

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL



**“REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES
FAMILIARES PARA EL USO DE ENTIDADES FINANCIERAS –
CASO CAJA AREQUIPA - PUNO”**

**TESIS
TOMO I**

PRESENTADA POR:

ARSEMEO ROBERT NAYRA CHOQUE

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:

INGENIERO CIVIL

PUNO – PERÚ

2017

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

“REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES FAMILIARES PARA EL USO DE ENTIDADES FINANCIERAS – CASO CAJA AREQUIPA - PUNO”

TESIS PRESENTADA POR:

ARSEMEO ROBERT NAYRA CHOQUE
PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:
INGENIERO CIVIL



APROBADO POR EL JURADO REVISOR CONFORMADO POR:

PRESIDENTE

:
Ing. Emilio Castillo Aroni

PRIMER MIEMBRO

:
Ing. Nicolás Luza Flores

SEGUNDO MIEMBRO

:
Ing. José Luis Cutipa Arapa

DIRECTOR DE TESIS

:
Ing. Raúl Fernando Echegaray Chambi

ASESOR DE TESIS

:
Ing. Pedro Francisco Rodríguez Huanca

ASESOR DE TESIS

:
Ing. Samuel Laura Huanca

TEMA: REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES EXISTENTES
ÁREA: ESTRUCTURAS

FECHA DE SUSTENTACIÓN 28 DE JUNIO DEL 2017

DEDICATORIA

Quiero dedicar este trabajo, que representa un esfuerzo y un logro más en esta carrera, a las personas más importante en mi vida, A MIS PADRES, Felipe Marcelino y Sabina, quienes con esfuerzo han hecho posible este logro y el gran apoyo desmedido, el cual no es mío, sino suyo en realidad.

También a mis hermanos Richar, Roxana, William y Cesar, por el apoyo que me brindaron durante tantos años de estudio, por su cariño, su comprensión.

Gracias por sus consejos y palabras de aliento y a ayudarme a cumplir mis objetivos como persona y estudiante en mi vida diaria.

A mis amigos y amigas especiales, por su apoyo emotivo en todo momento a seguir adelante, con el apoyo desmedido.

A todos mis familiares y amigos que contribuyeron para que este sueño se haga realidad.

A todas las personas que contribuyeron en mi vida personal y profesional.

AGRADECIMIENTOS

A Dios, por ser mi Guía y apoyo en todo momento.

A mis Padres por ser los mayores Pilares de mi vida, por el apoyo incondicional en todo momento, a mis hermanos, por la confianza y apoyo emotivo.

Al Ing. Pedro Francisco Rodríguez Huanca, por el apoyo, por la sugerencia en el desarrollo de la tesis, por el apoyo y la revisión de la tesis, así mismo por amistad brindada y asesoramiento que fue muy determinante para la conclusión de la tesis. Al Ing. Samuel Laura Huanca, por el apoyo desmedido en el desarrollo de la tesis, en la revisión que fue muy determinante para el desarrollo integro de la tesis. Al Ing. Raúl Fernando Echeagaray Chambi, por la dirección de la tesis, por el apoyo, la revisión, críticas y correcciones brindadas en el desarrollo de la tesis.

A la Ing. Tania Zapata Coacalla, por el apoyo brindado y la amistad, por las sugerencias en el desarrollo de la tesis y por la enseñanza como estudiante en ética. Al Ing. Dennis Omar Flores Ruelas, por el apoyo y tiempo dedicado en la revisión de la tesis, por las sugerencias, aporte de criterios y conocimientos en el desarrollo de la tesis y por la amistad brindada. Al Ing. Ladislao Roger Ticona Melo, por el apoyo incondicional, y la revisión correspondiente. Así mismo, al Ing. Luis Teófilo Cárdenas Condori, por los aportes en el desarrollo de la tesis.

A todos mis docentes de la Carrera profesional de Ingeniería Civil, por las enseñanzas brindadas, por la amistad, por el apoyo de seguir adelante, necesario para el desenvolvimiento de mi vida profesional.

También quiero agradecer a mi jurado dictaminador: Ing. Emilio Castillo Aroni, Ing. Nicolás Luza Flores, Ing. José Luis Cutipa Arapa, por la revisión y crítica correspondiente, quienes con sus conocimientos y criterios brindaron tiempo y paciencia para sugerir y lograr los objetivos.

A mis amigos y amigas especiales, quienes de manera emotiva apoyaron al desarrollo y conclusión del proyecto. A mis amigos de la Universidad Nacional del Altiplano Puno, con los que pase muy gratos momentos en mi formación como estudiante de Ingeniería Civil.

A todos mis amigos estudiantes de Ingeniería Civil de las diversas Universidad del País, a mis amigos de ODEBRECHT, por tener el placer de conocerlos y compartir experiencias que alientan a seguir adelante.

De todo corazón, muy agradecido.

INDICE

CAPITULO 1 GENERALIDADES.....	26
1.1 ASPECTOS GENERALES.....	26
1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	27
1.3 ANTECEDENTES	28
1.4 JUSTIFICACION.....	28
1.5 OBJETIVOS DEL PROYECTO.....	29
1.5.1 OBJETIVO GENERAL	29
1.5.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	29
1.6 METODOLOGIA Y COBERTURA DEL ESTUDIO	29
CAPITULO 2 FUNDAMENTO TEORICO	31
2.1 CONSIDERACIONES HISTÓRICAS	31
2.1.1 REFORZAMIENTOS ESTRUCTURALES EN PERÚ.....	31
2.1.2 CAMBIOS DE LA NORMA E. 030 DISEÑO SISMO RESISTENTE	31
2.2 REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES..	34
2.2.1 GENERALIDADES.....	34
2.2.2 NECESIDAD DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL ...	35
2.2.3 TÉCNICAS DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL	36
2.2.4 PROCESO PARA EL REFORZAMIENTO DE ESTRUCTURAS	37
2.3 REFORZAMIENTO CON INCLUSIÓN DE MUROS DE CORTE	37
2.4 REFORZAMIENTO CON ADICION DE ARRIOSTRAMIENTOS.....	39
2.5 REFORZAMIENTO CON ADICION DE CONTRAFUERTE... 40	
2.6 REFORZAMIENTO CON ADICION DE PORTICOS	40
2.7 SISTEMA DE DISIPADORES DE ENERGÍA	41
2.8 REFORZAMIENTO CON ENCAMISADOS DE CONCRETO ARMADO.....	43
2.8.1 GENERALIDADES.....	43
2.8.2 CONSIDERACIONES PARA EL ANÁLISIS Y DISEÑO DE ENCAMISADOS	45
2.8.3 CONSIDERACIONES CONSTRUCTIVAS (ACI 369-11) ...	45
2.8.4 ENCAMISADO DE VIGAS.....	46
2.8.5 ENCAMISADO DE COLUMNAS	47
2.8.6 ADHERENCIA ENTRE EL CONCRETO INICIAL Y CONCRETO ADICIONADO.....	49
2.8.7 ANALISIS DE ELEMENTOS SOMETIDOS A FLEXIÓN ..	51

2.8.8	ESFUERZO CORTANTE	56
2.8.9	ANÁLISIS DE ELEMENTOS SOMETIDOS A FLEXOCOMPRESION	58
2.8.10	RESISTENCIA A FLEXIÓN RELATIVA DE ELEMENTOS EN UNA UNIÓN VIGA - COLUMNA	65
2.9	REFORZAMIENTO DE ESTRUCTURAS CON SISTEMAS FRP	65
2.9.1	GENERALIDADES.....	65
2.9.2	FILOSOFIA DEL DISEÑO	66
2.9.3	REFORZAMIENTO A FLEXIÓN	74
2.9.4	REFORZAMIENTO A CORTANTE.....	85
2.10	REFORZAMIENTO CON ENCAMISADOS DE ACERO.....	92
2.10.1	GENERALIDADES	92
2.11	REFORZAMIENTO DE CIMENTACIONES	93
2.11.1	RECALCES SUPERFICIALES	93
2.11.2	RECALCES PROFUNDOS	94
2.11.3	EL JET-GROUTING	95
2.11.4	CONSIDERACIONES DE DISEÑO	96
2.11.5	CONSIDERACIONES CONSTRUCTIVAS	97
2.12	RECONOCIMIENTO Y EVALUACIÓN DE ESTRUCTURAS	100
2.12.1	GENERALIDADES	100
2.12.2	INSPECCIÓN PRELIMINAR.....	100
2.12.3	EVALUACIÓN PRELIMINAR DE LAS ESTRUCTURAS	102
2.12.4	PATOLOGÍAS EN EDIFICACIONES	115
 CAPITULO 3 PROYECTO ARQUITECTÓNICO DE INTERVENCIÓN 119		
3.1	PROYECTO ARQUITECTÓNICO DE INTERVENCIÓN	119
3.1.1	EDIFICIO EXISTENTE - PUNO	119
3.1.2	EDIFICIO EXISTENTE - AZÁNGARO	123
 CAPITULO 4 ESTUDIOS BÁSICOS DE INGENIERÍA 125		
4.1	ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS.....	125
4.1.1	INTRODUCCIÓN	125
4.1.2	OBJETIVOS.....	125
4.1.3	EDIFICACIONES EN ESTUDIO	126
4.1.4	DESARROLLO DE LOS TRABAJOS DE CAMPO	126
4.1.5	TRABAJOS EN LABORATORIO	127
4.1.6	TRABAJOS DE GABINETE	128
4.1.7	DESCRIPCIÓN GEOTÉCNICA DE ESTRATOS.	128

4.1.8	RESULTADOS ENSAYOS DE SUELOS.....	128
4.2	CAPACIDAD DE CARGA	130
4.2.1	CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE DEL SUELO	130
4.2.2	RESULTADOS CAPACIDAD DE CARGA.....	134
4.3	EVALUACIÓN PRELIMINAR DE LAS ESTRUCTURAS.....	139
4.3.1	ENSAYO DE ESCLEROMETRIA	139
4.3.2	DETERMINACIÓN DE ACERO DE REFUERZO	145
4.3.3	DETERMINACIÓN DE RECUBRIMIENTOS Y ACERO CON MICRO COVERMETER 8010	146
4.3.4	DIMENSIONES Y REFUERZO EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES EXISTENTES:.....	147
4.3.5	RESULTADOS EVALUACIÓN PRELIMINAR.....	149
CAPITULO 5 INGENIERIA DEL PROYECTO.....		150
5.1	FORMULACIÓN DEL NUEVO PROYECTO ARQUITECTÓNICO	150
5.1.1	ASPECTOS GENERALES	150
5.1.2	NUEVO PROYECTO ARQUITECTÓNICO - PUNO.....	150
5.1.3	NUEVO PROYECTO ARQUITECTÓNICO - AZANGARO 155	
5.2	DESARROLLO DEL PROYECTO DE INTERVENCIÓN	158
5.2.1	OBJETIVO.....	158
5.2.2	ALCANCE.....	158
5.2.3	DETERMINACION DE SOBRECARGAS NO PREVISTAS 158	
5.2.4	ANÁLISIS ESTRUCTURAL.....	159
5.2.5	CAPACIDAD RESISTENTE.....	159
5.2.6	DEMANDA SÍSMICA	159
5.2.7	BASES DE DISEÑO Y VERIFICACION	160
5.3	REVISION ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACION EXISTENTE PUNO	163
5.3.1	DESCRIPCION DE CALCULO Y CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL	163
5.3.2	INFORMACION BASE	164
5.3.3	CARGAS.....	164
5.3.4	ANÁLISIS SÍSMICO	167
5.3.5	VERIFICACIÓN DE LOS DESPLAZAMIENTOS Y RIESGO AL COLAPSO	169
5.3.6	DETERMINACION DE LA CAPACIDAD RESISTENTE DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES	172
5.3.7	ELEMENTOS ESTRUCTURALES VULNERABLES A REFORZAR.....	224

5.4	REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL EDIFICIO PUNO	226
5.4.1	ALTERNATIVAS DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL 226	
5.4.2	REFORZAMIENTO DE LA ESTRUCTURA COMPLETA	227
5.4.3	REFORZAMIENTO DE VIGAS	243
5.4.4	REFORZAMIENTO DE VIGUETAS DE LOSAS ALIGERADAS	265
5.4.5	INTERACCIÓN PÓRTICO – TABIQUE DE ALBAÑILERÍA. 269	
5.4.6	ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN.....	272
5.4.7	ANÁLISIS DE RESULTADOS DE LAS ESTRUCTURAS REFORZADAS.....	316
5.5	REVISION ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACION AZÁNGARO.....	321
5.5.1	DESCRIPCION DE CALCULO Y CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL	321
5.5.2	INFORMACION BASE	322
5.5.3	CARGAS.....	323
5.5.4	ANÁLISIS SÍSMICO	325
5.5.5	VERIFICACIÓN DE LOS DESPLAZAMIENTOS Y RIESGO AL COLAPSO	327
5.5.6	DETERMINACION DE LA CAPACIDAD RESISTENTE DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES	329
5.5.7	ELEMENTOS ESTRUCTURALES VULNERABLES A REFORZAR.....	363
5.6	REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL EDIFICIO AZANGARO 364	
5.6.1	ALTERNATIVAS DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL 364	
5.6.2	DISEÑO DEL ENCAMISADO DE COLUMNAS.....	365
5.6.3	ANÁLISIS DE LAS ESTRUCTURAS REFORZADAS.....	371
5.6.4	INTERACCIÓN PÓRTICO – TABIQUE DE ALBAÑILERÍA 375	
	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	376
	BIBLIOGRAFIA.....	379

