	0.000102
SE-0.13	26.79	3.05	12143	25.265	0.38	0.000095
SE-0.14	30	3.21	12143	28.395	0.33	0.000087
						0.00100

se (m) 0.02172
se (cm) 2.172025

ANEXO 06. Cálculo de eficiencia en grupo para cabezales de pilotes

CALCULO DE EFICIENCIA EN GRUPO DE LOS PILOTES PLACA EJE C-Y

CALCULO DEL ESPACIAMIENTO

Carga Estructur	59.11
Sobrecarga Bas	2.40
Peso Zapata (T)	13.82
Peso Total (tn)	75.33

D (m)	0.3
Longitud(m)	6
Q admisible (Tn)	44.14

Distancia minima Ejes (m)	0.9
---------------------------	-----

# Pilotes Individuales	2
------------------------	---

LONGITUD (m)	ESPACIAMIENTO ENTRE EJES
L < 10	3b
10 ≤ L < 25	4b
L ≥ 25	5b

Donde b = diámetro o mayor dimensión del pilote.

$$\eta = 1 - \left[\frac{(n_1 - 1)n_2 + (n_2 - 1)n_1}{90n_1n_2} \right] \theta$$

CALCULO DEL EFICIENCIA EN GRUPO

donde θ (grados) = $\tan^{-1}(D/d)$

Ecuacion de Converse Labarre

n1	3
n2	1
D (m)	0.3
d (m)	2.5
$\tan^{-1}(D/d)$ (°)	8.333333333

Ecuación de Los Angeles
Group Action

$$\eta = 1 - \frac{D}{\pi d n_1 n_2} [n_1(n_2 - 1) + n_2(n_1 - 1) + \sqrt{2}(n_1 - 1)(n_2 - 1)]$$

$$Q_{g(u)} = \eta \sum Q_u$$

	Converse-Labarre	Ecuacion. Los Angeles
n	0.938	0.975
Q adm. Unit (Tn)	44.14	44.14
# Pilotes en Grupo	3	3
$\sum Q_u$ (Tn)	132.42	132.42
Q g(u) (Tn)	124.21	129.11

Sumatoria carga Admisible \geq Peso Estructura + Platea

124.21 \geq 75.33

Si Cumple

CALCULO DE EFICIENCIA EN GRUPO DE LOS PILOTES CON 3P

Zapata	P (cm+cv) (tn)	Capacidad de Pilote	
Eje 7-D	45.47	44.14	1.0301314
Eje 7-A	28.54	44.14	0.646579067
Eje 15-B	25.33	44.14	0.573855913
Eje 15-E	74.84	44.14	1.695514273
Eje 21-I	30.05	44.14	0.680788401
Eje 21-P	14.33	44.14	0.324648845
Eje 22-R	16.95	44.14	0.384005437
Eje 22-W	33.91	44.14	0.768237426
Eje 22-ZE	18.71	44.14	0.423878568

CALCULO DEL ESPACIAMIENTO

Carga Estructura (Tn)	74.84
Sobrecarga Base (Tn)	2.38
Peso Zapata (Tn)	13.71
Peso Total (tn)	90.93

D (m)	0.3
Longitud(m)	6
Q admisible (Tn)	44.14

Distancia minima Ejes (m)	0.9
---------------------------	-----

# Pilotes Individuales	3
------------------------	---

LONGITUD (m)	ESPACIAMIENTO ENTRE EJES
L < 10	3b
10 ≤ L < 25	4b
L ≥ 25	5b

Donde b = diámetro o mayor dimensión del pilote.

CALCULO DEL EFICIENCIA EN GRUPO

Ecuación de Los Angeles
Group Action

$$\eta = 1 - \frac{D}{\pi d n_1 n_2} [n_1(n_2 - 1) + n_2(n_1 - 1) + \sqrt{2}(n_1 - 1)(n_2 - 1)]$$

Ecuacion de Converse Labarre

n1	4
n2	1
D (m)	0.3
d (m)	1.5
$\tan^{-1}(D/d)$ (°)	5

$$\eta = 1 - \left[\frac{(n_1 - 1)n_2 + (n_2 - 1)n_1}{90n_1n_2} \right] \theta$$

donde θ (grados) = $\tan^{-1}(D/d)$

$$Q_{g(u)} = \eta \sum Q_u$$

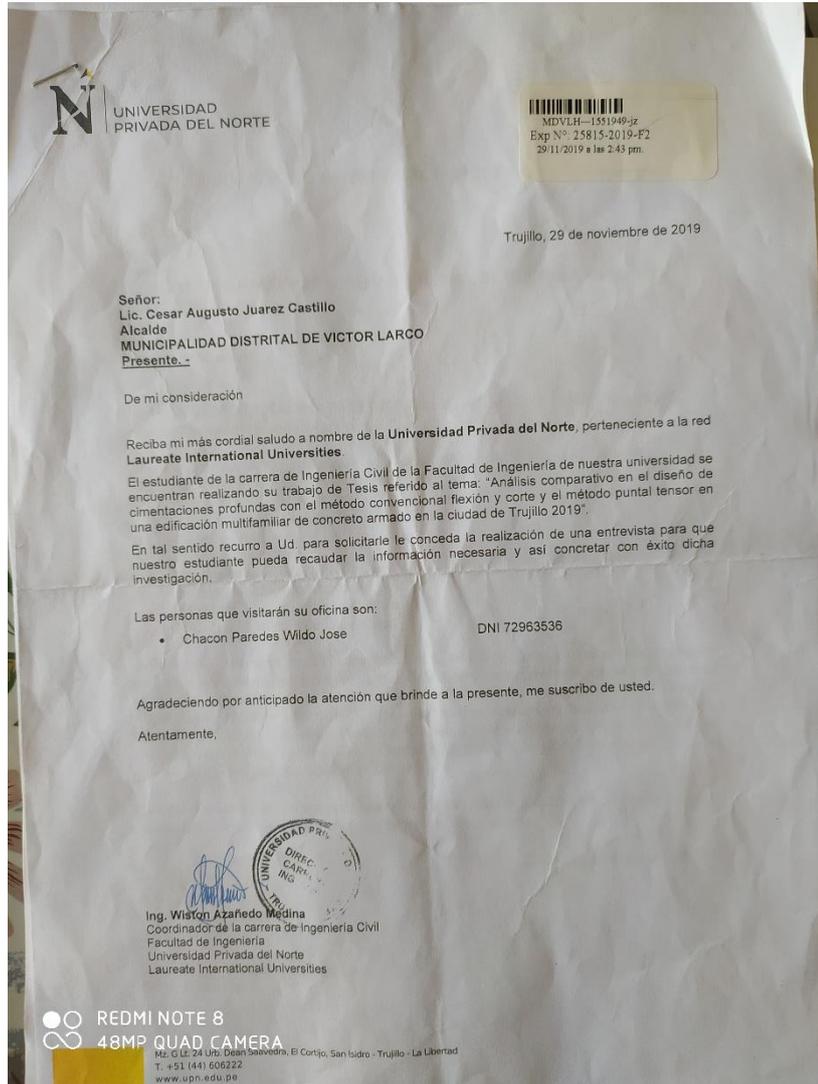
	Converse-Labarre	Ecuacion. Los Angeles
n	0.958	0.952
Q adm. Unit (Tn)	44.14	44.14
# Pilotes en Grupo	4	4
$\sum Q_u$ (Tn)	176.56	176.56
Q g(u) (Tn)	169.14	168.09

Sumatoria carga Admisible \geq Peso Estructura + Platea

169.14 \geq 90.93

Si Cumple

ANEXO 07. Solicitud de información a Municipalidad Distrital de Víctor Larco



ANEXO 08. Imágenes de la situación actual de condominio el Mirador del Golf



ANEXO 10: Validación de instrumentos Ing. Josualdo Villar Quiroz

MATRIZ PARA EVALUACIÓN DE EXPERTOS

Título de la investigación:	Análisis Comparativo En El Diseño De Cimentaciones Profundas Con El Método Flexión Y Corte Y Método Puntal Tensor En Una Edificación Multifamiliar De Concreto Armado, Trujillo 2022	
Línea de investigación:	Tecnología e innovación	
Apellidos y nombres del experto:	Ing. Josualdo Carlos Villar Quiroz	
El instrumento de medición pertenece a la variable:	Cuantías de Refuerzo	

Mediante la matriz de evaluación de expertos, Ud. tiene la facultad de evaluar cada una de las preguntas marcando con una "x" en las columnas de SÍ o NO. Asimismo, le exhortamos en la corrección de los ítems, indicando sus observaciones y/o sugerencias, con la finalidad de mejorar la medición sobre la variable en estudio.

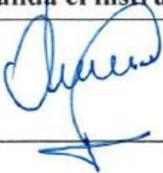
Ítems	Preguntas	Aprecia		Observaciones
		SÍ	NO	
1	¿El instrumento de medición presenta el diseño adecuado?	X		
2	¿El instrumento de recolección de datos tiene relación con el título de la investigación?	X		
3	¿En el instrumento de recolección de datos se mencionan las variables de investigación?	X		
4	¿El instrumento de recolección de datos facilitará el logro de los objetivos de la investigación?	X		
5	¿El instrumento de recolección de datos se relaciona con las variables de estudio?	X		
6	¿Cada una de los ítems del instrumento de medición se relaciona con cada uno de los elementos de los indicadores?	X		
7	¿El diseño del instrumento de medición facilitará el análisis y procesamiento de datos?	X		
8	¿El instrumento de medición será accesible a la población sujeto de estudio?	X		
9	¿El instrumento de medición es claro, preciso y sencillo de manera que se pueda obtener los datos requeridos?	X		

Sugerencias:



JOSUALDO CARLOS VILLAR QUIROZ
CIP: 106994

Firma del experto:

Ficha de Datos-Estudio de suelos	
Observador:	
Sismicidad-Parámetros de diseño Sismorresistente	Clasificación de suelos
Exploraciones Geofísicas - Datos de Ensayos de Refracción Sísmica	Capacidad Portante y Análisis de Asentamientos de la cimentación
Datos de medición de ondas de superficie de arreglo en multicanal (MAS W)	Datos de ensayos SPT
Datos de Licuefacción del Suelo	
Firma del Experto que valida el instrumento	
 JOSUALDO VILLAR QUIROZ CP: 106994	

MATRIZ PARA EVALUACIÓN DE EXPERTOS

Título de la investigación:	Análisis Comparativo En El Diseño De Cimentaciones Profundas Con El Método Flexión Y Corte Y Método Puntal Tensor En Una Edificación Multifamiliar De Concreto Armado, Trujillo 2022	
Línea de investigación:	Tecnología e innovación	
Apellidos y nombres del experto:	Ing. Josualdo Carlos Villar Quiroz	
El instrumento de medición pertenece a la variable:	Cuantías de Refuerzo	

Mediante la matriz de evaluación de expertos, Ud. tiene la facultad de evaluar cada una de las preguntas marcando con una "x" en las columnas de SÍ o NO. Asimismo, le exhortamos en la corrección de los ítems, indicando sus observaciones y/o sugerencias, con la finalidad de mejorar la medición sobre la variable en estudio.

Ítems	Preguntas	Aprecia		Observaciones
		SÍ	NO	
1	¿El instrumento de medición presenta el diseño adecuado?	X		
2	¿El instrumento de recolección de datos tiene relación con el título de la investigación?	X		
3	¿En el instrumento de recolección de datos se mencionan las variables de investigación?	X		
4	¿El instrumento de recolección de datos facilitará el logro de los objetivos de la investigación?	X		
5	¿El instrumento de recolección de datos se relaciona con las variables de estudio?	X		
6	¿Cada una de los ítems del instrumento de medición se relaciona con cada uno de los elementos de los indicadores?	X		
7	¿El diseño del instrumento de medición facilitará el análisis y procesamiento de datos?	X		
8	¿El instrumento de medición será accesible a la población sujeto de estudio?	X		
9	¿El instrumento de medición es claro, preciso y sencillo de manera que se pueda obtener los datos requeridos?	X		

Sugerencias:



JOSUALDO CARLOS VILLAR QUIROZ
 CIP: 10 6994

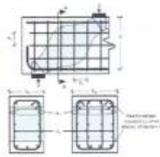
Firma del experto:

FICHA DE DATOS Método Puntal Tensor y Método Flexión y Corte	
Observador:	
Método Puntal Tensor ACI 318-19 Cap 23	Método Seccional NPT E060 Cap 10
hipótesis:	hipótesis:
Requisitos de diseño	Requisitos de diseño
Zonas nodales	
Puntales	
Tensores	
Factores de minoración	Factores de minoración
ACI 318-19 Cap. 22 y CRSI	NPT E060 11 Y 12
Requisitos a cortante en una dirección CRSI	Requisitos a cortante NPT y ACI 318
Requisitos a cortante en dos direcciones CRSI	Requisitos a cortante en dos direcciones NTP E060
Otros Requerimientos ACI 318-19	Otros Requerimientos NTP E060
Refuerzo Distribuido mínimo	longitud de desarrollo para barras a traccion (ld)
longitud de desarrollo para barras a tracción (ld)	longitud de gancho estándar a tracción (ldh)
longitud de gancho estándar a tracción (ldh)	
Firma de Experto que valida el instrumento:	
 <p>JASUALDO VILLAR QUIROZ CIP: 10 6994</p>	

FICHA DATOS - Método Puntal Tensor y Método Flexión y Corte																																							
Observador: Bach: Wildo José Chacon Paredes y Bach: Deily Nelvis Guillen Villanueva																																							
Método Puntal Tensor ACI 318-19 Cap 23		Método Seccional NPT E060 Cap 10																																					
Hipótesis: El método puntal tensor (MPT), Se basa en el principio de Saint Venant, que los esfuerzos debido a cargas axiales y flexión se acercan a una distribución lineal a una distancia igual a la altura total del elemento, la misma que se describe como Región D (región de discontinuidad o discontinuidad geométrica)		Hipótesis: Se basa en la hipótesis de Bernoulli, las secciones permanecen planas aun después de la deformación, de denomina regiones B, donde se cumplen esta hipótesis. Esta es la hipótesis para el diseño a flexión del concreto armado.																																					
Requisitos de diseño		Requisitos de diseño																																					
Zonas nodales $\phi F_{nt} \geq F_{nt}$ $F_{nt} = f_{ce} A_{nc}$ $f_{ce} = 0.85 \beta_1 \beta_n f'_c$	La resistencia nominal del nodo debe ser mayor que el Resistencia actuante ultima	$\rho b = \frac{0.85 f_c \beta_1 \left(\frac{6000}{f_y + 6000} \right)}{f_y}$ $\rho_{max} = 0.5 \rho b$	se calcula la cuantía balanceada, para que la cuantía máxima no sea mayor que el 0.5 de la cuantía balanceada																																				
Puntales $\phi F_{nt} \geq F_{nt}$ $F_{nt} = f_{ce} A_{nc}$ $f_{ce} = 0.85 \beta_1 \beta_n f'_c$	La resistencia nominal del puntal debe ser mayor que el Resistencia actuante ultima	$A_s = \left[d - \sqrt{d^2 - \frac{4M_u}{\phi 1.7 f_c b}} \right] \frac{0.85 f_c b}{f_y}$ $a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}$	El acero se calcula con el momento ultimo de diseño que se obtiene de un análisis estructural																																				
Tensores $\phi F_{nt} \geq F_{nt}$ $F_{nt} = A_{ts} f_y + A_{ps} \Delta f$	La resistencia nominal del nodo no debe ser mayor que el Resistencia actuante ultima	$c = \frac{a}{0.85}$ $\rho = \frac{A_s}{bd}$	Se calcula la altura del bloque se compresiones y altura del eje neutro																																				
<table border="1"> <caption>Table 23.4.3(b) - Strut and node confinement modification factor, β_n</caption> <thead> <tr> <th>Location</th> <th>β_n</th> <th>Notes</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1. End of a column connected to another column</td> <td>$\sqrt{A_c/A_c'}$, where A_c is the lesser of the column cross-sectional area and the area of the adjoining column</td> <td>1.0</td> </tr> <tr> <td>2. Node between columns</td> <td>1.0</td> <td>1.0</td> </tr> <tr> <td>3. Other cases</td> <td>1.0</td> <td>1.0</td> </tr> </tbody> </table> <table border="1"> <caption>Table 23.4.3(c) - Strut coefficient, β_1</caption> <thead> <tr> <th>Strut location</th> <th>Strut type</th> <th>β_1</th> <th>Notes</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td rowspan="2">Interior column</td> <td>Interior column</td> <td>1.0</td> <td>1.0</td> </tr> <tr> <td>End column</td> <td>0.8</td> <td>1.0</td> </tr> <tr> <td rowspan="2">Edge column</td> <td>Interior column</td> <td>0.8</td> <td>1.0</td> </tr> <tr> <td>End column</td> <td>0.65</td> <td>1.0</td> </tr> <tr> <td rowspan="2">Other cases</td> <td>Interior column</td> <td>1.0</td> <td>1.0</td> </tr> <tr> <td>End column</td> <td>0.8</td> <td>1.0</td> </tr> </tbody> </table>	Location	β_n	Notes	1. End of a column connected to another column	$\sqrt{A_c/A_c'}$, where A_c is the lesser of the column cross-sectional area and the area of the adjoining column	1.0	2. Node between columns	1.0	1.0	3. Other cases	1.0	1.0	Strut location	Strut type	β_1	Notes	Interior column	Interior column	1.0	1.0	End column	0.8	1.0	Edge column	Interior column	0.8	1.0	End column	0.65	1.0	Other cases	Interior column	1.0	1.0	End column	0.8	1.0	$Mn = \phi f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) A_s$	Se calcula el Momento nominal con el acero colocado, y se calcula la cuantía de acero dispuesto en la sección
Location	β_n	Notes																																					
1. End of a column connected to another column	$\sqrt{A_c/A_c'}$, where A_c is the lesser of the column cross-sectional area and the area of the adjoining column	1.0																																					
2. Node between columns	1.0	1.0																																					
3. Other cases	1.0	1.0																																					
Strut location	Strut type	β_1	Notes																																				
Interior column	Interior column	1.0	1.0																																				
	End column	0.8	1.0																																				
Edge column	Interior column	0.8	1.0																																				
	End column	0.65	1.0																																				
Other cases	Interior column	1.0	1.0																																				
	End column	0.8	1.0																																				
		$\epsilon_t = \left(\frac{d - c}{c} \right) \epsilon_{cr}$	se calcula las deformaciones para la verificación si el factor de																																				