ANEXOS

ANEXO A – EDIFICIO PUNO – AV. EL SOL 270

ANEXO A-1: ENSAYOS DE SUELOS EDIFICACION EXISTENTE
PUNO - CAJA AREQUIPA

ANEXO A-2: EVALUACION PRELIMINAR DE LAS
ESTRUCTURAS EDIFICIO EXISTENTE PUNO

ANEXO B – EDIFICIO AZANGARO – JR. PUNO 289

ANEXO B-1: ENSAYOS DE SUELOS EDIFICACION EXISTENTE
AZANGARO - CAJA AREQUIPA

ANEXO B-2: EVALUACION PRELIMINAR DE LAS
ESTRUCTURAS EDIFICIO EXISTENTE AZANGARO

ANEXO C - METRADO DE CARGAS

METRADO DE CARGAS EDIFICIO PUNO

METRADO DE CARGAS EDIFICIO AZANGARO

ANEXO D - FICHAS TECNICAS

SIKAWRAP®-600C

SIKA® CARBODUR®

SIKADUR-32 GEL PARA UNIÓN RÍGIDA DE CONCRETOS

SIKA ANCHORFIX-1- ANCLAJES DE ACERO

LISTA DE FIGURAS

<i>Figura 2.1: Zonificación Norma 1970 – 1977 (Izquierda), 1997 – 2014 (Derecha) (Quiun, 2014)</i>	<i>33</i>
<i>Figura 2.2: Zonificación Sísmica Propuesta Norma 2014 – Norma E. 030 Diseño Sismorresistente. (Daniel, 2014)</i>	<i>33</i>
<i>Figura 2.3: Refuerzo con adición de muros, solución Vs. Ventaja (Tello Malpartida, 2006).</i>	<i>37</i>
<i>Figura 2. 4 Método de refuerzo: inclusión de muros interiores o exteriores (O. Tello M. - 2006).</i>	<i>38</i>
<i>Figura 2.5: Adición de espesor de muros (Tello Malpartida, 2006).</i>	<i>38</i>
<i>Figura 2. 6: Refuerzo con adición de diagonales o arriostamientos, solución Vs. Ventaja (Tello Malpartida, 2006).</i>	<i>39</i>
<i>Figura 2.7: Método de refuerzo: Diagonales o arriostres en edificaciones (Tello Malpartida, 2006).</i>	<i>39</i>
<i>Figura 2. 8 Refuerzo con adición de contrafuerte, solución Vs. Ventaja (Tello Malpartida, 2006).</i>	<i>40</i>
<i>Figura 2. 9 Elementos en contrafuerte - Hospital de Cardiología del Instituto Mexicano del Seguro Social-México (Tello Malpartida, 2006).</i>	<i>40</i>
<i>Figura 2.10 Refuerzo con adición de pórticos, solución Vs. Ventaja (Tello Malpartida, 2006).</i>	<i>40</i>
<i>Figura 2.11: Método de refuerzo: Pórticos perimetrales, - Hospital México de la Caja Costarricense del Seguro Social, Costa Rica (Tello Malpartida, 2006).</i>	<i>41</i>
<i>Figura 2.12.: Método de refuerzo: Disipadores sísmicos.</i>	<i>41</i>
<i>Figura 2.13:Disipadores por deformación (metálicos) (Carranza & Calderon, 2015)</i>	<i>42</i>
<i>Figura 2.14: Disipadores de comportamiento viscoelásticos (Carranza & Calderon, 2015)</i>	<i>42</i>
<i>Figura 2.15: Disipadores de comportamiento fluido viscoso</i>	<i>43</i>
<i>Figura 2.16:Formas de Encamisados de concreto armado - aumento de sección [a). y b) en vigas; c). d). y e). en columnas] (Appleton & Gomes, 2007)</i>	<i>43</i>
<i>Figura 2.17:Encamisado de tres o cuatro caras de la viga (Soto Barraza, 2008)</i>	<i>46</i>
<i>Figura 2.18:Reforzamiento de una viga con concreto armado en la cara inferior (Elaboración propia)</i>	<i>47</i>

Figura 2.19: Encamisado de una columna hasta la losa (Soto Barraza, 2008) 48

Figura 2.20: Preparación de la superficie en encamisados de columnas (Tello Malpartida, 2006) 49

Figura 2.21: Sistema de confinamiento en columnas con Encamisados de concreto y formas de habilitado de estribo 49

Figura 2. 22 Esquemas típicos de envoltura para reforzamiento a cortante utilizando láminas FRP (ACI 440.2R-08) 86

Figura 2. 23 Ilustración de las variables dimensionales utilizadas para los círculos del reforzamiento a cortante para reparación, rehabilitación o reforzamiento utilizando láminas FRP. (ACI 440.2R-08)..... 87

Figura 2. 24 Aplicación del reforzamiento a cortante para reforzamiento utilizando láminas FRP en viga (Appleton & Gomes, 2007) 91

Figura 2. 25 Aplicación del reforzamiento a cortante para reforzamiento utilizando láminas FRP en viga..... 91

Figura 2. 26: Aplicación del reforzamiento a cortante y flexión (Derecha) para reforzamiento utilizando láminas FRP en viga..... 91

Figura 2. 27: Aumento de las dimensiones en planta de la zapata (Structuralia / Formación especializada, 2016)..... 93

Figura 2.28: Aumento de las dimensiones en planta (Structuralia / Formación especializada, 2016)..... 94

Figura 2. 29: Aumento de la profundidad del plano de apoyo (Structuralia / Formación especializada, 2016) 94

Figura 2. 30: Aplicación de jet-grouting para refuerzo de cimentaciones. (Structuralia / Formación especializada, 2016)..... 95

Figura 2. 31: Modelo de análisis de la estructura independiente de la cimentación y suelo..... 96

Figura 2. 32: pasos para el recalce de zapata aislada (De Texeira Guerra, 2016) 99

Figura 2. 33: Pasos para el recalce de zapata aislada (De Texeira Guerra, 2016) 99

Figura 2. 34: Equipo de perforación para la extracción de núcleos. 103

Figura 2. 35: Carga para prueba de carga en losa Lectura en Deflectómetros para registrar la prueba de carga..... 104

Figura 2.36: Pruebas de carga para edificaciones. 104

<i>Figura 2. 37: Esclerómetro 58-C0181/N'CONTROLS (Manual de N'CONTROLS)</i>	<i>105</i>
<i>Figura 2. 38: Sección longitudinal esclerómetro C181N (Fuente: Manual de CONTROLS Instrucciones Mod. 58-C0181/N).....</i>	<i>107</i>
<i>Figura 2. 39: Componentes del MICRO COVERMETER 8010.....</i>	<i>111</i>
<i>Figura 2. 40 Pantalla COVERMETER 8010, Medidor de recubrimiento (Manual de COVERMETER 8010).....</i>	<i>112</i>
<i>Figura 2. 41 Instrumento ultrasónico.....</i>	<i>114</i>
<i>Figura 3.1: Edificación existente en estudio – Puno.....</i>	<i>120</i>
<i>Figura 3.2: Edificación existente – Puno</i>	<i>120</i>
<i>Figura 3.3: Primera planta – Edificación existente Puno.....</i>	<i>121</i>
<i>Figura 3.4: Segunda planta – Edificación existente Puno</i>	<i>122</i>
<i>Figura 3.5: Edificación existente – Azángaro</i>	<i>123</i>
<i>Figura 3.6: Primera planta – edificación existente Azángaro</i>	<i>124</i>
<i>Figura 3.7: Segunda planta – edificación existente Azángaro.....</i>	<i>124</i>
<i>Figura 4.1: Prospección de Zapatas existentes, se visibiliza nivel de agua – Edificación Puno.....</i>	<i>126</i>
<i>Figura 4.2: Falla por capacidad de carga en suelo bajo una cimentación rígida corrida (Braja M., 2012).....</i>	<i>131</i>
<i>Figura 4.3: Modificaciones de las ecuaciones de capacidad de carga por nivel de agua freática (Braja Das, 2012)</i>	<i>134</i>
<i>Figura 4.4: Ensayos no destructivos con esclerómetro realizado en la edificación Puno.</i>	<i>140</i>
<i>Figura 4.5: Lecturas con esclerómetro a probeta en máquina de compresión.</i>	<i>144</i>
<i>Figura 4.6: Picado en Viga de 4° Nivel 30x40 cm, Edificio – Puno.....</i>	<i>145</i>
<i>Figura 4.7: Picado en losa h=0.20 m (Ø1/2”), para registro de armadura existente caso edificio Puno.....</i>	<i>145</i>
<i>Figura 4.8: Componentes del MICRO COVERMETER 8010 – Laboratorio de Construcciones Escuela Profesional de Ingeniería Civil.</i>	<i>146</i>
<i>Figura 4.9: Determinación del acero de refuerzo y recubrimientos con Covermeter – edificio Puno.</i>	<i>146</i>
<i>Figura 5.1: Adecuación de ambientes asociado al cambio de uso CAJA AREQUIPA Puno (2° Nivel).....</i>	<i>152</i>
<i>Figura 5.2: 2° nivel a ser intervenido - Puno.....</i>	<i>153</i>
<i>Figura 5.3: Adecuación de ambientes asociado al cambio de uso CAJA AREQUIPA sede Azángaro (2° Nivel).....</i>	<i>156</i>

<i>Figura 5.4: Uso original sede Azángaro (2° Nivel) a ser intervenido</i>	<i>156</i>
<i>Figura 5.5: Vista isométrica de la estructura analizada – Modelo estructural Puno.....</i>	<i>164</i>
<i>Figura 5.6: Desplazamientos por acción del sismo dinámico Dirección X-X; Pórtico de Eje B-B</i>	<i>169</i>
<i>Figura 5.7: Desplazamientos por acción del sismo dinámico Dirección Y-Y; Pórtico de Eje 2-2.....</i>	<i>169</i>
<i>Figura 5.8: Disposición de acero existente en vigas (30x40); (30x20)....</i>	<i>177</i>
<i>Figura 5.9: Disposición de acero existente en vigas (30x40); (30x20); (30x60)</i>	<i>177</i>
<i>Figura 5.10: Detalle de aligerado existente con unidades de albañilería (1°, 4°, 5° y 6° Nivel) y con poli estireno (2° y 3° Nivel) - Puno .</i>	<i>199</i>
<i>Figura 5.11: Detalle de aligerado existente 1° Nivel – Puno</i>	<i>199</i>
<i>Figura 5.12: Distribución de columnas y dimensiones (1° planta-1° Nivel)</i>	<i>208</i>
<i>Figura 5.13: Disposición de acero de refuerzo existente en columna 0.30m x 0.50m</i>	<i>209</i>
<i>Figura 5.14: ratios de resistencia a flexión relativa de elementos en uniones viga – columna, pórtico eje B-B</i>	<i>223</i>
<i>Figura 5.15: Dimensiones de caja de ascensor para la edificación de caja Arequipa - Puno (1.80x1.75m)</i>	<i>227</i>
<i>Figura 5.16: Vista isométrica de la estructura a analizar – Modelo Estructural con inclusión de muros para ascensor.</i>	<i>228</i>
<i>Figura 5.17: Ubicación de ascensor.....</i>	<i>229</i>
<i>Figura 5.18: Ubicación de Muros de ascensor (Muros de Corte) – Edificio Puno</i>	<i>238</i>
<i>Figura 5.19: muro de ascensor PL2X, planteamiento del refuerzo</i>	<i>239</i>
<i>Figura 5.20: Propuesta armado de muro de corte de ascensor.....</i>	<i>241</i>
<i>Figura 5.21: Detalle empotramiento de Muros de corte en edificación existente.....</i>	<i>242</i>
<i>Figura 5.22: Diagrama de deformaciones, esfuerzos y tensiones para refuerzo con FRP (Secciones para el caso en estudio – Puno)....</i>	<i>249</i>
<i>Figura 5.23: Sección reforzamiento de viga con encamisado de concreto armado</i>	<i>263</i>
<i>Figura 5.24: Sección longitudinal reforzamiento de viga con C°A° a viga de 0.30x0.20</i>	<i>264</i>

Figura 5.25: reforzamiento de viga con Fibra de carbono a viga de 0.30x0.20 - Corte 264

Figura 5.26: Detalle reforzamiento de viga 0.30x0.40 con Fibra de carbono - Corte..... 265

Figura 5.27: Diagrama de deformaciones, esfuerzos y tensiones para refuerzo de viguetas de losas aligeradas con FRP..... 265

Figura 5.28: Detalle reforzamiento de viga 0.30x0.40 con Fibra de carbono - Corte..... 269

Figura 5.29: Falla en nudos por la interacción tabique – pórtico de concreto armado. (Fuente: Investigadores del Instituto de Ciencia y Tecnología del Hormigón (ICITECH) de la Universidad Politécnica de Valencia (UPV).) 270

Figura 5.30: Sólidos artesanales en muros de albañilería artesanal - Edificación existente Puno..... 270

Figura 5.31: Aislamiento de pórticos de concreto armado con tabique aislado (Aceros Arequipa)..... 271

Figura 5.32: Deformación del pórtico ante fuerzas horizontales utilizando ladrillo aislador sísmico SISBRICK. Protección de pilares y tabiques (ICITECH - UPV)..... 271

Figura 5.33: Puntos para codificación de ZAPATAS..... 272

Figura 5.34: Cimentación con excentricidad en un sentido (Braja Das, 2012) 274

Figura 5.35: Cimentación con excentricidad en dos sentidos (Braja Das, 2012) 274

Figura 5.36: Propuesta de reforzamiento de zapata central por recalce superficial - Puno..... 292

Figura 5.37: Vista isométrica de la estructura analizada – Modelo Estructural 322

Figura 5.38: Diagrama de momentos Dirección X, Eje F-F: Envolvente(Tn-m)..... 330

Figura 5.39: Diagrama de cortante Dirección X, Eje F-F: Envolvente(Kg-m)..... 330

Figura 5.40: Diagrama de cortantes Dirección Y, Eje 3-3: Envolvente (Kg-m)..... 331

Figura 5.41: Diagrama de carga axial Dirección X, Eje F-F: Envolvente (Kg) 331

<i>Figura 5.42: Diagrama de carga axial Dirección Y, Eje 3-3: Comb1 (Kg)</i>	332
<i>Figura 5.43: Diagrama de carga axial Dirección Y-Y, Eje 3-3 Envolvente (Kg)</i>	332
<i>Figura 5.44: Disposición de acero existente en vigas principales (25x40); (25x20)</i>	333
<i>Figura 5.45: Disposición de acero existente en vigas secundarias (25x40); (25x20)</i>	333
<i>Figura 5.46: Detalle de aligerado existente con unidades de albañilería – Azángaro.</i>	348
<i>Figura 5.47: Distribución de columnas y dimensiones (1° Nivel)</i>	352
<i>figura 5.48: ratios de resistencia a flexión relativa de elementos en uniones viga – columna pórtico eje H-H</i>	359
<i>Figura 5.49: Propuesta de reforzamiento de columnas – edificación Azángaro</i>	372
<i>Figura 5.50: Falla en nudos por la interacción tabique – pórtico de concreto armado.</i>	375