Deily

JOSUALDO CARLOS VILLARQUIRO
CIP: 106994

<p>Table 23.9.2—Nodal zone coefficient β_n</p> <table border="1"> <tr> <td>Configuration of nodal zone</td> <td>β_n</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Nodal zone bounded by stress, bearing areas, or both</td> <td>1.0</td> <td>(a)</td> </tr> <tr> <td>Nodal zone anchoring into tie</td> <td>0.80</td> <td>(b)</td> </tr> <tr> <td>Nodal zone anchoring into or over tie</td> <td>0.60</td> <td>(c)</td> </tr> </table>	Configuration of nodal zone	β_n		Nodal zone bounded by stress, bearing areas, or both	1.0	(a)	Nodal zone anchoring into tie	0.80	(b)	Nodal zone anchoring into or over tie	0.60	(c)	$\epsilon_{ty} = \frac{f_y}{E_s}$ $\epsilon_t \geq \epsilon_{ty} + 0.003$	minoración es a flexión = 0.9
Configuration of nodal zone	β_n													
Nodal zone bounded by stress, bearing areas, or both	1.0	(a)												
Nodal zone anchoring into tie	0.80	(b)												
Nodal zone anchoring into or over tie	0.60	(c)												
Factores de minoración	Factores de minoración													
$\phi=0.75$ para zonas nodales, puntales y tensores $\phi=0.75$ para cortante	$\phi=0.9$ para fallas controladas a tracción $\phi=0.75$ para cortante													
ACI 318-19 Cap 22 y CRSI	NPT E060 11 Y 12													
Requisitos a cortante en una dirección CRSI	Requisitos a cortante NPT y ACI 318													
Como $w/d < 1.00$, entonces ya no se procede a calcular mediante el ACI 318-19. Si no mediante CRSI Handbook y la sección crítica se calcula en la cara de columna o muro	la sección crítica se calcula a una distancia d , de la cara de la columna o muro													
$V_u \leq \phi V$ $vc = \left[\frac{d}{w} \left(3.5 + 2.5 \frac{M_u}{V_u} \right) \left[0.50 \sqrt{f'_c} + 0.0265 \sqrt{f'_c} \left(\frac{V_u d}{M_u} \right) \right] \right] \leq 2.65 \sqrt{f'_c}$ $\phi V_c = 0.75 (vc \times b \times d)$	$V_u \leq \phi V$ $V_c = 0.53 \lambda \sqrt{f'_c} b_w d$ $\phi V_c = 0.75 (vc \times b \times d)$													
Requisitos a cortante en dos direcciones CRSI	Requisitos a cortante en dos direcciones NTP E060													
Como $w > d/2$, para esta caso el CRSI Handbook, se calcula en la cara de columna o muro	la sección crítica se calcula a una distancia $d/2$, de la cara de la columna o muro													
$V_u \leq \phi V$ $vc_1 = 1.1 \lambda_1 \lambda_2 \sqrt{f'_c}$ $vc_2 = 0.27 \left(2 + \frac{\alpha_s d}{b_o} \right) \lambda_1 \lambda_2 \sqrt{f'_c}$ $vc_3 = 0.53 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda_1 \lambda_2 \sqrt{f'_c}$ $\phi V_c = \phi vc \times b_o \times d$	$V_u \leq \phi V$ $vc_1 = 1.1 \lambda_1 \lambda_2 \sqrt{f'_c}$ $vc_2 = 0.27 \left(2 + \frac{\alpha_s d}{b_o} \right) \lambda_1 \lambda_2 \sqrt{f'_c}$ $vc_3 = 0.53 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda_1 \lambda_2 \sqrt{f'_c}$ $\phi V_c = \phi vc \times b_o \times d$													
Otros Requerimientos ACI 318-19	Otros Requerimientos NTP E060													
Refuerzo Distribuido mínimo	longitud de desarrollo para barras a tracción (ld)													
$0.0025 (s_{jt}) b_w$ 	$l_d = \left(\frac{f_y \Psi_t \Psi_s \Psi_e \Psi_c}{3.5 \lambda \sqrt{f'_c} \left(\frac{c_2 + k_{tr}}{d_b} \right)} \right) d_b$ $\left(\frac{c_2 + k_{tr}}{d_b} \right) \geq 2.5$													

Josvaldo JOSUALDO CARLOS VILLAR QUIROT
CIP: 106994

longitud de desarrollo para barras a tracción (ld) $l_d = \left(\frac{f_y \Psi_t \Psi_s \Psi_e \Psi_c}{3.5 \lambda \sqrt{f'_c} \left(\frac{c_2 + k_{tr}}{d_b} \right)} \right) d_b$ $\left(\frac{c_2 + k_{tr}}{d_b} \right) \geq 2.5$	longitud de gancho estándar a tracción (ldh) $l_{dh} = \left(\frac{f_y \Psi_t \Psi_s \Psi_e \Psi_c}{23 \lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b^{1.5}$
longitud de gancho estándar a tracción (ldh) $l_{dh} = \left(\frac{f_y \Psi_t \Psi_s \Psi_e \Psi_c}{23 \lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b^{1.5}$	
Firma de Experto que valida el instrumento a utilizar <i>Josvaldo</i> JOSUALDO CARLOS VILLAR QUIROT CIP: 106994	

ANEXO 11: Validación de instrumentos Ing. Sagastegui Vásquez, German |

MATRIZ PARA EVALUACIÓN DE EXPERTOS

Título de la investigación:	Análisis Comparativo En El Diseño De Cimentaciones Profundas Con El Método Flexión Y Corte Y Método Puntal Tensor En Una Edificación Multifamiliar De Concreto Armado, Trujillo 2022	
Línea de investigación:	Tecnología e innovación	
Apellidos y nombres del experto:	Ing. Sagastegui Vásquez, Germán,	
El instrumento de medición pertenece a la variable:	Cuantías de Refuerzo	

Mediante la matriz de evaluación de expertos, Ud. tiene la facultad de evaluar cada una de las preguntas marcando con una "x" en las columnas de SÍ o NO. Asimismo, le exhortamos en la corrección de los ítems, indicando sus observaciones y/o sugerencias, con la finalidad de mejorar la medición sobre la variable en estudio.

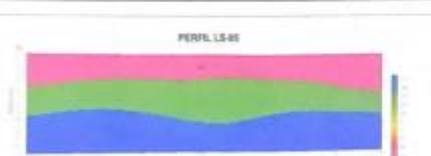
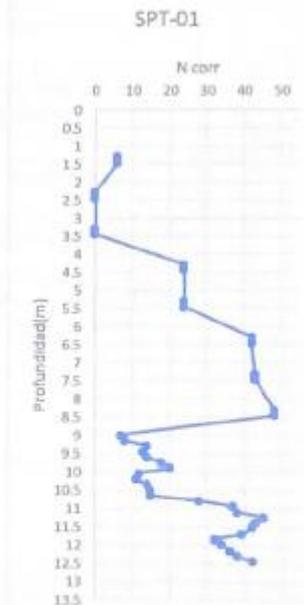
Ítems	Preguntas	Aprecia		Observaciones
		SÍ	NO	
1	¿El instrumento de medición presenta el diseño adecuado?	X		
2	¿El instrumento de recolección de datos tiene relación con el título de la investigación?	X		
3	¿En el instrumento de recolección de datos se mencionan las variables de investigación?	X		
4	¿El instrumento de recolección de datos facilitará el logro de los objetivos de la investigación?	X		
5	¿El instrumento de recolección de datos se relaciona con las variables de estudio?	X		
6	¿Cada una de los ítems del instrumento de medición se relaciona con cada uno de los elementos de los indicadores?	X		
7	¿El diseño del instrumento de medición facilitará el análisis y procesamiento de datos?	X		
8	¿El instrumento de medición será accesible a la población sujeto de estudio?	X		
9	¿El instrumento de medición es claro, preciso y sencillo de manera que se pueda obtener los datos requeridos?	X		

Sugerencias:

Firma del experto:



Ing. German Sagastegui Vásquez
C.P. 126049

Ficha de Datos-Estudio de suelos																																																																																																																																																																																																					
Observador: Bach. Wildo Jose Chacon Paredes y Bach. Dely Nelvis Guillen Villanueva																																																																																																																																																																																																					
<p>Sismicidad-Parámetros de diseño Sismoresistente</p> <p>2.4 Parámetros de Diseño Sísmico Resistente</p> <p>El suelo investigado a nivel de cimentación, pertenece al perfil Tipo S2 (intermedia, arena densa). De acuerdo al Reglamento Nacional de Edificaciones y a la Norma Técnica de edificación S-030 Diseño Sísmico resistente, se deben tomar los siguientes valores:</p> <p>(I) Factor de sitio: $S = 1.47 (I)$</p> <p>(II) Condición Geodinámica</p> <p>(III) Período de Vibración del Suelo: $T_p = 0.60 \text{ seg}$</p> <p>(IV) Período de Vibración del Suelo: $T_s = 2.00 \text{ seg}$</p> <p>(V) Factor de Amplificación del Suelo: $S_s = 1.05$</p>	<p>Clasificación de suelos</p> <p>De acuerdo al reglamento nacional de edificación de edificación</p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th>Clasificación</th> <th>Grupos</th> <th>W_L (%)</th> <th>W_p (%)</th> <th>U (%)</th> <th>U_{lim} (%)</th> <th>U_{lim} (%)</th> <th>U_{lim} (%)</th> <th>U_{lim} (%)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>SC</td><td>SC</td><td>15</td><td>4</td><td>0.75</td><td>15</td><td>4</td><td>0.75</td><td>15</td></tr> <tr><td>SC</td><td>SC</td><td>20</td><td>6</td><td>0.75</td><td>20</td><td>6</td><td>0.75</td><td>20</td></tr> <tr><td>SC</td><td>SC</td><td>25</td><td>8</td><td>0.75</td><td>25</td><td>8</td><td>0.75</td><td>25</td></tr> <tr><td>SC</td><td>SC</td><td>30</td><td>10</td><td>0.75</td><td>30</td><td>10</td><td>0.75</td><td>30</td></tr> <tr><td>SC</td><td>SC</td><td>35</td><td>12</td><td>0.75</td><td>35</td><td>12</td><td>0.75</td><td>35</td></tr> <tr><td>SC</td><td>SC</td><td>40</td><td>14</td><td>0.75</td><td>40</td><td>14</td><td>0.75</td><td>40</td></tr> <tr><td>SC</td><td>SC</td><td>45</td><td>16</td><td>0.75</td><td>45</td><td>16</td><td>0.75</td><td>45</td></tr> <tr><td>SC</td><td>SC</td><td>50</td><td>18</td><td>0.75</td><td>50</td><td>18</td><td>0.75</td><td>50</td></tr> <tr><td>SC</td><td>SC</td><td>55</td><td>20</td><td>0.75</td><td>55</td><td>20</td><td>0.75</td><td>55</td></tr> <tr><td>SC</td><td>SC</td><td>60</td><td>22</td><td>0.75</td><td>60</td><td>22</td><td>0.75</td><td>60</td></tr> <tr><td>SC</td><td>SC</td><td>65</td><td>24</td><td>0.75</td><td>65</td><td>24</td><td>0.75</td><td>65</td></tr> <tr><td>SC</td><td>SC</td><td>70</td><td>26</td><td>0.75</td><td>70</td><td>26</td><td>0.75</td><td>70</td></tr> <tr><td>SC</td><td>SC</td><td>75</td><td>28</td><td>0.75</td><td>75</td><td>28</td><td>0.75</td><td>75</td></tr> <tr><td>SC</td><td>SC</td><td>80</td><td>30</td><td>0.75</td><td>80</td><td>30</td><td>0.75</td><td>80</td></tr> <tr><td>SC</td><td>SC</td><td>85</td><td>32</td><td>0.75</td><td>85</td><td>32</td><td>0.75</td><td>85</td></tr> <tr><td>SC</td><td>SC</td><td>90</td><td>34</td><td>0.75</td><td>90</td><td>34</td><td>0.75</td><td>90</td></tr> <tr><td>SC</td><td>SC</td><td>95</td><td>36</td><td>0.75</td><td>95</td><td>36</td><td>0.75</td><td>95</td></tr> <tr><td>SC</td><td>SC</td><td>100</td><td>38</td><td>0.75</td><td>100</td><td>38</td><td>0.75</td><td>100</td></tr> </tbody> </table>	Clasificación	Grupos	W _L (%)	W _p (%)	U (%)	U _{lim} (%)	U _{lim} (%)	U _{lim} (%)	U _{lim} (%)	SC	SC	15	4	0.75	15	4	0.75	15	SC	SC	20	6	0.75	20	6	0.75	20	SC	SC	25	8	0.75	25	8	0.75	25	SC	SC	30	10	0.75	30	10	0.75	30	SC	SC	35	12	0.75	35	12	0.75	35	SC	SC	40	14	0.75	40	14	0.75	40	SC	SC	45	16	0.75	45	16	0.75	45	SC	SC	50	18	0.75	50	18	0.75	50	SC	SC	55	20	0.75	55	20	0.75	55	SC	SC	60	22	0.75	60	22	0.75	60	SC	SC	65	24	0.75	65	24	0.75	65	SC	SC	70	26	0.75	70	26	0.75	70	SC	SC	75	28	0.75	75	28	0.75	75	SC	SC	80	30	0.75	80	30	0.75	80	SC	SC	85	32	0.75	85	32	0.75	85	SC	SC	90	34	0.75	90	34	0.75	90	SC	SC	95	36	0.75	95	36	0.75	95	SC	SC	100	38	0.75	100	38	0.75	100																									
Clasificación	Grupos	W _L (%)	W _p (%)	U (%)	U _{lim} (%)	U _{lim} (%)	U _{lim} (%)	U _{lim} (%)																																																																																																																																																																																													
SC	SC	15	4	0.75	15	4	0.75	15																																																																																																																																																																																													
SC	SC	20	6	0.75	20	6	0.75	20																																																																																																																																																																																													
SC	SC	25	8	0.75	25	8	0.75	25																																																																																																																																																																																													
SC	SC	30	10	0.75	30	10	0.75	30																																																																																																																																																																																													
SC	SC	35	12	0.75	35	12	0.75	35																																																																																																																																																																																													
SC	SC	40	14	0.75	40	14	0.75	40																																																																																																																																																																																													
SC	SC	45	16	0.75	45	16	0.75	45																																																																																																																																																																																													
SC	SC	50	18	0.75	50	18	0.75	50																																																																																																																																																																																													
SC	SC	55	20	0.75	55	20	0.75	55																																																																																																																																																																																													
SC	SC	60	22	0.75	60	22	0.75	60																																																																																																																																																																																													
SC	SC	65	24	0.75	65	24	0.75	65																																																																																																																																																																																													
SC	SC	70	26	0.75	70	26	0.75	70																																																																																																																																																																																													
SC	SC	75	28	0.75	75	28	0.75	75																																																																																																																																																																																													
SC	SC	80	30	0.75	80	30	0.75	80																																																																																																																																																																																													
SC	SC	85	32	0.75	85	32	0.75	85																																																																																																																																																																																													
SC	SC	90	34	0.75	90	34	0.75	90																																																																																																																																																																																													
SC	SC	95	36	0.75	95	36	0.75	95																																																																																																																																																																																													
SC	SC	100	38	0.75	100	38	0.75	100																																																																																																																																																																																													
<p>Exploraciones Geofísicas - Datos de Ensayos de Refracción Sísmica</p>  <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th>Observaciones Ensayo</th> <th>Tipo de ensayo</th> <th>Vp (m/s)</th> <th>Descripción del tipo de suelo estimado</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td rowspan="3">LS-05</td> <td rowspan="3">P</td> <td>454</td> <td>Suelo medianamente compacto</td> </tr> <tr> <td>1160</td> <td>Suelo compacto, predominantemente arena gruesa a arena mediana. Posibles frentes de fractura de rocas TP fuerte ASTM = 3 (S77)</td> </tr> <tr> <td>2110</td> <td>Predominantemente arena muy compacta y/o material muy compacto</td> </tr> </tbody> </table>	Observaciones Ensayo	Tipo de ensayo	Vp (m/s)	Descripción del tipo de suelo estimado	LS-05	P	454	Suelo medianamente compacto	1160	Suelo compacto, predominantemente arena gruesa a arena mediana. Posibles frentes de fractura de rocas TP fuerte ASTM = 3 (S77)	2110	Predominantemente arena muy compacta y/o material muy compacto	<p>Capacidad Portante y Analisis de Asentamientos de la cimentación</p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th>Profundidad (m)</th> <th>Q_{ult} (kg/cm²)</th> <th>Q_{adm} (kg/cm²)</th> <th>Asentamiento (mm)</th> <th>Asentamiento (%)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>0</td><td>100</td><td>30</td><td>10</td><td>10</td></tr> <tr><td>1</td><td>150</td><td>45</td><td>15</td><td>10</td></tr> <tr><td>2</td><td>200</td><td>60</td><td>20</td><td>10</td></tr> <tr><td>3</td><td>250</td><td>75</td><td>25</td><td>10</td></tr> <tr><td>4</td><td>300</td><td>90</td><td>30</td><td>10</td></tr> <tr><td>5</td><td>350</td><td>105</td><td>35</td><td>10</td></tr> <tr><td>6</td><td>400</td><td>120</td><td>40</td><td>10</td></tr> <tr><td>7</td><td>450</td><td>135</td><td>45</td><td>10</td></tr> <tr><td>8</td><td>500</td><td>150</td><td>50</td><td>10</td></tr> <tr><td>9</td><td>550</td><td>165</td><td>55</td><td>10</td></tr> <tr><td>10</td><td>600</td><td>180</td><td>60</td><td>10</td></tr> <tr><td>11</td><td>650</td><td>195</td><td>65</td><td>10</td></tr> <tr><td>12</td><td>700</td><td>210</td><td>70</td><td>10</td></tr> <tr><td>13</td><td>750</td><td>225</td><td>75</td><td>10</td></tr> <tr><td>14</td><td>800</td><td>240</td><td>80</td><td>10</td></tr> <tr><td>15</td><td>850</td><td>255</td><td>85</td><td>10</td></tr> </tbody> </table>	Profundidad (m)	Q _{ult} (kg/cm ²)	Q _{adm} (kg/cm ²)	Asentamiento (mm)	Asentamiento (%)	0	100	30	10	10	1	150	45	15	10	2	200	60	20	10	3	250	75	25	10	4	300	90	30	10	5	350	105	35	10	6	400	120	40	10	7	450	135	45	10	8	500	150	50	10	9	550	165	55	10	10	600	180	60	10	11	650	195	65	10	12	700	210	70	10	13	750	225	75	10	14	800	240	80	10	15	850	255	85	10																																																																																																			
Observaciones Ensayo	Tipo de ensayo	Vp (m/s)	Descripción del tipo de suelo estimado																																																																																																																																																																																																		
LS-05	P	454	Suelo medianamente compacto																																																																																																																																																																																																		
		1160	Suelo compacto, predominantemente arena gruesa a arena mediana. Posibles frentes de fractura de rocas TP fuerte ASTM = 3 (S77)																																																																																																																																																																																																		
		2110	Predominantemente arena muy compacta y/o material muy compacto																																																																																																																																																																																																		
Profundidad (m)	Q _{ult} (kg/cm ²)	Q _{adm} (kg/cm ²)	Asentamiento (mm)	Asentamiento (%)																																																																																																																																																																																																	
0	100	30	10	10																																																																																																																																																																																																	
1	150	45	15	10																																																																																																																																																																																																	
2	200	60	20	10																																																																																																																																																																																																	
3	250	75	25	10																																																																																																																																																																																																	
4	300	90	30	10																																																																																																																																																																																																	
5	350	105	35	10																																																																																																																																																																																																	
6	400	120	40	10																																																																																																																																																																																																	
7	450	135	45	10																																																																																																																																																																																																	
8	500	150	50	10																																																																																																																																																																																																	
9	550	165	55	10																																																																																																																																																																																																	
10	600	180	60	10																																																																																																																																																																																																	
11	650	195	65	10																																																																																																																																																																																																	
12	700	210	70	10																																																																																																																																																																																																	
13	750	225	75	10																																																																																																																																																																																																	
14	800	240	80	10																																																																																																																																																																																																	
15	850	255	85	10																																																																																																																																																																																																	
<p>Datos de medición de ondas de superficie de arreglo multicanal (MAS W)</p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th>Profundidad (m)</th> <th>V_s (m/s)</th> <th>V_h (m/s)</th> <th>V_v (m/s)</th> <th>V_{h/v} (%)</th> <th>V_{v/v} (%)</th> <th>Coeficiente de Poisson (ν)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>0.5</td><td>150</td><td>100</td><td>50</td><td>66.7</td><td>33.3</td><td>0.33</td></tr> <tr><td>1.0</td><td>180</td><td>120</td><td>60</td><td>66.7</td><td>33.3</td><td>0.33</td></tr> <tr><td>1.5</td><td>210</td><td>140</td><td>70</td><td>66.7</td><td>33.3</td><td>0.33</td></tr> <tr><td>2.0</td><td>240</td><td>160</td><td>80</td><td>66.7</td><td>33.3</td><td>0.33</td></tr> <tr><td>2.5</td><td>270</td><td>180</td><td>90</td><td>66.7</td><td>33.3</td><td>0.33</td></tr> <tr><td>3.0</td><td>300</td><td>200</td><td>100</td><td>66.7</td><td>33.3</td><td>0.33</td></tr> <tr><td>3.5</td><td>330</td><td>220</td><td>110</td><td>66.7</td><td>33.3</td><td>0.33</td></tr> <tr><td>4.0</td><td>360</td><td>240</td><td>120</td><td>66.7</td><td>33.3</td><td>0.33</td></tr> <tr><td>4.5</td><td>390</td><td>260</td><td>130</td><td>66.7</td><td>33.3</td><td>0.33</td></tr> <tr><td>5.0</td><td>420</td><td>280</td><td>140</td><td>66.7</td><td>33.3</td><td>0.33</td></tr> <tr><td>5.5</td><td>450</td><td>300</td><td>150</td><td>66.7</td><td>33.3</td><td>0.33</td></tr> <tr><td>6.0</td><td>480</td><td>320</td><td>160</td><td>66.7</td><td>33.3</td><td>0.33</td></tr> <tr><td>6.5</td><td>510</td><td>340</td><td>170</td><td>66.7</td><td>33.3</td><td>0.33</td></tr> <tr><td>7.0</td><td>540</td><td>360</td><td>180</td><td>66.7</td><td>33.3</td><td>0.33</td></tr> <tr><td>7.5</td><td>570</td><td>380</td><td>190</td><td>66.7</td><td>33.3</td><td>0.33</td></tr> <tr><td>8.0</td><td>600</td><td>400</td><td>200</td><td>66.7</td><td>33.3</td><td>0.33</td></tr> <tr><td>8.5</td><td>630</td><td>420</td><td>210</td><td>66.7</td><td>33.3</td><td>0.33</td></tr> <tr><td>9.0</td><td>660</td><td>440</td><td>220</td><td>66.7</td><td>33.3</td><td>0.33</td></tr> <tr><td>9.5</td><td>690</td><td>460</td><td>230</td><td>66.7</td><td>33.3</td><td>0.33</td></tr> <tr><td>10.0</td><td>720</td><td>480</td><td>240</td><td>66.7</td><td>33.3</td><td>0.33</td></tr> <tr><td>10.5</td><td>750</td><td>500</td><td>250</td><td>66.7</td><td>33.3</td><td>0.33</td></tr> <tr><td>11.0</td><td>780</td><td>520</td><td>260</td><td>66.7</td><td>33.3</td><td>0.33</td></tr> <tr><td>11.5</td><td>810</td><td>540</td><td>270</td><td>66.7</td><td>33.3</td><td>0.33</td></tr> <tr><td>12.0</td><td>840</td><td>560</td><td>280</td><td>66.7</td><td>33.3</td><td>0.33</td></tr> <tr><td>12.5</td><td>870</td><td>580</td><td>290</td><td>66.7</td><td>33.3</td><td>0.33</td></tr> <tr><td>13.0</td><td>900</td><td>600</td><td>300</td><td>66.7</td><td>33.3</td><td>0.33</td></tr> <tr><td>13.5</td><td>930</td><td>620</td><td>310</td><td>66.7</td><td>33.3</td><td>0.33</td></tr> </tbody> </table>	Profundidad (m)	V _s (m/s)	V _h (m/s)	V _v (m/s)	V _{h/v} (%)	V _{v/v} (%)	Coeficiente de Poisson (ν)	0.5	150	100	50	66.7	33.3	0.33	1.0	180	120	60	66.7	33.3	0.33	1.5	210	140	70	66.7	33.3	0.33	2.0	240	160	80	66.7	33.3	0.33	2.5	270	180	90	66.7	33.3	0.33	3.0	300	200	100	66.7	33.3	0.33	3.5	330	220	110	66.7	33.3	0.33	4.0	360	240	120	66.7	33.3	0.33	4.5	390	260	130	66.7	33.3	0.33	5.0	420	280	140	66.7	33.3	0.33	5.5	450	300	150	66.7	33.3	0.33	6.0	480	320	160	66.7	33.3	0.33	6.5	510	340	170	66.7	33.3	0.33	7.0	540	360	180	66.7	33.3	0.33	7.5	570	380	190	66.7	33.3	0.33	8.0	600	400	200	66.7	33.3	0.33	8.5	630	420	210	66.7	33.3	0.33	9.0	660	440	220	66.7	33.3	0.33	9.5	690	460	230	66.7	33.3	0.33	10.0	720	480	240	66.7	33.3	0.33	10.5	750	500	250	66.7	33.3	0.33	11.0	780	520	260	66.7	33.3	0.33	11.5	810	540	270	66.7	33.3	0.33	12.0	840	560	280	66.7	33.3	0.33	12.5	870	580	290	66.7	33.3	0.33	13.0	900	600	300	66.7	33.3	0.33	13.5	930	620	310	66.7	33.3	0.33	<p>Datos de ensayos SPT</p> 
Profundidad (m)	V _s (m/s)	V _h (m/s)	V _v (m/s)	V _{h/v} (%)	V _{v/v} (%)	Coeficiente de Poisson (ν)																																																																																																																																																																																															
0.5	150	100	50	66.7	33.3	0.33																																																																																																																																																																																															
1.0	180	120	60	66.7	33.3	0.33																																																																																																																																																																																															
1.5	210	140	70	66.7	33.3	0.33																																																																																																																																																																																															
2.0	240	160	80	66.7	33.3	0.33																																																																																																																																																																																															
2.5	270	180	90	66.7	33.3	0.33																																																																																																																																																																																															
3.0	300	200	100	66.7	33.3	0.33																																																																																																																																																																																															
3.5	330	220	110	66.7	33.3	0.33																																																																																																																																																																																															
4.0	360	240	120	66.7	33.3	0.33																																																																																																																																																																																															
4.5	390	260	130	66.7	33.3	0.33																																																																																																																																																																																															
5.0	420	280	140	66.7	33.3	0.33																																																																																																																																																																																															
5.5	450	300	150	66.7	33.3	0.33																																																																																																																																																																																															
6.0	480	320	160	66.7	33.3	0.33																																																																																																																																																																																															
6.5	510	340	170	66.7	33.3	0.33																																																																																																																																																																																															
7.0	540	360	180	66.7	33.3	0.33																																																																																																																																																																																															
7.5	570	380	190	66.7	33.3	0.33																																																																																																																																																																																															
8.0	600	400	200	66.7	33.3	0.33																																																																																																																																																																																															
8.5	630	420	210	66.7	33.3	0.33																																																																																																																																																																																															
9.0	660	440	220	66.7	33.3	0.33																																																																																																																																																																																															
9.5	690	460	230	66.7	33.3	0.33																																																																																																																																																																																															
10.0	720	480	240	66.7	33.3	0.33																																																																																																																																																																																															
10.5	750	500	250	66.7	33.3	0.33																																																																																																																																																																																															
11.0	780	520	260	66.7	33.3	0.33																																																																																																																																																																																															
11.5	810	540	270	66.7	33.3	0.33																																																																																																																																																																																															
12.0	840	560	280	66.7	33.3	0.33																																																																																																																																																																																															
12.5	870	580	290	66.7	33.3	0.33																																																																																																																																																																																															
13.0	900	600	300	66.7	33.3	0.33																																																																																																																																																																																															
13.5	930	620	310	66.7	33.3	0.33																																																																																																																																																																																															
<p>Datos de Licnefaccion del Suelo</p> <p>Estimación del Potencial de Licnefaccion del Suelo (Método Simplificado de Seed y Idriss)</p> <p>Este gráfico muestra el potencial de licnefaccion del suelo en función de la profundidad y la magnitud de la sismicidad. Se observan zonas de alto potencial de licnefaccion (áreas sombreadas) entre 1.5 y 3.5 metros de profundidad.</p>																																																																																																																																																																																																					
<p>Firma del Experto que valida el instrumento</p> 																																																																																																																																																																																																					