LISTA DE GRÁFICOS

<i>Grafico 2.1: Diagrama deformación unitaria, esfuerzos reales y equivalentes.....</i>	<i>52</i>
<i>Grafico 2.2: Esfuerzos y deformaciones en una sección rectangular con falla balanceada.....</i>	<i>54</i>
<i>Grafico 2.3: Diagrama de fuerza cortante.</i>	<i>57</i>
<i>Grafico 2.4: Forma general de diagramas de interacción M-P (Morales, 2006)</i>	<i>62</i>
<i>Gráfico 2.5 Representación Gráfico del factor de reducción de resistencia como una función de la ductilidad (Extraída de ACI 318 -11 Fig.RC9.3.2 Variación de ϕ con la deformación unitaria neta en tracción).....</i>	<i>79</i>
<i>Gráfico 2.6 Distribución del esfuerzo y de la deformación internos para una sección rectangular bajo flexión en estado último (ACI 440.2R-08).</i>	<i>82</i>
<i>Gráfico 2.7: Curva de resistencia a la compresión Vs. Rebote (Manual de CONTROLS Instrucción Mod. 58-C0181/N).....</i>	<i>109</i>
<i>Gráfico 5.1: Espectro De Aceleración Sísmica – Edificación Puno</i>	<i>166</i>
<i>Gráfico 5.2: Derivas de entrepiso en la dirección de análisis X.....</i>	<i>170</i>
<i>Gráfico 5.3: Derivas de entrepiso en la dirección de análisis Y.....</i>	<i>171</i>
<i>Gráfico 5.4: Diagrama de momentos Dirección X, Eje B-B: Comb1 (Tn-m)</i>	<i>173</i>
<i>Gráfico 5.5: Diagrama de fuerza cortante Dirección X, Eje B-B: Comb1(Tn-m).....</i>	<i>173</i>
<i>Gráfico 5.6: Diagrama de momentos Dirección X, Eje B-B: Envolvente(Tn-m).....</i>	<i>174</i>
<i>Gráfico 5.7: Diagrama de cortante Dirección X, Eje B-B: Envolvente(Tn-m).....</i>	<i>174</i>
<i>Gráfico 5.8: Diagrama de cortantes Dirección Y, Eje 2-2: Envolvente (Tn-m).....</i>	<i>175</i>
<i>Gráfico 5.9: Diagrama de carga axial Dirección X, Eje B-B: Comb1 (Tn-m).....</i>	<i>175</i>
<i>Gráfico 5.10: Diagrama de carga axial Dirección Y, Eje 2-2: Comb2 (Tn-m).....</i>	<i>176</i>
<i>Gráfico 5.11: Diagrama de carga axial Dirección X-X, Eje B-B: Envolvente (Tn-m).....</i>	<i>176</i>

<i>Gráfico 5.12: Diagrama de Momentos máximos de la viga 30x40 a cada estación</i>	<i>183</i>
<i>Gráfico 5.13: Diagrama de cortantes máximos de la viga 30x40 a cada estación</i>	<i>184</i>
<i>Gráfico 5.14: Diagrama de momentos resistentes Vs. momentos máximos - Viga 30x40</i>	<i>185</i>
<i>Gráfico 5.15: Capacidad resistente a fuerza cortante vs. Cortantes máximos VIGA 30x40</i>	<i>186</i>
<i>Gráfico 5.16: Diagrama Momentos últimos de la viga 30x20 a cada estación</i>	<i>189</i>
<i>Gráfico 5.17: Diagrama de cortantes máximos de la viga 30x20 a cada estación</i>	<i>190</i>
<i>Gráfico 5.18: Diagrama de momentos resistentes Vs. momentos máximos - Viga 30x20</i>	<i>191</i>
<i>Gráfico 5.19: Capacidad resistente a fuerza cortante vs. Cortantes máximos VIGA 30x20</i>	<i>192</i>
<i>Gráfico 5.20: Solicitaciones a flexión en viguetas de losas de 1° Nivel a cada estación.....</i>	<i>203</i>
<i>Gráfico 5.21: Diagrama de cortantes máximas de losa 1° Nivel.....</i>	<i>204</i>
<i>Gráfico 5.22: Diagrama de momentos resistentes Vs. momentos máximos – losa</i>	<i>205</i>
<i>Gráfico 5.23: Capacidad resistente a fuerza cortante vs. Cortantes últimos – Losa.....</i>	<i>206</i>
<i>Gráfico 5.24:Diagrama de interacción paran la columna 0.30m x 0.50m</i>	<i>217</i>
<i>Gráfico 5.25:Diagrama de interacción de columna 0.30m x 0.50m</i>	<i>220</i>
<i>Gráfico 5.26:Diagrama de interacción de columna 0.30m x 0.60m</i>	<i>220</i>
<i>Gráfico 5.27:Diagrama de interacción de columna 0.30m x 0.60m</i>	<i>221</i>
<i>Gráfico 5.28:Diagrama de interacción de columna 0.30m x 0.40m</i>	<i>221</i>
<i>Gráfico 5.29: Espectro De Aceleración Sísmica</i>	<i>233</i>
<i>Gráfico 5.30: Gráfico de derivas en la dirección de análisis X.....</i>	<i>236</i>
<i>Gráfico 5.31: Grafico de derivas en la dirección de análisis Y.</i>	<i>236</i>
<i>Gráfico 5.32: Diagrama de interacción del muro de ascensor – Edificio Puno.</i>	<i>239</i>
<i>Gráfico 5.33: Gráfico de derivas dirección X-X</i>	<i>317</i>
<i>Gráfico 5.34: Comparación de derivas dirección X-X.....</i>	<i>317</i>
<i>Gráfico 5.35: Gráfico de derivas dirección Y-Y.....</i>	<i>318</i>

<i>Gráfico 5.36: Comparación de derivas dirección Y-Y</i>	318
<i>Gráfico 5.37: Espectro De Aceleración Sísmica</i>	325
<i>Gráfico 5.38: Derivas de entepiso en la dirección de análisis X</i>	327
<i>Gráfico 5.39: Derivas de entepiso en la dirección de análisis Y</i>	328
<i>Gráfico 5.40: Diagrama de momentos resistentes Vs. momentos máximos - Viga 25x40</i>	337
<i>Gráfico 5.41: Capacidad resistente a fuerza cortante vs. Cortantes últimos VIGA 25x40</i>	338
<i>Gráfico 5.42: Diagrama de momentos resistentes Vs. momentos máximos - Viga 30x20</i>	342
<i>Gráfico 5.43: Capacidad resistente a fuerza cortante vs. Cortantes máximos VIGA 25x20</i>	343
<i>Gráfico 5.44: Diagrama de interacción de columna 0.25x0.25m</i>	356
<i>Gráfico 5.45: Diagrama de interacción de columna 0.25m x 0.30m</i>	356
<i>Gráfico 5.46: Diagrama de interacción de columna 0.25m x 0.35m</i>	357
<i>Gráfico 5.47: Diagrama de interacción de columna 0.30m x 0.60m</i>	357

LISTA DE TABLAS

<i>Tabla 2.1: Terremotos importantes ocurridos en Perú</i>	32
<i>Tabla 2.2: Desarrollo de las Normas Sismorresistentes en el Perú</i>	32
<i>Tabla 2.3 Factores de reducción ambiental para diferentes sistemas FRP y condiciones de exposición</i>	73
<i>Tabla 2.4 Limites de esfuerzo para carga de servicio de rotura por fluencia plástica para refuerzo FRP</i>	81
<i>Tabla 2.5 Factores de reducción adicional recomendados para el refuerzo a cortante FRP</i>	87
<i>Tabla 2.6: Ensayos destructivos y no destructivos</i>	102
<i>Tabla 2.7: Características del equipo de sondaje COVERMETER</i>	113
<i>Tabla 4.1: Descripción geotécnica de estrato - resumen ensayo de suelos – Puno</i>	129
<i>Tabla 4.2: Descripción geotécnica de estrato - resumen ensayo de suelos Azángaro</i>	129
<i>Tabla 4.3: Resumen Capacidad de carga de suelos de las edificaciones</i>	138
<i>Tabla 4.4: Correlación de rotura de briquetas vs. Esclerómetro</i>	142
<i>Tabla 4.5: Resultados del ensayo con esclerómetro – Edificio existente Puno</i>	144
<i>Tabla 4.6: Resultados del ensayo con esclerómetro – Edificio existente Azángaro</i>	144
<i>Tabla 4.7: Detalle de refuerzo y recubrimientos en columnas - Edificio Puno</i>	147
<i>Tabla 4.8: Detalle de refuerzo y recubrimientos en vigas - Edificio Puno</i>	147
<i>Tabla 4.9: Distribución de Columnas y Dimensiones - Edificio Puno</i>	148
<i>Tabla 4.10: Detalle de refuerzo y recubrimientos en losas - Edificio Puno</i>	148
<i>Tabla 4.11: Detalle de refuerzo y recubrimientos en Columnas - Edificio Azángaro</i>	148
<i>Tabla 4.12: Detalle de refuerzo y recubrimientos en vigas y losas - Edificio Azángaro</i>	148
<i>Tabla 5.1: Sobrecargas no previstas por cambio de uso Vs. Sobrecargas de uso original - Puno</i>	154
<i>Tabla 5.2: Sobrecargas no previstas por cambio de uso Vs. Sobrecargas de uso original - Azángaro</i>	157
<i>Tabla 5.3: Límites para la distorsión del entrepiso</i>	162

<i>Tabla 5.4 Cálculo de aceleración espectral</i>	<i>166</i>
<i>Tabla 5.5: MODOS DE VIBRACION.....</i>	<i>167</i>
<i>Tabla 5.6: Cortante en la Base Análisis Estático</i>	<i>168</i>
<i>Tabla 5.7: Cortante en la base del análisis dinámico.</i>	<i>168</i>
<i>Tabla 5.8: Mínimo cortante basal dinámico y factor de escalamiento. ...</i>	<i>168</i>
<i>Tabla 5.9: Derivas inelásticas calculadas para el caso de Sismo Dinámico SDX</i>	<i>170</i>
<i>Tabla 5.10: Derivas inelásticas calculadas para el caso de Sismo Dinámico SDY.....</i>	<i>170</i>
<i>Tabla 5.11: Combinaciones de carga.....</i>	<i>172</i>
<i>Tabla 5.12: Verificación del aporte del acero en compresión para la determinación de la capacidad resistente de vigas</i>	<i>180</i>
<i>Tabla 5.13: Solicitaciones a flexión y cortantes máximos de la viga 30x40 a cada estación.....</i>	<i>183</i>
<i>Tabla 5.14: Momentos resistentes - Momentos actuantes máximos de la viga 30x40 a cada estación.....</i>	<i>184</i>
<i>Tabla 5.15: Capacidad resistente a fuerza cortante - Cortantes máximos VIGA 30x40.....</i>	<i>185</i>
<i>Tabla 5.16: Solicitaciones a flexión – Momentos y cortantes últimos de la viga 30x20 a cada estación.....</i>	<i>189</i>
<i>Tabla 5.17: Momentos resistentes - Momentos máximos de la viga 30x20 a cada estación.....</i>	<i>190</i>
<i>Tabla 5.18: Capacidad resistente a fuerza cortante - Cortantes máximos VIGA 30x20.....</i>	<i>191</i>
<i>Tabla 5.19: Solicitaciones a flexión y cortantes máximos de la viga 30x60 a cada estación.....</i>	<i>195</i>
<i>Tabla 5.20: Capacidad resistente de vigas principales Vs. Momentos y cortantes máximos – edificio Puno.....</i>	<i>196</i>
<i>Tabla 5.21: Capacidad resistente de vigas secundarias Vs. Momentos y cortantes máximos – edificio Puno.....</i>	<i>197</i>
<i>Tabla 5.22: Solicitaciones a flexión máximos en viguetas de losas de 1° Nivel a cada estación.....</i>	<i>202</i>
<i>Tabla 5.23: Solicitaciones de cortantes máximas en viguetas de losas de 1° Nivel a cada estación.....</i>	<i>203</i>
<i>Tabla 5.24: Momentos resistentes - Momentos máximos de viguetas a cada estación.</i>	<i>204</i>
<i>Tabla 5.25: Capacidad resistente a fuerza cortante - Cortantes máximos – losa.....</i>	<i>205</i>