MATRIZ PARA EVALUACIÓN DE EXPERTOS

Título de la investigación:	Análisis Comparativo En El Diseño De Cimentaciones Profundas Con El Método Flexión Y Corte Y Método Puntal Tensor En Una Edificación Multifamiliar De Concreto Armado, Trujillo 2022	
Línea de investigación:	Tecnología e innovación	
Apellidos y nombres del experto:	Ing. Sagastegui Vásquez, Germán	
El instrumento de medición pertenece a la variable:	Cuantías de Refuerzo	

Mediante la matriz de evaluación de expertos, Ud. tiene la facultad de evaluar cada una de las preguntas marcando con una "x" en las columnas de SÍ o NO. Asimismo, le exhortamos en la corrección de los ítems, indicando sus observaciones y/o sugerencias, con la finalidad de mejorar la medición sobre la variable en estudio.

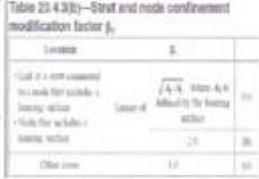
Ítems	Preguntas	Aprecia		Observaciones
		SÍ	NO	
1	¿El instrumento de medición presenta el diseño adecuado?	X		
2	¿El instrumento de recolección de datos tiene relación con el título de la investigación?	X		
3	¿En el instrumento de recolección de datos se mencionan las variables de investigación?	X		
4	¿El instrumento de recolección de datos facilitará el logro de los objetivos de la investigación?	X		
5	¿El instrumento de recolección de datos se relaciona con las variables de estudio?	X		
6	¿Cada una de los ítems del instrumento de medición se relaciona con cada uno de los elementos de los indicadores?	X		
7	¿El diseño del instrumento de medición facilitará el análisis y procesamiento de datos?	X		
8	¿El instrumento de medición será accesible a la población sujeto de estudio?	X		
9	¿El instrumento de medición es claro, preciso y sencillo de manera que se pueda obtener los datos requeridos?	X		

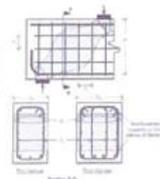
Sugerencias:

Firma del experto:


Ing. Germán Sagastegui Vásquez
C.P. 126047

FICHA DE DATOS Método Puntal Tensor y Método Flexión y Corte			
Observador:			
Método Puntal Tensor ACI 318-19 Cap 23		Método Seccional NPT E060 Cap 10	
hipótesis:		hipótesis:	
Requisitos de diseño		Requisitos de diseño	
Zonas nodales			
Puntales			
Tensores			
Factores de minoración		Factores de minoración	
ACI 318-19 Cap. 22 y CRSI		NPT E060 11 Y 12	
Requisitos a cortante en una dirección CRSI		Requisitos a cortante NPT y ACI 318	
Requisitos a cortante en dos direcciones CRSI		Requisitos a cortante en dos direcciones NTP E060	
Otros Requerimientos ACI 318-19		Otros Requerimientos NTP E060	
Refuerzo Distribuido mínimo		longitud de desarrollo para barras a tracción (ld)	
longitud de desarrollo para barras a tracción (ld)		longitud de gancho estándar a tracción (ldh)	
longitud de gancho estándar a tracción (ldh)			
Firma de Experto que valida el instrumento:			
 Ing. Hermano Santiago Vargas C.I.P. 126049			

FICHA DATOS - Método Puntal Tensor y Método Flexión y Corte			
Observador: Bach: Wildo José Chacon Paredes y Bach: Deily Nelvis Guillen Villanueva			
Método Puntal Tensor ACI 318-19 Cap 23		Método Seccional NPT E060 Cap 10	
Hipótesis: El método puntal tensor (MPT), Se basa en el principio de Saint Venant, que los esfuerzos debido a cargas axiales y flexión se acercan a una distribución lineal a una distancia igual a la altura total del elemento, la misma que se describe como Región D (región de discontinuidad o discontinuidad geométrica)		Hipótesis: Se basa en la hipótesis de Bernoulli, las secciones permanecen planas aun después de la deformación, de denomina regiones B, donde se cumplen esta hipótesis. Esta es la hipótesis para el diseño a flexión del concreto armado.	
Requisitos de diseño		Requisitos de diseño	
Zonas nodales $\phi F_{nt} \geq F_{ut}$ $F_{nt} = f_{ce} A_{nc}$ $f_{ce} = 0.85 \beta_c \beta_s f_c$	La resistencia nominal del nodo debe ser mayor que el Resistencia actuante ultima	$\rho b = \frac{0.85 f_c \beta_1 \left(\frac{6000}{f_y} \right)}{f_y \left(\frac{6000}{f_y} + 6000 \right)}$ $\rho_{max} = 0.5 \rho b$	se calcula la cuantía balanceada, para que la cuantía máxima no sea mayor que el 0.5 de la cuantía balanceada
Puntales $\phi F_{nt} \geq F_{ut}$ $F_{nt} = f_{ce} A_{nc}$ $f_{ce} = 0.85 \beta_c \beta_s f_c$	La resistencia nominal del puntal debe ser mayor que el Resistencia actuante ultima	$A_s = \left[d - \sqrt{d^2 - \frac{4M_u}{\phi 1.7 f_c b}} \right] \frac{0.85 f_c b}{f_y}$ $a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c b}$	El acero se calcula con el momento ultimo de diseño que se obtiene de un análisis estructural
Tensores $\phi F_{nt} \geq F_{ut}$ $F_{nt} = A_{st} f_s + A_{sp} \Delta f$	La resistencia nominal del nodo no debe ser mayor que el Resistencia actuante ultima	$c = \frac{a}{0.85}$ $\rho = \frac{A_s}{bd}$	Se calcula la altura del bloque se compresiones y altura del eje neutro
 		$Mn = \phi f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) A_s$	Se calcula el Momento nominal con el acero colocado, y se calcula la cuantía de acero dispuesto en la sección
		$\epsilon_t = \left(\frac{d - c}{c} \right) \epsilon_{cu}$	se calcula las deformaciones para la verificación si el factor de