<i>Tabla 5.26: Capacidad resistente de viguetas de losas y Solicitaciones de momentos últimos negativos – edificio Puno.....</i>	<i>207</i>
<i>Tabla 5.27: Capacidad resistente de viguetas de losas y Solicitaciones de Momentos positivos – edificio Puno</i>	<i>207</i>
<i>Tabla 5.28: Verificación de límites de cuantía en Columnas.....</i>	<i>208</i>
<i>Tabla 5.29: Puntos de diagrama de interacción de columna 0.30m x 0.50.</i>	<i>217</i>
<i>Tabla 5.30: Solicitaciones a flexión, carga axial y cortantes máximas en columnas</i>	<i>219</i>
<i>Tabla 5.31: Capacidad resistente a fuerza cortante - Cortantes máximas en columnas</i>	<i>222</i>
<i>Tabla 5.32: Resumen losas a reforzar (Viguetas) - edificio Puno.....</i>	<i>224</i>
<i>Tabla 5.33: Resumen de vigas a reforzar - edificio Puno</i>	<i>225</i>
<i>Tabla 5.34: Sistema estructural para estructuras de concreto armado... </i>	<i>229</i>
<i>Tabla 5.35: Fuerza cortante en la base por muros estructurales</i>	<i>230</i>
<i>Tabla 5.36: Fuerza cortante en la base por columnas</i>	<i>230</i>
<i>Tabla 5.37 Cálculo de aceleración espectral</i>	<i>233</i>
<i>Tabla 5.38: MODOS DE VIBRACION.....</i>	<i>234</i>
<i>Tabla 5.39: Cortante en la Base Análisis Estático</i>	<i>234</i>
<i>Tabla 5.40: Cortante en la base del análisis dinámico.</i>	<i>235</i>
<i>Tabla 5.41: Mínimo cortante basal dinámico y factor de escalamiento. .</i>	<i>235</i>
<i>Tabla 5.42: Derivas inelásticas calculadas para el caso de Sismo Dinámico SDX.....</i>	<i>235</i>
<i>Tabla 5.43: Derivas inelásticas calculadas para el caso de Sismo Dinámico SDY.....</i>	<i>236</i>
<i>Tabla 5.44: Solicitaciones de carga para muro PL2X - Edificación Puno</i>	<i>237</i>
<i>Tabla 5.45: Reacciones en apoyos – Edificación Puno.....</i>	<i>273</i>
<i>Tabla 5.46: Zapatas a reforzar – Edificación Puno</i>	<i>316</i>
<i>Tabla 5.47: Derivas de entrepiso dirección X-X</i>	<i>316</i>
<i>Tabla 5.48: Derivas de entrepiso dirección Y-Y.....</i>	<i>318</i>
<i>Tabla 5.49: Comparación de la capacidad resistente a flexión de viguetas de losas.....</i>	<i>319</i>
<i>Tabla 5.50: Comparación de la capacidad resistente a flexión de Vigas sin reforzar y con reforzamientos.....</i>	<i>320</i>
<i>Tabla 5.51 Cálculo de aceleración espectral para las direcciones X e Y</i>	<i>324</i>
<i>Tabla 5.52: MODOS DE VIBRACION.....</i>	<i>325</i>

<i>Tabla 5.53: Cortante en la Base Análisis Estático</i>	326
<i>Tabla 5.54: Cortante en la base del análisis dinámico.</i>	326
<i>Tabla 5.55: Mínimo cortante basal dinámico y factor de escalamiento.</i> .	326
<i>Tabla 5.56: Derivas inelásticas calculadas para el caso de Sismo Dinámico SDX</i>	327
<i>Tabla 5.57: Derivas inelásticas calculadas para el caso de Sismo Dinámico SDY</i>	327
<i>Tabla 5.58: Combinaciones de carga</i>	329
<i>Tabla 5.59: Solicitaciones a flexión y cortantes máximos de la viga 25x40 a cada estación</i>	336
<i>Tabla 5.60: Momentos resistentes - Momentos máximos de la viga 25x40 a cada estación</i>	336
<i>Tabla 5.61: Capacidad resistente a fuerza cortante - Cortantes últimos VIGA 25x40</i>	337
<i>Tabla 5.62: Solicitaciones a flexión – Momentos y cortantes máximos de la viga 25x20 a cada estación</i>	341
<i>Tabla 5.63: Momentos resistentes - Momentos máximos de la viga 25x20 a cada estación</i>	341
<i>Tabla 5.64: Capacidad resistente a fuerza cortante - Cortantes máximos VIGA 25x20</i>	342
<i>Tabla 5.65: Capacidad resistente de vigas Vs. Momentos y cortantes últimos – edificio Azángaro</i>	346
<i>Tabla 5.66: Verificación de límites de cuantía en Columnas</i>	352
<i>Tabla 5.67: Capacidad de fuerza cortante en columnas – edificación Azángaro</i>	354
<i>Tabla 5.68: Solicitaciones de Momentos, carga axial y cortantes máximos en columnas</i>	354
<i>Tabla 5.69: Solicitaciones de carga columna C1 25x25cm</i>	355
<i>Tabla 5.70: Ratios Viga Columna B/C - Critecricio ACI 318</i>	359
<i>Tabla 5.71: Resumen de columnas a reforzar – edificación Azángaro</i>	363
<i>Tabla 5.72: Revisión de cuantías de refuerzo de columnas – edificio Azángaro</i>	371
<i>Tabla 5.73: Ratios Viga Columna B/C - Critecricio ACI 318 – edificación Azangaro</i>	373

RESUMEN

La presente tesis, resume el estudio de reforzamiento estructural de dos (02) edificaciones familiares ubicadas en la ciudad de Puno y Azángaro, estudio que surge por el cambio de uso a entidad financiera de Caja Arequipa, cuyo objetivo fue proponer alternativas de reforzamiento estructural para mejorar la capacidad resistente de los elementos estructurales. El estudio realizado muestra el proceso del reforzamiento estructural iniciando el proceso con la evaluación preliminar de las estructuras, consecuentemente el análisis de las estructuras. Se hizo el cálculo de la capacidad resistente de los elementos estructurales existentes y son comparadas ante los máximos esfuerzos de flexión, corte y flexo-compresión de los elementos estructurales, para determinar los elementos estructurales vulnerables a reforzar que no tienen suficiente capacidad resistente. Se analizan las zapatas por efectos del incremento de las sobrecargas y cargas adicionales debido a reforzamientos estructurales efectuados en la superestructura. En el proceso final se proponen y se analizan las alternativas de reforzamiento estructural, en el que se presentan detalladamente los procedimientos que se deben seguir para el diseño de los reforzamientos, proceso del cual son necesarias el reforzamiento estructural de vigas, columnas y losas de las estructuras analizadas para la edificación existente de Puno, y también necesaria el reforzamiento de vigas y columnas para la edificación de Azángaro, ambas debido a que la capacidad resistente de los elementos estructurales son menores a las requeridas. Por lo cual, resultan necesarias el reforzamiento de las estructuras, para incrementar la capacidad resistente de las estructuras.

Palabras Clave: Reforzamiento estructural, cambio de uso, riesgo al colapso, capacidad resistente, alternativas de reforzamiento.

ABSTRACT

SUMMARY

This thesis summarizes the study of structural reinforcement of two (02) family buildings located in the city of Puno and Azángaro, a study that arises from the change of use to Caja Arequipa financial institution, whose objective was to propose structural reinforcement alternatives for improve the resistant capacity of the structural elements. The study carried out shows the structural reinforcement process, initiating the process with the preliminary evaluation of the structures, consequently the analysis of the structures. The calculation of the resistant capacity of the existing structural elements was made and compared to the maximum bending, cutting and flexing-compression efforts of the structural elements, to determine the structural elements vulnerable to reinforcement that do not have sufficient resistant capacity. The pads are analyzed for the effects of the increase of the overloads and additional loads due to structural reinforcements made in the superstructure. In the final process, alternatives for structural reinforcement are proposed and analyzed, in which the procedures to be followed for the design of the reinforcements are presented in detail, a process that requires the structural reinforcement of beams, columns and slabs. analyzed structures for the existing building of Puno, and also the reinforcement of beams and columns for the construction of Azángaro, both because the resistant capacity of the structural elements are lower than those required. Therefore, the reinforcement of the structures is necessary to increase the resistant capacity of the structures. **Keywords: Structural reinforcement, change of use, risk to collapse, resistant capacity, reinforcement alternatives.**

INTRODUCCIÓN

La necesidad de reforzamiento estructural surge cuando un determinado elemento estructural o la estructura completa no es capaz de resistir las solicitaciones de carga, y en muchas ocasiones se generan por el cambio de uso de una edificación de vivienda a oficinas o un incremento de cargas previamente estimadas, modificaciones del sistema estructural, entre otros casos, y crean la necesidad de pensar en incrementar la resistencia de la estructura mediante un reforzamiento estructural.

Con esta intención, en la tesis se pretende realizar el estudio de reforzamiento estructural de dos edificaciones familiares existentes, ubicadas en Puno y Azángaro, por cambio de uso a entidades financieras. La estrategia es, proponer alternativas de reforzamiento estructural para elementos estructurales como vigas, columnas, losas, así como de la estructura completa y las zapatas.

Por lo cual, para llevarla a cabo, la tesis se desarrolla en dos (02) tomos:

En el Tomo I se presentan los Capítulos I, II, III, IV, V, Las conclusiones y recomendaciones para futuras investigaciones, las referencias bibliográficas y anexos. En el Capítulo 1 se exponen los aspectos generales, el planteamiento del problema, la justificación, los antecedentes, las limitaciones y los objetivos del proyecto. En el capítulo 2 se presenta el fundamento teórico que respalda el trabajo presentado. En el capítulo 3 se presenta el proyecto arquitectónico de intervención de las dos edificaciones en estudio. En el capítulo 4, se desarrolla los estudios básicos de ingeniería, en la cual se presentan los estudios preliminares.

En el capítulo 5 se desarrolla la Ingeniería del proyecto, en la cual se determinan las sobrecargas no previstas y el riesgo al colapso, los elementos estructurales vulnerables a reforzar. Se realiza análisis y el diseño de los reforzamientos estructurales según las alternativas propuestas, con la cual se seleccionan los sistemas de reforzamiento estructural que mejor se adecuan a los requerimientos de solicitaciones de carga como consecuencia del cambio de uso de las dos edificaciones. Al mismo tiempo, se determina la necesidad de reforzamiento de las zapatas, debido al incremento de cargas por cambio de uso y las cargas adicionales por los reforzamientos estructurales efectuados. Finalmente, en el tomo II se exhiben planos arquitectónicos y estructurales, en el cual, se presentan los planos de reforzamiento estructural según lo desarrollado en la tesis.

CAPITULO I

GENERALIDADES

1.1 ASPECTOS GENERALES

El proceso de reforzamiento estructural de edificaciones cobra una gran importancia en el aspecto arquitectónico y estructural; arquitectónico porque la estrategia de reforzamiento suma interés colectivo para preservar elementos del entorno y estructural porque se da la intervención preventiva para asegurar la funcionalidad del edificio debido a las cargas a las cuales se encuentra sometida y ante eventos de sismos.

Los reforzamientos estructurales son las acciones necesarias para aumentar la capacidad resistente de los elementos estructurales o estructura completa, sea el caso, por el cambio de uso de la edificación, errores en la fase del proyecto, modificación y/o eliminación de ciertos elementos estructurales, modificación de criterios, entre otros casos.

En la tesis, se da el caso al cambio de uso de la edificación. El cambio de uso en edificaciones, supone soportar cargas, según las estipuladas en la norma E. 020 Cargas del Reglamento Nacional de Edificaciones - 2016, superiores a las previstas del uso original, o que la distribución de las mismas sea totalmente distinta a las consideradas inicialmente. Sea el caso, por ejemplo, de ambientes destinados a oficinas, y se cambia por almacenes, salas de archivo o bodegas, o como el caso en estudio de la tesis, ambientes destinados a viviendas familiares, y se cambia por oficinas las cuales tienen una sobrecarga superior a la de viviendas.

Para cargas superiores a las previstas del uso original se da el incremento de cargas en la superestructura de las edificaciones, las cuales son transmitidas mediante las columnas a las zapatas u otro tipo de cimentación existente, situación que amerita una verificación de las mismas para soportar las cargas incrementadas.

En tal sentido, para el reforzamiento estructural por cambio de uso, a efectos de aumentar la capacidad resistente de los elementos estructurales, implica la revisión del estado inicial de las estructuras sin reforzamiento, a fin de determinar los elementos estructurales vulnerables que no tengan la capacidad adecuada para resistir las

solicitaciones de carga, poniendo especial atención a las sobrecargas no previstas que vienen a ser las nuevas solicitudes de carga, y que serán objeto de reforzamiento para mejorar su capacidad resistente de los elementos estructurales (Columnas, vigas, losas) o estructura completa, así como las zapatas, y garanticen que la estructura sea segura, habitable y tenga la funcionalidad adecuada.

Para el reforzamiento estructural de una edificación existente, son criterios proponer entre las distintas alternativas, el tipo de reforzamiento que puede incorporar la estructura, ya sea técnicas con sistemas convencionales o sistemas compuestos. Al mismo tiempo, las Técnicas de Reforzamiento se obtienen de un proceso de recopilación de información de campo, de trabajos empíricos, planteamiento de los objetivos, de una delimitación del alcance y las limitaciones de la tesis.

1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Las dos edificaciones familiares ubicadas en la ciudad de Puno (Av. El sol N°270) y la ciudad de Azángaro (Jr. Puno N°289) del departamento de Puno, son construcciones existentes de 6 y 3 niveles respectivamente, que fueron construidas para ser habitadas por personas o familias. Dichas construcciones han sido objeto de elección para el uso de entidad financiera por Caja Arequipa.

El problema de las dos edificaciones para la Sede Institucional Caja Arequipa, es que no fueron construidas para una entidad financiera, sino para una vivienda familiar, situación que involucra un cambio de uso de la edificación, por lo que implica que el sistema estructural sea analizado, determinando los elementos estructurales vulnerables por sobrecargas no previstas y consecuentemente, las soluciones de reforzamiento estructural.

El problema objeto de estudio para la presente tesis está referido al reforzamiento estructural de dos edificaciones familiares para el uso de entidades financieras realizando el análisis de las Sobrecargas no previstas; riesgo al colapso por sobrecarga; Elementos estructurales vulnerables por sobrecarga, y por lo tanto el análisis de las zapatas de las edificaciones existentes.

1.3 ANTECEDENTES

En la actualidad, muchas edificaciones familiares son construidas sin supervisión técnica, y muchas de ellas sin planos bien estructurados, o en su defecto sin planos arquitectónicos ni estructurales. Para el caso en estudio, las dos edificaciones no disponen de planos estructurales de su concepción estructural, se desconoce del diseño estructural, y no fueron edificadas para el uso de entidades financieras.

Según lo descrito en el párrafo anterior, es necesario recabar datos como la resistencia de los elementos estructurales, el detalle o disposición de acero de refuerzo de los elementos estructurales existentes.

Respecto a los estudios anteriores, no se dispone de guías técnicas o bibliografía respecto al reforzamiento de edificaciones familiares con cambio de uso a entidades financieras, en la cual detallen el procedimiento sugerido para la evaluación de estructuras o análisis y propuestas de reforzamiento, ya sean reforzamientos con sistemas convencionales o sistemas compuestos. Por lo que para el proyecto se utilizaran bibliografías concernientes para el refuerzo de estructuras de concreto.

1.4 JUSTIFICACION

Las edificaciones existentes para la sede de Caja Arequipa en las ciudades de Puno y Azángaro, necesitan ser analizadas con las sobrecargas no previstas debido al cambio de uso, para proponer alternativas de reforzamiento estructural de los elementos estructurales vulnerables que no tengan suficiente capacidad de resistir las solicitaciones de carga, teniendo en consideración las propiedades de los materiales existentes, los aceros de refuerzo existentes, la caracterización del sistema estructural y la distribución arquitectónica.

Se justifica la tesis, ya que el reforzamiento estructural para las edificaciones es una técnica para mejorar la capacidad resistente de las componentes estructurales (Columnas, vigas, losas) o estructura completa, así como las zapatas, y así proporcionen las prestaciones de funcionabilidad, seguridad, habitabilidad según las exigencias normativas.

1.5 OBJETIVOS DEL PROYECTO

1.5.1 OBJETIVO GENERAL

Proponer alternativas de reforzamiento estructural de viviendas familiares para el uso de entidades financieras – caso Caja Arequipa Puno.

1.5.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- a) Determinar las sobrecargas no previstas y el riesgo al colapso en las edificaciones familiares para el uso de entidades financieras.
- b) Analizar los elementos estructurales Vulnerables por sobrecarga para plantear soluciones de reforzamiento.
- c) Analizar sistemas de reforzamiento estructural para su aplicación en el caso Caja Arequipa.

1.6 METODOLOGIA Y COBERTURA DEL ESTUDIO

Tipo y Nivel de investigación

El tipo de investigación es Aplicada y su nivel es Tecnológico.

Es aplicada porque está interesada en la aplicación de los conocimientos a la solución de un problema concreto y busca la aplicación o utilización de los conocimientos que se adquieren, y tecnológica porque su finalidad de la investigación es obtener conocimiento útil para resolver un problema concreto que surge principalmente en las necesidades para lograr una mejora o encontrar soluciones particulares, se logra caracterizar un objeto de estudio o una situación concreta, como es el caso de la presente tesis

Cobertura del estudio

En la presente tesis se da información referente al tema de Reforzamiento Estructural de dos edificaciones familiares para el uso de entidades financieras – Caso Caja Arequipa de Puno y Azángaro, con la finalidad de aportar un conocimiento profundo de esta temática muy práctica.

De acuerdo a los objetivos planteados, en la presente tesis se realizará el análisis estructural de las dos edificaciones sin reforzar y con reforzamientos, efectuado por el modelamiento estructural con software que toma en cuenta la demanda sísmica según lo

estipulado en el Reglamento Nacional de Edificaciones E. 030 – 2016 de Diseño sismo resistente, limitando el reforzamiento a elementos estructurales de la superestructura (Vigas, losas y columnas) y subestructura (Zapatas). La tesis es desarrollada considerando un análisis teórico de los reforzamientos estructurales a las edificaciones existentes.

CAPITULO II

FUNDAMENTO TEORICO

2.1 CONSIDERACIONES HISTÓRICAS

2.1.1 REFORZAMIENTOS ESTRUCTURALES EN PERÚ

En el Perú, históricamente, el reforzamiento se ha hecho de manera convencional, ya sea agregando elementos estructurales como columnas o placas, agrandando las medidas de las secciones transversales o colocando elementos metálicos que ayuden a tomar las cargas presentes en la edificación (Luis Flores T. - 2014).

A lo largo de la historia de la ingeniería civil, el hombre ha sentido la necesidad de construir obras resistentes y duraderas. En los últimos años la reparación, rehabilitación y mejora de las estructuras existentes han estado entre los más importantes retos de la ingeniería civil. Hasta hace unos treinta años no existía un método seguro y económico para reforzar y reparar los elementos de hormigón armado, lo que traía como consecuencia la demolición o el reemplazo de los mismos. La aparición de resinas de alta resistencia y otros adhesivos para estructuras cambió esta situación. Por medio de adhesivos, podemos unir material adicional de un modo rápido y sencillo a las vigas de hormigón aumentando así su resistencia y rigidez (Mabel Pérez & Jorge de la Rosa – 2011).

2.1.2 CAMBIOS DE LA NORMA E. 030 DISEÑO SISMO RESISTENTE

Perú, país sísmico con la Placa de Nazca y Placa Sudamericana en La Norma peruana de Diseño sismo resistente en las últimas décadas tuvo cambios y exigencias para asegurar la habitabilidad en las edificaciones debido a exigencias normativas y la ocurrencia de importantes sismos y terremotos:

Tabla 2.1: Terremotos importantes ocurridos en Perú

TERREMOTOS IMPORTANTES			
1.-	1746 Lima	7.-	1979 Arequipa
2.-	1868 Arica - Tacna	8.-	1986 Cusco
3.-	1940 Lima	9.-	1991 Rioja
4.-	1966 Lima	10.-	1996 Nazca
5.-	1970 Chimbote	11.-	2001 Areq-Moq-Tacna
6.-	1974 Lima	12.-	2007 Pisco

Fuente: Daniel Quiun; Prisma Ingenieros S.A.C. CIP Trujillo, 24 Octubre - 2014

2.1.2.1 DESARROLLO DE NORMAS SISMO RESISTENTES EN EL PERÚ

Tabla 2.2: Desarrollo de las Normas Sismorresistentes en el Perú

Fecha	Norma	Características	
1977	Reglamento Nacional de Construcciones Normas Peruanas de Diseño Antisísmico	$V=UKCP$	$C = \frac{0.05}{\sqrt[3]{T}}$
1997	Reglamento Nacional de Construcciones – Norma Técnica de Edificaciones E.030 Diseño Sismorresistente	$V = \frac{ZUSC}{R} P$	$C = 2.5 \left(\frac{T_p}{T} \right)^{1.25}, C \leq 2.5$
2001	Reglamento Nacional de Construcciones – Norma Técnica de Edificaciones E.030 Diseño Sismorresistente	$V = \frac{ZUSC}{R} P$	$C = 2.5 \left(\frac{T_p}{T} \right)^{1.25}, C \leq 2.5$
2003	Reglamento Nacional de Construcciones – Norma Técnica de Edificaciones E.030 Diseño Sismorresistente	$V = \frac{ZUSC}{R} P$	$C = 2.5 \left(\frac{T_p}{T} \right), C \leq 2.5$
2014	Reglamento Nacional de Edificaciones – Norma Técnica de Edificaciones E.030 Diseño Sismorresistente	$V = \frac{ZUSC}{R} P$	$T < T_p \quad ; \quad C = 2.5$ $T_p < T < T_L; C = 2.5 \left(\frac{T_p}{T} \right)$ $T > T_L \quad ; \quad C = 2.5 \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2} \right)$

Fuente: Modificado de Daniel Quiun; Prisma Ingenieros S.A.C. CIP Trujillo, 24 Octubre - 2014

2.1.2.2 MAPAS SÍSMICOS

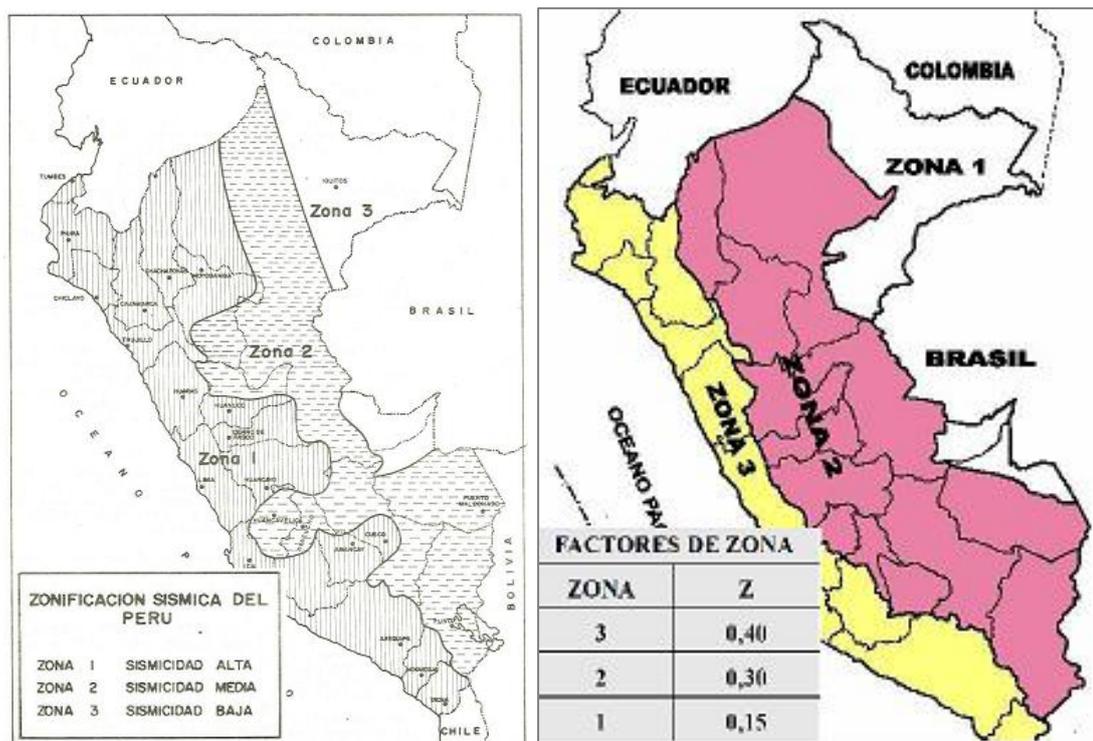


Figura 2.1: Zonificación Norma 1970 – 1977 (Izquierda), 1997 – 2014 (Derecha) (Quiun, 2014)

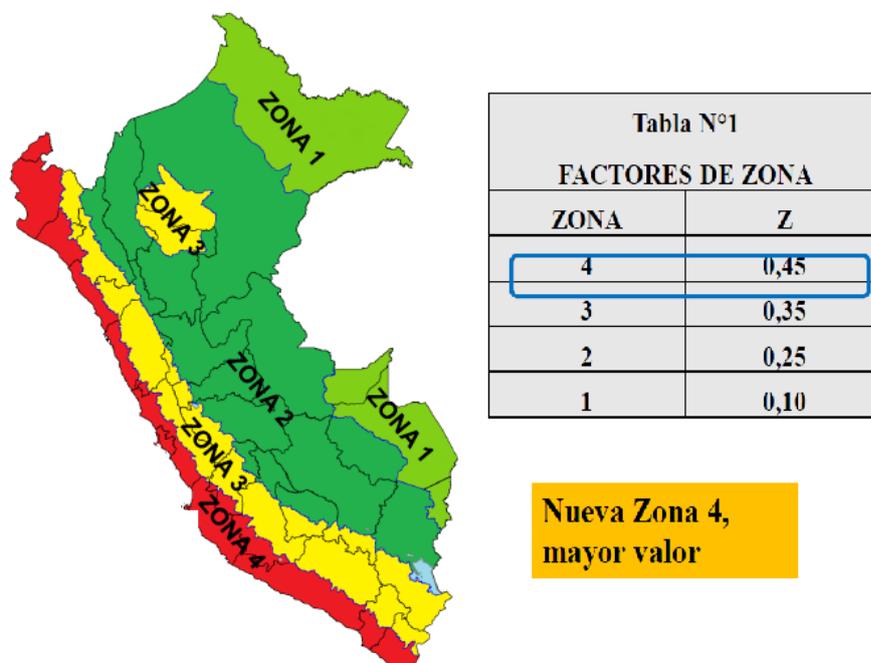


Figura 2.2: Zonificación Sísmica Propuesta Norma 2014 – Norma E. 030 Diseño Sismorresistente. (Daniel, 2014)

2.2 REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES

2.2.1 GENERALIDADES

Las edificaciones se diseñan y construyen para que completen su vida útil dentro de las condiciones aceptables de servicio y resistencia y de una manera segura considerándose aspectos de capacidad estructural en el diseño, construcción, mantenimiento y operación, sin embargo estas dejan de cumplirse cuando los elementos estructurales de la edificación no cumplen con los requisitos mínimos estructurales de seguridad y estabilidad, problemas de pandeo, presencia de fisuras o cambio de uso de la edificación y que afecten negativamente la capacidad resistente que se espera y eventualmente llevan al colapso (Rosero Landeta, 2013).

El objetivo del reforzamiento es asegurar que la edificación pueda seguir funcionando, bajo la acción de las cargas de gravedad y efectos de sismos que se encuentre sometido. Esto se logra mediante el refuerzo de los elementos estructurales existentes o incorporando elementos estructurales adicionales para mejorar los niveles de resistencia (Tello Malpartida, 2006).

Es imprescindible revisar términos que comúnmente se confunden, como son; reforzamiento, reparación y restauración, entre los cuales existen diferencias (Rosero Landeta, 2013)

- **Reforzamiento:** son las acciones necesarias para aumentar la capacidad resistente de un elemento estructural o estructura completa.
- **Reparación:** son las acciones necesarias para restituir la capacidad resistente de una estructura dañada. Proceso de reemplazar o corregir los elementos dañados de una estructura.
- **Restauración:** son las acciones necesarias para conseguir que una edificación antigua se encuentre en condiciones óptimas y se la pueda volver a utilizar.
- **Refuerzo antisísmico:** consiste en aportar modificaciones a las estructuras, fachadas y cornisas existentes de un edificio o estructura para darles mayor resistencia frente a sismos, al movimiento del terreno, a la apertura de una falla o al derrumbe de un terreno.

Para normalizar estos términos, a finales de 1999 el "Subcomité 440F" generaliza la clasificación del refuerzo y adopta tres campos principales de aplicación.