<p>Tabla 23.8.2—Nodal zone coefficient β_n</p> <p>Classification of nodal zone</p> <table border="1"> <tr> <td>β_n</td> <td>1.5</td> <td>1.0</td> </tr> <tr> <td>Nodal zone bounded by other bearing areas or walls</td> <td>1.5</td> <td>1.0</td> </tr> <tr> <td>Nodal zone including one face</td> <td>1.00</td> <td>0.75</td> </tr> <tr> <td>Nodal zone including two or more faces</td> <td>0.60</td> <td>0.5</td> </tr> </table>	β_n	1.5	1.0	Nodal zone bounded by other bearing areas or walls	1.5	1.0	Nodal zone including one face	1.00	0.75	Nodal zone including two or more faces	0.60	0.5	$\epsilon_n = \frac{f_y}{E_s}$ $\epsilon_t \geq \epsilon_n + 0.003$	minoración es a flexión = 0,9
β_n	1.5	1.0												
Nodal zone bounded by other bearing areas or walls	1.5	1.0												
Nodal zone including one face	1.00	0.75												
Nodal zone including two or more faces	0.60	0.5												
Factores de minoración	Factores de minoración													
$\phi=0.75$ para zonas nodales, puntales y tensores $\phi=0.75$ para cortante	$\phi=0.9$ para fallas controladas a tracción $\phi=0.75$ para cortante													
ACI 318-19 Cap 22 y CRSI	NPT E060 II Y 12													
Requisitos a cortante en una dirección CRSI	Requisitos a cortante NPT y ACI 318													
Como $w/d < 1.00$, entonces ya no se procede a calcular mediante el ACI 318-19. Si no mediante CRSI Handbook y la sección crítica se calcula en la cara de columna o muro	la sección crítica se calcula a una distancia d , de la cara de la columna o muro													
$V_u \leq \phi V$ $v_c = \frac{d}{(w)} \left[3.5 + 2.5 \frac{M_u}{V_u} \right] \left[0.50 \sqrt{f_c} + 0.0265 \sqrt{f_c} \left(\frac{V_u d}{M_u} \right) \right] \leq 2.65 \sqrt{f_c}$ $V_c = 0.53 \lambda \sqrt{f_c} c b_w d$ $\phi V_c = 0.75 (v_c \times b \times d)$	$V_u \leq \phi V$ $V_c = 0.53 \lambda \sqrt{f_c} c b_w d$ $\phi V_c = 0.75 (v_c \times b \times d)$													
Requisitos a cortante en dos direcciones CRSI	Requisitos a cortante en dos direcciones NTP E060													
Como $w > d/2$, para esta caso el CRSI Handbook, se calcula en la cara de columna o muro	la sección crítica se calcula a una distancia $d/2$, de la cara de la columna o muro													
$V_u \leq \phi V$ $v_{c1} = 1.1 \lambda_s \lambda \sqrt{f_c}$ $v_{c2} = 0.27 \left(2 + \frac{a_d}{b_o} \right) \lambda_s \lambda \sqrt{f_c}$ $v_{c3} = 0.53 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda_s \lambda \sqrt{f_c}$ $\phi V_c = \phi v_c \times b_o \times d$	$V_u \leq \phi V$ $v_{c1} = 1.1 \lambda_s \lambda \sqrt{f_c}$ $v_{c2} = 0.27 \left(2 + \frac{a_d}{b_o} \right) \lambda_s \lambda \sqrt{f_c}$ $v_{c3} = 0.53 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda_s \lambda \sqrt{f_c}$ $\phi V_c = \phi v_c \times b_o \times d$													
Otros Requerimientos ACI 318-19	Otros Requerimientos NTP E060													
Refuerzo Distribuido mínimo	longitud de desarrollo para barras a tracción (l_d)													
$0.0025 (s_b) b_w$ 	$l_d = \left(\frac{f_y \Psi_t \Psi_e \Psi_s \Psi_g}{3.5 \lambda \sqrt{f_c} \left(\frac{c_b + k_{tr}}{d_b} \right)} \right) d_b$ $\left(\frac{c_b + k_{tr}}{d_b} \right) \geq 2.5$													

longitud de desarrollo para barras a tracción (l_d)	longitud de gancho estándar a tracción (l_{dh})
$l_d = \left(\frac{f_y \Psi_t \Psi_e \Psi_s \Psi_g}{3.5 \lambda \sqrt{f_c} \left(\frac{c_b + k_{tr}}{d_b} \right)} \right) d_b$ $\left(\frac{c_b + k_{tr}}{d_b} \right) \geq 2.5$	$l_{dh} = \left(\frac{f_y \Psi_t \Psi_e \Psi_s \Psi_g}{23 \lambda \sqrt{f_c}} \right) d_b^{1.5}$
longitud de gancho estándar a tracción (l_{dh})	
$l_{dh} = \left(\frac{f_y \Psi_t \Psi_e \Psi_s \Psi_g}{23 \lambda \sqrt{f_c}} \right) d_b^{1.5}$	
Firma de Experto que valida el instrumento a utilizar	
 Ing. German Rodríguez Viquez CIR 716019	

ANEXO 12: Validación de instrumentos Ing. Nixon Peche Melo

MATRIZ PARA EVALUACIÓN DE EXPERTOS

Título de la investigación:	Análisis Comparativo En El Diseño De Cimentaciones Profundas Con El Método Flexión Y Corte Y Método Puntal Tensor En Una Edificación Multifamiliar De Concreto Armado, Trujillo 2022
Línea de investigación:	Tecnología e innovación
Apellidos y nombres del experto:	Ing. Nixon Brayan Peche Melo
El instrumento de medición pertenece a la variable:	Cuantías de Refuerzo

Mediante la matriz de evaluación de expertos, Ud. tiene la facultad de evaluar cada una de las preguntas marcando con una "x" en las columnas de SÍ o NO. Asimismo, le exhortamos en la corrección de los ítems, indicando sus observaciones y/o sugerencias, con la finalidad de mejorar la medición sobre la variable en estudio.

Ítems	Preguntas	Aprecia		Observaciones
		SI	NO	
1	¿El instrumento de medición presenta el diseño adecuado?	x		
2	¿El instrumento de recolección de datos tiene relación con el título de la investigación?	x		
3	¿En el instrumento de recolección de datos se mencionan las variables de investigación?	x		
4	¿El instrumento de recolección de datos facilitará el logro de los objetivos de la investigación?	x		
5	¿El instrumento de recolección de datos se relaciona con las variables de estudio?	x		
6	¿Cada una de los ítems del instrumento de medición se relaciona con cada uno de los elementos de los indicadores?	x		
7	¿El diseño del instrumento de medición facilitará el análisis y procesamiento de datos?	x		
8	¿El instrumento de medición será accesible a la población sujeto de estudio?	x		
9	¿El instrumento de medición es claro, preciso y sencillo de manera que se pueda obtener los datos requeridos?	x		

Sugerencias:

Firma del experto:



FICHA DE DATOS Método Puntal Tensor y Método Flexión y Corte	
Observador:	
Método Puntal Tensor ACI 318-19 Cap 23	Método Seccional NPT E060 Cap 10
hipótesis:	hipótesis:
Requisitos de diseño	Requisitos de diseño
Zonas nodales	
Puntales	
Tensores	
Factores de minoración	Factores de minoración
ACI 318-19 Cap. 22 y CRSI	NPT E060 11 Y 12
Requisitos a cortante en una dirección CRSI	Requisitos a cortante NPT y ACI 318
Requisitos a cortante en dos direcciones CRSI	Requisitos a cortante en dos direcciones NTP E060
Otros Requerimientos ACI 318-19	Otros Requerimientos NTP E060
Refuerzo Distribuido mínimo	longitud de desarrollo para barras a tracción (ld)
longitud de desarrollo para barras a tracción (ld)	longitud de gancho estándar a tracción (ldh)
longitud de gancho estándar a tracción (ldh)	
Firma de Experto que valida el instrumento:	
	

MATRIZ PARA EVALUACIÓN DE EXPERTOS

Título de la investigación:	Análisis Comparativo En El Diseño De Cimentaciones Profundas Con El Método Flexión Y Corte Y Método Puntal Tensor En Una Edificación Multifamiliar De Concreto Armado, Trujillo 2022	
Línea de investigación:	Tecnología e innovación	
Apellidos y nombres del experto:	Ing. Nixon Brayan Peché Melo	
El instrumento de medición pertenece a la variable:	Cuantías de Refuerzo	

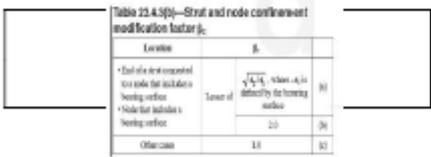
Mediante la matriz de evaluación de expertos, Ud. tiene la facultad de evaluar cada una de las preguntas marcando con una "x" en las columnas de SÍ o NO. Asimismo, le exhortamos en la corrección de los ítems, indicando sus observaciones y/o sugerencias, con la finalidad de mejorar la medición sobre la variable en estudio.