- a. **Rehabilitación:** Relacionada a aquellas situaciones de recuperación de la resistencia de la estructura en aquellos sitios donde se encuentra comprometida su seguridad, debido a la degradación continua de sus elementos.
- b. **Refuerzo:** Atribuido al refuerzo estructural de elementos para la corrección de anomalías originadas por deficiencias de proyecto y de la capacidad portante por un aumento en las acciones de diseño, o por un cambio de uso.
- c. **Refuerzo Sísmico:** Representa aquellas situaciones de aumento en la resistencia de un elemento estructural o una estructura, cuya pérdida está directamente relacionada con acciones sísmicas, se consigue por incremento de la ductilidad y de la resistencia a corte de los elementos estructurales, esto permite la disipación de la energía y mejora la capacidad de deformación de los elementos.

De los casos descritos, los procedimientos se orientan a aumentar la resistencia a flexión, compresión o aumentar la ductilidad del elemento estructural según sea necesario, es decir para que resista cualquier esfuerzo simple o combinado al que se le someta al elemento estructural o en su conjunto a toda la edificación.

2.2.2 NECESIDAD DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL

En toda estructura civil pueden existir varios factores que afectan el comportamiento de la estructura y que llevan a diseñar y construir un refuerzo. Entre los principales y más comunes se mencionan los siguientes (Rosero Landeta, 2013):

- a. **Cambio de uso en la edificación:** Esta acción supone soportar cargas superiores a las previstas en el diseño original o, que la distribución de las mismas sea totalmente distinta a las consideradas inicialmente. Por ejemplo, si se tiene inicialmente ambientes destinados a oficinas, y se cambia por almacenes o bodegas los cuales tienen la carga de servicio mayor.
- b. **Asentamientos diferenciales:** Este fenómeno produce fallas en la cimentación por problemas de suelos no considerados en el correspondiente estudio y diseño.
- c. **Errores en la fase de proyecto:** Que comprometen la resistencia y durabilidad de la estructura.
- d. **Errores que se producen durante la fase de ejecución o construcción:** Provocados por la falta de personal calificado en construcción o por falta de fiscalización.
- e. **Problemas debidos a la degradación y deterioro de los materiales de construcción:** Pueden tener dos causas; el paso del tiempo o la exposición a

agentes químicos ambientales, por ejemplo, la oxidación, fenómeno que produce corrosión del refuerzo que se encuentra expuesto por alguna situación.

- f. Modificación y eliminación parcial o total de ciertos elementos estructurales; Ejemplo: el caso de nuevas aberturas en losas de entrepiso, por necesidad de una grada de último momento o un ducto de basura o una conexión de entrepisos, entre otras.
- g. Daños producidos por causas accidentales: Explosión, fuego, impacto, etc. que disminuyen o anulan la capacidad resistente de la estructura en su totalidad, parte de ella, o en algunos elementos.
- h. Modificación de criterios ante la respuesta sísmica.
- i. Modificación de las normativas de construcción, códigos y reglamentos de diseño.

Todos estos factores conducen a evaluar una estructura y la forma técnica más adecuada de intervenirla. Las acciones necesarias para realizar el refuerzo mediante la utilización de diferentes materiales y métodos hacen de la misma, una estructura segura y confiable.

Para la tesis corresponde al reforzamiento de las edificaciones por cambio de uso, a raíz del cambio de uso de vivienda a entidad financiera.

2.2.3 TÉCNICAS DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL

El reforzamiento estructural es el proceso que se realiza con el fin de conseguir una respuesta aceptable ante un evento sísmico. Dicho refuerzo dependerá de las condiciones en las que se encuentren las estructuras y se consigue mediante modificaciones en el diseño (refuerzos en los componentes estructurales) (Carranza Ruiz & Calderon Correa, 2015).

Según Tello M. (2006), el reforzamiento de edificaciones puede ser realizado por:

- Introducción de nuevos elementos (Reforzamiento sísmico)
 - Inclusión de muros de corte
 - Pórticos de concreto armado
 - Pórticos metálicos o adición de arrostamientos
 - Adición de contrafuertes
 - Sistemas de disipación de energía

- Refuerzo a elementos estructurales existentes:
 - Encamisado a secciones con concreto armado
 - Refuerzo con FRP (Polímeros reforzados con fibras)
 - Adición de chapas o perfiles metálicos.

El proceso de reforzamiento estructural de edificaciones es complejo. La selección de la técnica o solución de reforzamiento toma en cuenta la sismicidad de la zona, las condiciones geotécnicas, las condiciones climáticas, la facilidad de acceso al sitio y el tipo de material constructivo disponible en la zona.

2.2.4 PROCESO PARA EL REFORZAMIENTO DE ESTRUCTURAS

W. Baca (2010) establece el siguiente proceso para el reforzamiento:

- a. Inspección de la estructura.
- b. Analizar la estructura existente, determinar causas para el reforzamiento
- c. Ejecutar el proyecto de reforzamiento, para ello analizar la estructura considerando las diferentes técnicas para reforzar, en función de los tipos de refuerzo, (tensión, compresión, flexión, estabilidad, cortante, etc.) requeridos para los elementos.

2.3 REFORZAMIENTO CON INCLUSIÓN DE MUROS DE CORTE

La capacidad sismorresistente de una estructura puede ser incrementada, añadiendo nuevos muros de corte, para resistir parte o toda la fuerza sísmica de la estructura, dejando la estructura original para resistir solamente aquella parte de la acción sísmica que se juzgue de confianza (Tello Malpartida, 2006).



Figura 2.3: Refuerzo con adición de muros, solución Vs. Ventaja (Tello Malpartida, 2006).

El uso de muros de concreto armado, como alternativa de reforzamiento estructural es muy conocida en el país, así como en nuestro entorno. Los muros de concreto armado se diseñan por resistencia, y según los detalles e indicaciones de la Norma peruana de Concreto Armado E.060.



Figura 2. 4 Método de refuerzo: inclusión de muros interiores o exteriores (O. Tello M. - 2006).

En muros existentes (Tello Malpartida, 2006):

- **Incrementan la resistencia al corte:** Esto se obtiene incrementando el espesor del muro, se construye mediante ganchos de 90°, adheridos con resina epóxica.
- **Incrementan la resistencia al corte y la flexión:** Esto se logra incrementando el espesor del muro por una o dos caras y añadiendo elementos de confinamiento en los extremos del muro.



Figura 2.5: Adición de espesor de muros (Tello Malpartida, 2006).

2.4 REFORZAMIENTO CON ADICION DE ARRIOSTRAMIENTOS

Los sistemas de arriostramiento son elementos necesarios en los edificios de altura para garantizar la estabilidad lateral de los mismos. En la práctica habitual, los sistemas de arriostramiento se relacionan a menudo con celosías trianguladas, núcleos o con pantallas de hormigón, y suelen ser un problema a lo hora de realizar el diseño del edificio, ya que hay que sacrificar huecos, son poco vistosos y además encarece la estructura (<http://www.eadic.com/sistemas-de-arriostramiento/> eadic, formación y consultoría).

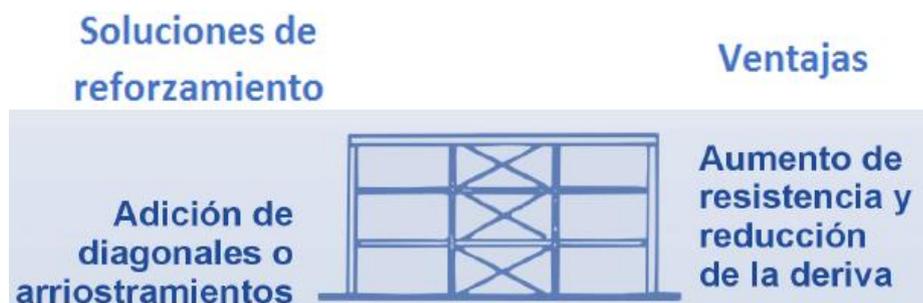


Figura 2. 6: Refuerzo con adición de diagonales o arriostramientos, solución Vs. Ventaja (Tello Malpartida, 2006).

- **Ventajas**
 - Para el confinamiento de la edificación y reducción de las derivas
 - Proporcionan estabilidad lateral.
 - Reducen la necesidad de muros de corte que permite una mayor flexibilidad interna.



Figura 2.7: Método de refuerzo: Diagonales o arriostres en edificaciones (Tello Malpartida, 2006).

2.5 REFORZAMIENTO CON ADICION DE CONTRAFUERTE

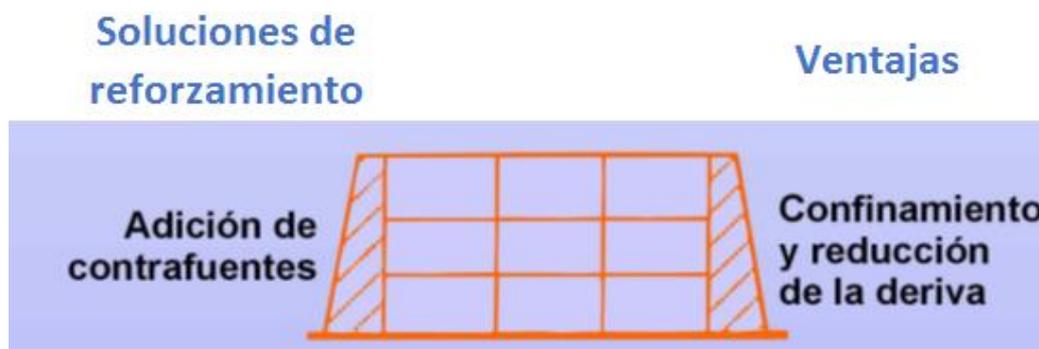


Figura 2. 8 Refuerzo con adición de contrafuerte, solución Vs. Ventaja (Tello Malpartida, 2006).



Figura 2. 9 Elementos en contrafuerte - Hospital de Cardiología del Instituto Mexicano del Seguro Social-México (Tello Malpartida, 2006).

2.6 REFORZAMIENTO CON ADICION DE PORTICOS

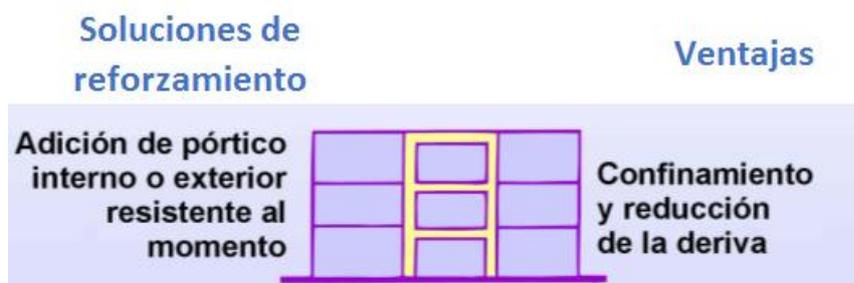


Figura 2.10 Refuerzo con adición de pórticos, solución Vs. Ventaja (Tello Malpartida, 2006).



Figura 2.11: Método de refuerzo: Pórticos perimetrales, - Hospital México de la Caja Costarricense del Seguro Social, Costa Rica (Tello Malpartida, 2006).

2.7 SISTEMA DE DISIPADORES DE ENERGÍA

Son dispositivos de control pasivo, es decir, no alteran la energía de entrada, por lo que manifiestan su eficiencia absorbiendo gran parte de la energía sísmica, es decir, disipan la energía convirtiéndola en calor o por la transferencia de energía entre modos de vibración (Carranza Ruiz & Calderon Correa, 2015).

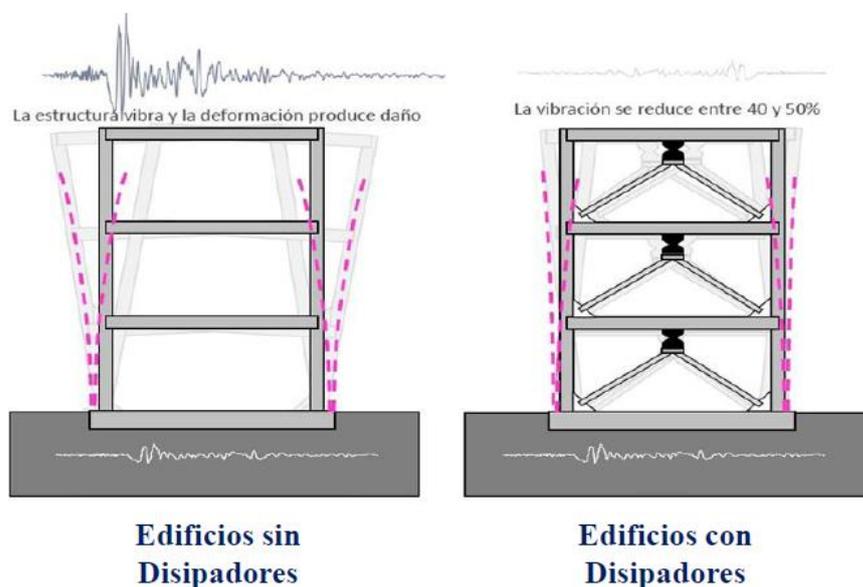


Figura 2.12:: Método de refuerzo: Disipadores sísmicos.

Carranza & Calderon (2015), clasifican a tres categorías:

- **Disipadores por deformación (metálicos)**

El principio básico de estos disipadores consiste en utilizar la deformación relativa entre dos puntos de una estructura para disipar energía a través de fricción.

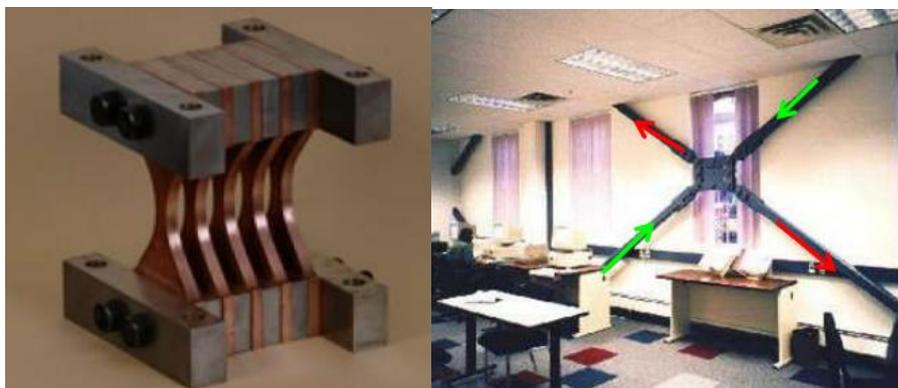


Figura 2.13: Disipadores por deformación (metálicos) (Carranza & Calderon, 2015)

- **Disipadores de comportamiento viscoelásticos**

El principio básico de funcionamiento consiste en movilizar un elemento a través de un material viscoelástico. Esto genera fuerzas que se oponen al movimiento del elemento, de magnitud proporcional a la velocidad.

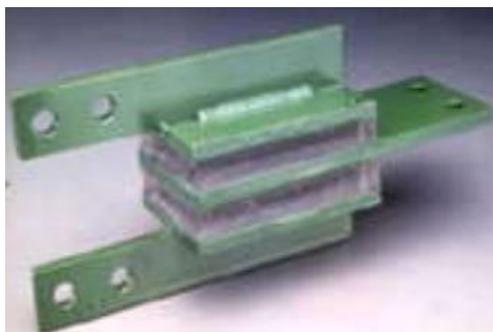


Figura 2.14: Disipadores de comportamiento viscoelásticos (Carranza & Calderon, 2015)

- **Disipadores de comportamiento FLUIDO VISCOSO**

Un amortiguador de fluido viscoso disipa la energía, empujando el líquido a través de un orificio, produciendo una presión de amortiguamiento que crea una fuerza, la cual no aumenta significativamente las cargas sísmicas para un grado comparable de la deformación estructural.



Figura 2.15: Disipadores de comportamiento fluido viscoso

2.8 REFORZAMIENTO CON ENCAMISADOS DE CONCRETO ARMADO

2.8.1 GENERALIDADES

En esta sección se presenta un resumen general del diseño de los elementos de vigas y columnas de concreto armado reforzadas por Encamisados a secciones con concreto armado.

El encamisado de concreto armado refiere al aumento de la sección transversal a través de la adición de armaduras suplementarias y concreto.

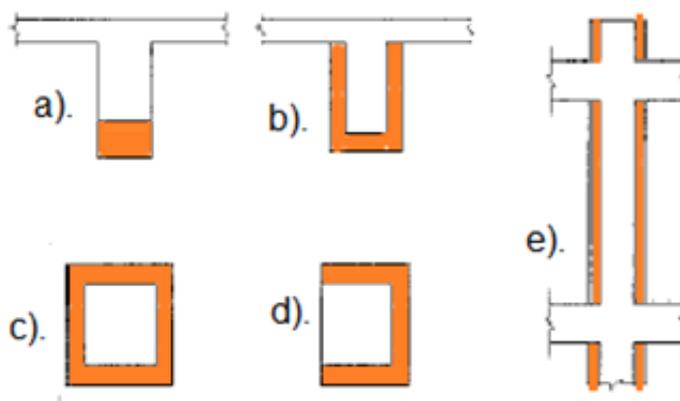


Figura 2.16: Formas de Encamisados de concreto armado - aumento de sección [a). y b) en vigas; c). d). y e). en columnas] (Appleton & Gomes, 2007)

El reforzamiento de estructuras con encamisado de concreto armado es una técnica más elaborada. Como producto final da un acabado arquitectónico favorable, ya que el trabajo de refuerzo no es visible, simplemente es un aumento de la sección (Appleton & Gomes, 2007).

En otros casos, la técnica de refuerzo con encamisados de concreto armado es llamado “Recrecido del concreto” (Fernández, 1994), que consiste en el recrecido del

mismo material, es una de las técnicas más antiguas que existen. Asimismo, se ha llegado a afirmar que, si se ejecuta correctamente, la eficacia y garantía que aporta este refuerzo puede ser superior a otras técnicas de refuerzo.

La idea del encamisado es lograr una sección monolítica entre en concreto existente y el concreto nuevo. El encamisado de concreto es preferible colocarlo en todas las caras del elemento, pero muchas veces no se tiene acceso y por ello se aplica solamente en una, dos o tres caras (ACI 369R-11).

Se utiliza cuando el elemento está muy dañado y requiere una mayor capacidad resistente, aumentando para ello su sección transversal mediante elementos que rodean al anterior. Debido al aumento en la sección de la columna, la resistencia axial, flexión y cortante, se incrementan. El encamisado no sólo permite reparar elementos, sino que logra aumentar su resistencia y rigidez originales. Es por ello, que a esta técnica también se le considera como un método de refuerzo (Soto Barraza, 2008).

Según las hipótesis generales del ACI 369R-11, de los encamisados de concreto armado, los nuevos componentes estructurales normalmente deben cumplir con ACI 318. La resistencia a la flexión de los miembros con y sin cargas axiales, así como las fuerzas de corte se calcularán de acuerdo con el ACI 318.

- **Campos de aplicación (Appleton & Gomes, 2007)**

- Aumentar la resistencia de zonas comprimidas
- Necesidad de grandes aumentos de resistencia/rigidez
- Necesidad de garantizar la protección del fuego las armaduras de refuerzo
- Refuerzo de losas, vigas, columnas y paredes para todos los esfuerzos, en especial los debidos a la acción sísmica

- **Aspectos principales de solución (Appleton & Gomes, 2007)**

- Implica un aumento de las dimensiones de las secciones transversales.
- Relativamente al reforzamiento con perfiles presenta ventajas de reforzamiento a la acción sísmica, mejor protección al fuego y corrosión de las armaduras de refuerzo.
- Requiere preparación cuidadosa de la superficie del concreto existente.

2.8.2 CONSIDERACIONES PARA EL ANÁLISIS Y DISEÑO DE ENCAMISADOS

(Soto Barraza, 2008, ACI 369-11, Terán & Ruiz, 1992)

- Los elementos encamisados se pueden analizar como elementos compuestos suponiendo una perfecta adherencia entre el concreto nuevo y el existente, siempre que se asegure un comportamiento monolítico.
- Si sólo se encamisa la columna en el entrepiso se obtiene un incremento en resistencia ante carga axial y fuerza cortante, y un comportamiento dúctil, pero no se altera la resistencia original a flexión.
- Para incrementar la resistencia a flexión es necesario extender el encamisado a través de la losa, prolongando el acero longitudinal y añadiendo algunos estribos que atraviesen el alma de las vigas.
- Cuando existen restricciones de espacio, es posible encamisar uno, dos o tres lados únicamente. En tal caso se puede recurrir al uso de ganchos, estribos soldados o conectores entre el refuerzo longitudinal.
- Si la columna es de sección rectangular el refuerzo se concentra cerca de las esquinas para permitir confinarlo con estribos, o bien se distribuye de manera uniforme uniendo el refuerzo nuevo al existente mediante conectores soldados.
- Como en todo proyecto de reforzamiento, en el diseño del encamisado, se debe considerar una probable redistribución de las cargas en la estructura, posibles cambios en los mecanismos de falla.
- Si bien existe incertidumbre en la distribución de las cargas entre el elemento existente y el encamisado, un análisis suponiendo un comportamiento monolítico entre el encamisado y el elemento existente proporciona un resultado razonable para el diseño.

2.8.3 CONSIDERACIONES CONSTRUCTIVAS (ACI 369-11)

- La superficie del elemento debe estar limpia y rugosa para garantizar una buena adherencia entre el concreto nuevo y el existente, promoviendo con ello, un comportamiento monolítico.
- El revenimiento y el tamaño máximo del agregado grueso serán de acuerdo con la separación mínima del refuerzo y la distancia mínima entre la cimbra y el concreto existente.

- En columnas, el refuerzo longitudinal debe extenderse a través de la losa de entrepiso, para proporcionar continuidad e incrementar la resistencia a flexión en los extremos del elemento.
- Cuando el encamisado no sea completo, deberá verificarse la necesidad de colocar elementos de conexión que garanticen la transmisión de los esfuerzos cortantes entre el encamisado y el elemento por reforzar.
- Para garantizar un comportamiento monolítico del elemento encamisado, es necesario tener un adecuado mecanismo de transferencia de cortante en la zona de contacto entre el encamisado y el elemento existente, tal que evite el movimiento relativo entre ambos concretos.

2.8.4 ENCAMISADO DE VIGAS

Las vigas se encamisán para diversos propósitos: para dar continuidad al encamisado de columnas, incrementar la resistencia y rigidez de la estructura y para tratar de inducir una curvatura doble en el comportamiento de la columna (lo cual, en la mayoría de los casos, podría reducir la resistencia última de las columnas en los pisos superiores comparado con las estructuras sin vigas rígidas) (Ruiz. & Teran, 1992).

El encamisado de vigas incrementa la capacidad a flexión y cortante. Si solamente se quiere incrementar la resistencia a flexión positiva, el encamisado se coloca en la cara inferior de la viga (fig. 6.8). Si el encamisado se coloca en tres o cuatro caras de la viga, se incrementa la resistencia a momento positivo y negativo, así como la resistencia a cortante. El encamisado se debe extender sobre toda la longitud de la viga, y el refuerzo longitudinal debe ser continuo. Esto se puede lograr pasando el refuerzo adicional a través de la unión viga-columna (ACI 369-11).

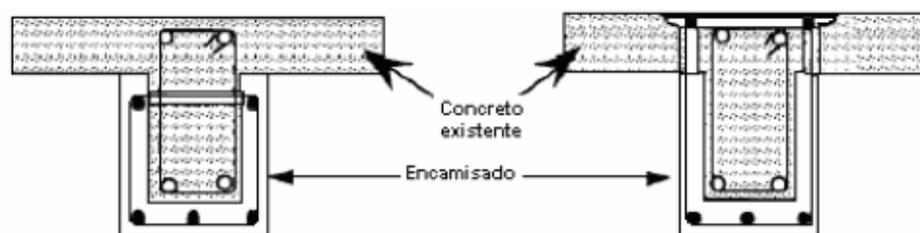


Figura 2.17: Encamisado de tres o cuatro caras de la viga (Soto Barraza, 2008)

2.8.4.1 CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO

Soto Barraza (2008), dá las siguientes consideraciones:

- Las vigas deben ser encamisadas a lo largo de toda su longitud

- Se debe utilizar un espesor mínimo de encamisado de 8 cm si es concreto premezclado y de 4 cm si es concreto lanzado
- Cuando la cuantía de refuerzo longitudinal del elemento existente no se conoce, la cuantía de acero del encamisado se debe limitar al 50% del área total de la sección compuesta.

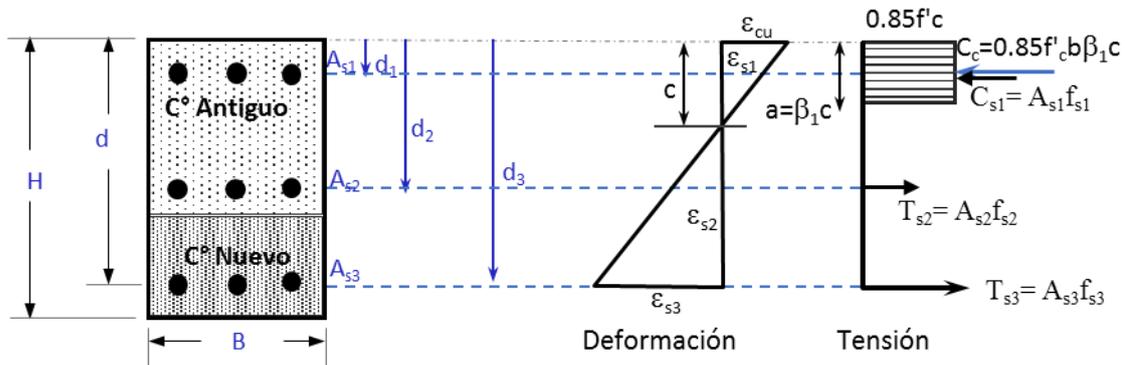


Figura 2.18: Reforzamiento de una viga con concreto armado en la cara inferior (Elaboración propia)

2.8.5 ENCAMISADO DE COLUMNAS

Para prevenir un mecanismo de piso durante un sismo, las columnas nunca deben ser los elementos más débiles de un edificio. La respuesta de una columna es controlada por una combinación de carga axial, flexión, y fuerza cortante (Soto Barraza, 2008).

Esta técnica consiste en envolverlas con barras y estribos adicionales o con malla electrosoldada y añadir un nuevo recubrimiento de concreto lanzado o premezclado. El encamisado con malla electrosoldada es una técnica muy popular para prevenir la falla por cortante en columnas. Se utiliza para incrementar la capacidad a cortante de la columna, intentando así, lograr un mecanismo columna fuerte-viga débil. Estudios experimentales demuestran que este tipo de encamisado presenta excelentes resultados en el intervalo inelástico. En esta técnica de reforzamiento, el objetivo es prevenir la falla por cortante de la columna e incrementar la ductilidad, o incrementar la resistencia a flexión para así incrementar el desempeño sísmico del edificio (Soto Barraza, 2008).

2.8.5.1 CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO

Soto Barraza (2008), dá las siguientes consideraciones:

- Si es posible, se deben encamisar los cuatro lados de la columna
- Para el diseño, se supone un comportamiento monolítico de las columnas compuestas
- El espesor mínimo del encamisado debe ser de 10 cm para concreto premezclado y de 4 cm para concreto lanzado
- La cuantía de refuerzo del encamisado con respecto al área encamisada debe estar limitado entre 0.015 y 0.04, y por lo menos, se deben utilizar barras del #5 en cada esquina de los cuatro lados del encamisado
- La resistencia a compresión ($f'c$) del concreto nuevo debe ser mayor que la del concreto existente por 50 kg/cm².