Ítems	Preguntas	Aprecia		Observaciones
		SI	NO	
1	¿El instrumento de medición presenta el diseño adecuado?	x		
2	¿El instrumento de recolección de datos tiene relación con el título de la investigación?	x		
3	¿En el instrumento de recolección de datos se mencionan las variables de investigación?	x		
4	¿El instrumento de recolección de datos facilitará el logro de los objetivos de la investigación?	x		
5	¿El instrumento de recolección de datos se relaciona con las variables de estudio?	x		
6	¿Cada una de los ítems del instrumento de medición se relaciona con cada uno de los elementos de los indicadores?	x		
7	¿El diseño del instrumento de medición facilitará el análisis y procesamiento de datos?	x		
8	¿El instrumento de medición será accesible a la población sujeto de estudio?	x		
9	¿El instrumento de medición es claro, preciso y sencillo de manera que se pueda obtener los datos requeridos?	x		

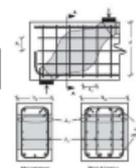
Sugerencias:

Firma del experto:



FICHA DATOS - Método Puntal Tensor y Método Flexión y Corte			
Observador: Bach: Wildo José Chacon Paredes y Bach: Deily Nelvis Guillen Villanueva			
Método Puntal Tensor ACI 318-19 Cap 23		Método Seccional NPT E060 Cap 10	
Hipótesis: El método puntal tensor (MPT), Se basa en el principio de Saint Venant, que los esfuerzos debido a cargas axiales y flexión se acercan a una distribución lineal a una distancia igual a la altura total del elemento, la misma que se describe como Región D (región de discontinuidad o discontinuidad geométrica)		Hipótesis: Se basa en la hipótesis de Bernoulli, las secciones permanecen planas aun después de la deformación, de denomina regiones B, donde se cumplen esta hipótesis. Esta es la hipótesis para el diseño a flexión del concreto armado.	
Requisitos de diseño		Requisitos de diseño	
Zonas nodales $\phi F_{mn} \geq F_{mn}$ $F_{mn} = f_{cr} A_{cr}$ $f_{cr} = 0.85 \beta_1 \beta_s f'_c$	La resistencia nominal del nodo debe ser mayor que el Resistencia actuante ultima	$\rho b = \frac{0.85 f'_c \beta_1 \left(\frac{6000}{f_y + 6000} \right)}{f_y}$ $\rho_{max} = 0.5 \rho b$	se calcula la cuantía balanceada, para que la cuantía máxima no sea mayor que el 0.5 de la cuantía balanceada
Puntales $\phi F_{tu} \geq F_{tu}$ $F_{tu} = f_{cr} A_{cr}$ $f_{cr} = 0.85 \beta_1 \beta_s f'_c$	La resistencia nominal del puntal debe ser mayor que el Resistencia actuante ultima	$A_s = \left[d - \sqrt{d^2 - \frac{4M_u}{\phi 1.7 f'_c b}} \right] \frac{0.85 f'_c b}{f_y}$ $a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}$	El acero se calcula con el momento ultimo de diseño que se obtiene de un análisis estructural
Tensores $\phi F_{st} \geq F_{st}$ $F_{st} = A_w f_y + A_p \Delta f$	La resistencia nominal del nodo no debe ser mayor que el Resistencia actuante ultima	$c = \frac{a}{0.85}$ $\rho = \frac{A_s}{bd}$	Se calcula la altura del bloque se compresiones y altura del eje neutro
		$M_n = \phi f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) A_s$	Se calcula el Momento nominal con el acero colocado, y se calcula la cuantía de acero dispuesto en la sección
		$\epsilon_t = \left(\frac{d - c}{c} \right) \epsilon_{cu}$	se calcula las deformaciones para la verificación si el factor de



<p>Table 23.9.2—Nodal zone coefficient β_n</p> <table border="1"> <tr> <th>Configuration of nodal zone</th> <th>β_n</th> <th>l_o</th> </tr> <tr> <td>Nodal zone bounded by struts, bearing areas, or both</td> <td>1.0</td> <td>1d</td> </tr> <tr> <td>Nodal zone anchoring one tie</td> <td>0.80</td> <td>0.9d</td> </tr> <tr> <td>Nodal zone anchoring two or more ties</td> <td>0.80</td> <td>1d</td> </tr> </table>	Configuration of nodal zone	β_n	l _o	Nodal zone bounded by struts, bearing areas, or both	1.0	1d	Nodal zone anchoring one tie	0.80	0.9d	Nodal zone anchoring two or more ties	0.80	1d	$\epsilon_{ty} = \frac{fy}{Es}$ $\epsilon_r \geq \epsilon_{ty} + 0.003$	minoración es a flexión = 0.9
Configuration of nodal zone	β_n	l _o												
Nodal zone bounded by struts, bearing areas, or both	1.0	1d												
Nodal zone anchoring one tie	0.80	0.9d												
Nodal zone anchoring two or more ties	0.80	1d												
Factores de minoración	Factores de minoración													
Ø=0.75 para zonas nodales, puntales y tensores Ø=0.75 para cortante	Ø=0.9 para fallas controladas a tracción Ø=0.75 para cortante													
ACI 318-19 Cap 22 y CRSI	NPT E060 11 Y 12													
Requisitos a cortante en una dirección CRSI	Requisitos a cortante NPT y ACI 318													
Como $w/d < 1.00$, entonces ya no se procede a calcular mediante el ACI 318-19. Si no mediante CRSI Handbook y la sección crítica se calcula en la cara de columna o muro	la sección crítica se calcula a una distancia d , de la cara de la columna o muro													
$Vu \leq \phi V$ $vc = \left(\frac{d}{w} \right) \left[3.5 + 2.5 \frac{Mu}{Vn} \right] \left[0.50 \sqrt{f'c} + 0.0265 \sqrt{f'c} \left(\frac{Vu d}{Mu} \right) \right] \leq 2.65 \sqrt{f'c}$ $\phi Vc = 0.75 (vc \times b \times d)$	$Vu \leq \phi V$ $Vc = 0.53 \lambda \lambda' \sqrt{f'c} b_o d$ $\phi Vc = 0.75 (vc \times b \times d)$													
Requisitos a cortante en dos direcciones CRSI	Requisitos a cortante en dos direcciones NTP E060													
Como $w > d/2$, para esta caso el CRSI Handbook, se calcula en la cara de columna o muro	la sección crítica se calcula a una distancia $d/2$, de la cara de la columna o muro													
$Vu \leq \phi V$ $vc_1 = 1.1 \lambda_2 \lambda_1 \sqrt{f'c}$ $vc_2 = 0.27 \left(2 + \frac{a_1 d}{b_o} \right) \lambda_1 \lambda_2 \sqrt{f'c}$ $vc_3 = 0.53 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda_1 \lambda_2 \sqrt{f'c}$ $\phi Vc = \phi vc \times b_o \times d$	$Vu \leq \phi V$ $vc_1 = 1.1 \lambda_2 \lambda_1 \sqrt{f'c}$ $vc_2 = 0.27 \left(2 + \frac{a_1 d}{b_o} \right) \lambda_1 \lambda_2 \sqrt{f'c}$ $vc_3 = 0.53 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda_1 \lambda_2 \sqrt{f'c}$ $\phi Vc = \phi vc \times b_o \times d$													
Otros Requerimientos ACI 318-19	Otros Requerimientos NTP E060													
Refuerzo Distribuido mínimo  $0.0025 (s_b) b_w$	longitud de desarrollo para barras a tracción (ld) $ld = \left(\frac{fy \Psi_t \Psi_s \Psi_e \Psi_c}{3.5 \lambda \sqrt{f'c} \left(\frac{c_s + k_{tr}}{d_b} \right)} \right) d_b$ $\left(\frac{c_s + k_{tr}}{d_b} \right) \geq 2.5$													

Villanueva

longitud de desarrollo para barras a tracción (ld) $ld = \left(\frac{fy \Psi_t \Psi_s \Psi_e \Psi_c}{3.5 \lambda \sqrt{f'c} \left(\frac{c_s + k_{tr}}{d_b} \right)} \right) d_b$ $\left(\frac{c_s + k_{tr}}{d_b} \right) \geq 2.5$	longitud de gancho estándar a tracción (ldh) $ldh = \left(\frac{fy \Psi_t \Psi_s \Psi_e \Psi_c}{23 \lambda \sqrt{f'c}} \right) d_b^{1.5}$
longitud de gancho estándar a tracción (ldh) $ldh = \left(\frac{fy \Psi_t \Psi_s \Psi_e \Psi_c}{23 \lambda \sqrt{f'c}} \right) d_b^{1.5}$	
Firma de Experto que valida el instrumento a utilizar: 	