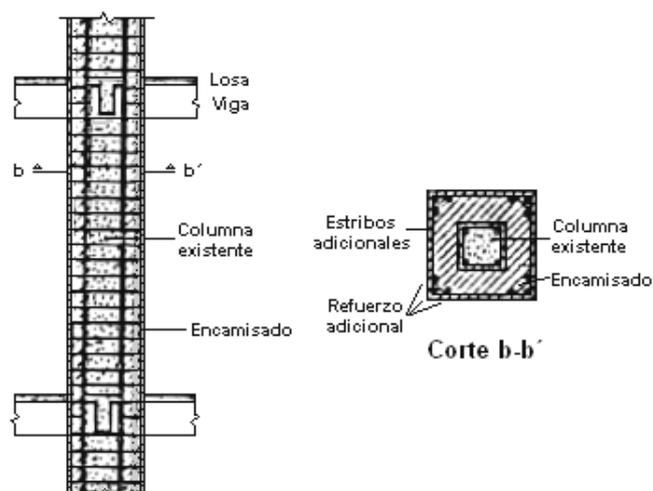


Figura 2.19: Encamisado de una columna hasta la losa (Soto Barraza, 2008)



Figura 2.20: Preparación de la superficie en encamisados de columnas (Tello Malpartida, 2006)



Figura 2.21: Sistema de confinamiento en columnas con Encamisados de concreto y formas de habilitado de estribo

2.8.6 ADHERENCIA ENTRE EL CONCRETO INICIAL Y CONCRETO ADICIONADO

El funcionamiento y la eficiencia de un refuerzo por encamisado depende fundamentalmente de la adherencia entre los materiales, a fin de garantizar que el elemento reforzado funcione como un único elemento (monolíticamente) y no como la asociación de dos partes que funcionan independientemente uno del otro (Appleton & Gomes, 2007).

La resistencia de la unión de adherencia entre el material adicionado y el concreto existente, cuando no se utiliza refuerzo, barras o pre-tensados, se imparte por adhesión (efecto causado por ligaciones químicas) y por la fricción (efecto mecánico) entre los materiales. En la zona inicial de un diagrama tensión de corte-deslizamiento la resistencia es conferida por la adhesión y la fase final (para más de deslizamiento) por la fricción. La máxima resistencia se consigue mediante la adhesión a un valor de muy bajo deslizamiento, menos de 0,02 mm. (Appleton & Gomes, 2007).

El valor de la adherencia depende de los siguientes parámetros:
Rugosidad y el tipo tratamiento de la superficie inicial; utilización de resinas de unión; tipo de material de adición (mortero especial, concreto, concreto proyectado) y la forma de su aplicación.

Los principales parámetros que dependen de la fricción son:
Tamaño y forma de agregados (la fricción aumenta con el tamaño de los agregados y disminuye con la redondez de su forma); rugosidad de la superficie inicial; resistencia a la compresión de material; existencia de tensiones de compresión perpendiculares a la conexión; acciones cíclicas (aplicación de ciclos de carga provoca una degradación de fricción).

Los cambios de volumen o contracción del concreto son unos de los principales problemas que se presentan cuando se utiliza este material en encamisados, ya que existe pérdida de contacto entre las superficies del material nuevo y el viejo que impiden que se transfieran adecuadamente los esfuerzos. La contracción se puede controlar con el uso de aditivos estabilizadores de volumen en la mezcla y con membranas de curado.

Uno de los materiales usados para la adherencia entre el concreto nuevo y el existente son las resinas.

2.8.6.1 RESINAS

Las resinas generalmente son utilizadas en la reparación de grietas o para reemplazar pequeñas cantidades de concreto dañado. También se utilizan para anclar o para unir elementos nuevos de acero y concreto.

Las resinas son un sistema compuesto por una resina (epóxica, poliéster, acrílica, poliuretano, etc.) y un catalizador. Cuando los dos componentes se mezclan, la resina cambia de un estado plástico a un estado endurecido. En el estado plástico, las resinas pueden variar en color, viscosidad, tiempo de fraguado, temperatura mínima de curado, y en el grado de sensibilidad a la humedad.

Después de que la resina ha curado, las principales variaciones en su desempeño son resistencia y rigidez. Las resistencias a compresión, tensión y flexión son generalmente mayores que los valores alcanzados por el concreto. Cabe señalar que, en general, las propiedades de las resinas se deterioran a temperaturas mayores que 100° C y el proceso de endurecimiento se suspende a temperaturas debajo de 10° C. Si la humedad está presente, se recomienda el uso de resinas insensibles a ella (Soto Barraza, 2008).

2.8.6.2 VENTAJAS DE LAS RESINAS

Algunas propiedades de las resinas que la hacen útil como material de reparación son:

- Resistencia contra ataques de ácidos, y solventes
- Tienen una excelente adherencia al concreto, mampostería y acero
- Baja contracción y buena durabilidad
- Alta resistencia.

2.8.7 ANALISIS DE ELEMENTOS SOMETIDOS A FLEXIÓN

Para el análisis y diseño del reforzamiento de encamisados con concreto armado por flexión, según la sección 2.7.1 y 2.7.2, se toman en consideración para el diseño las disposiciones del ACI 318 en concordancia con las hipótesis de diseño estipuladas en la Norma E. 060 de concreto armado (RNE-2016), que satisface las condiciones de equilibrio y compatibilidad de deformaciones.

Se presentan los criterios de diseño, los métodos de análisis y los métodos de cálculo de los esfuerzos de la resistencia de flexión, cortante que son disposiciones constructivas de este tipo de refuerzo. Las disposiciones que se exponen, sirven de base, al mismo tiempo, para la determinación de la capacidad resistente a flexión de los elementos estructurales.

Para la determinación del momento resistente de una sección rectangular es preciso verificar, inicialmente, si el refuerzo alcanza o no el esfuerzo de fluencia. Dependiendo de la situación que se presenta, se siguen procedimientos diferentes. La formulación usada en ambos casos es la misma. La única diferencia entre ellos es que en el primero el esfuerzo en el acero se conoce y es igual a F_y , mientras que en el segundo es una incógnita.

Los elementos sometidos a flexión se diseñan para fallar por tensión pues es el tipo de falla más conveniente dada la ductilidad que desarrolla. Por ello que el procedimiento de análisis que se presenta es el que corresponde a este caso.

2.8.7.1 SECCIÓN RECTANGULAR CON COMPORTAMIENTO DUCTIL

Partiendo de la distribución de esfuerzos mostrada se establece la condición de equilibrio: $C=T$

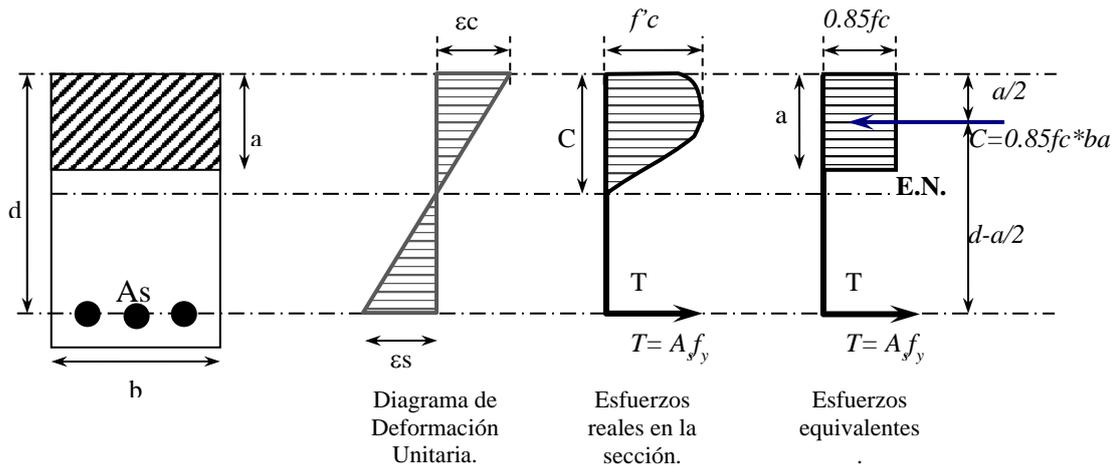


Gráfico 2.1: Diagrama deformación unitaria, esfuerzos reales y equivalentes.

$$\Rightarrow \text{Si } C = T \rightarrow C = 0.85 f 'c. b a$$

$$T = A_s. f_y$$

$$\Rightarrow 0.85 f 'c. b a = A_s. f_y$$

Donde:

b. = Ancho de la sección de concreto

a. = Altura del bloque

A_s = Área de Refuerzo a Tensión

ρ = Cuantía

$f'c$ = Resistencia a la compresión del concreto.

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo.

Despejando “a”

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f' c b} \quad \text{Ecuación 2.1}$$

ρ : Cuantía de acero en tensión definida a través de la siguiente expresión:

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} \quad \text{Ecuación 2.2}$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f' c b} = \frac{\rho \cdot b \cdot d \cdot f_y}{0.85 f' c \cdot b} \quad \text{Ecuación 2.3}$$

- Finalmente, el momento resistente nominal de la sección estará dado por:

$$M_n = C(d - a/2) = T(d - a/2)$$

$$M_n = 0.85 f' c \cdot b \cdot a(d - a/2)$$

$$M_n = A_s \cdot f_y (d - a/2) \quad \text{Ecuación 2.4}$$

- Estableciendo el momento último en función del acero de refuerzo se produce de la siguiente manera, refiriéndose a la Figura 2.15 y empleando la cuña rectangular de Whitney:

$$M_u = \phi A_s f_y (d - \frac{a}{2})$$

Donde “a” es igual a:

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

La cuantía necesaria se puede calcular mediante:

$$\rho = \frac{0.85 f' c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 M_u}{\phi 0.85 f' c \cdot b \cdot d^2}} \right] \quad \text{Ecuación 2.5}$$

- Alternativamente puede utilizar la formula directa para el cálculo de Acero con la siguiente ecuación:

$$A_s = \frac{0.85f'c.b.d}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2.Mu}{\phi 0.85f'c.b.d^2}} \right] \quad \text{Ecuación 2.5-1}$$

2.8.7.2 CUANTIA BALANCEADA O BASICA

Las expresiones deducidas son válidas siempre que el esfuerzo en el acero sea igual a su esfuerzo de fluencia. Esto se verifica siempre que la cuantía de la sección sea menor o igual que la cuantía básica.

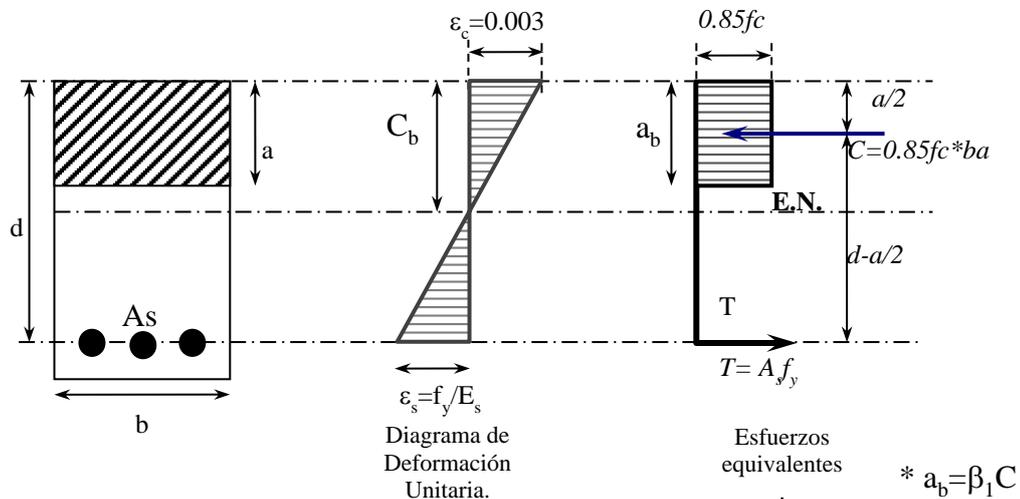


Grafico 2.2: Esfuerzos y deformaciones en una sección rectangular con falla balanceada

$$\Rightarrow \frac{\epsilon_c}{Cb} = \frac{\epsilon_y}{d - C_b} \quad \text{Ecuación 2.6}$$

$$\Rightarrow \frac{0.003}{Cb} = \frac{f_y / E_s}{d - C_b} \quad \text{Ecuación 2.7}$$

Donde:

C_b = Distancia del eje neutro a la fibra extrema a compresión en una sección con cuantía balanceada.

E_y = Deformación unitaria correspondiente al esfuerzo de fluencia del acero.

$E_s = 2\,039\,000\text{ Kg/cm}^2 = \text{Módulo de Elasticidad del acero}$

$$\frac{0.003}{Cb} = \frac{fy/E_s}{d - C_b} \quad \Rightarrow \quad 0.003d - 0.003Cb = \frac{fyCb}{E_s}$$

$$0.003d = \frac{fyCb}{E_s} + 0.003Cb = \frac{Cb}{E_s}(fy + 0.003Es)$$

$$\Rightarrow Cb = \frac{0.003dEs}{fy + 0.003Es} \quad \text{Ecuación 2.8}$$

$$\bar{\rho}_b = \frac{a_b 0.85f'c}{f_y d} = \frac{\beta_1 C_b 0.85f'c}{df_y} \quad \bar{\rho}_b = \frac{0.85f'c\beta_1}{f_y d} \left(\frac{6117d}{fy + 6117} \right)$$

$$\bar{\rho}_b = \frac{0.85f'c\beta_1}{f_y} \left(\frac{6117}{fy + 6117} \right) \quad \text{Ecuación 2.9}$$

Valores de β_1

$$\beta_1 = 0.85; \quad \text{Para } f'c = \left[170, 280 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \right]$$

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 \left(\frac{f'c - 280}{70} \right); \quad \text{Para } f'c = \langle 280, 560 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \rangle$$

$$\beta_1 = 0.65; \quad \text{Para } f'c \geq 560 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

2.8.7.3 CUANTIA MINIMA DE REFUERZO

Las vigas con porcentajes muy pequeños de acero de refuerzo, suelen fallar súbitamente; para evitar ese riesgo el código ACI recomienda un refuerzo mínimo:

$$As_{\min} = \frac{0.80\sqrt{f'c}}{fy} b_w d \quad \text{Ecuación 2.10}$$

Pero no deberá ser menor a:

$$As_{\min} \geq \frac{14}{fy} b_w d \quad \text{Ecuación 2.11}$$

2.8.8 ESFUERZO CORTANTE

El comportamiento de las vigas de concreto reforzado en el instante de falla por cortante es muy diferente a su comportamiento por flexión. La falla es repentina. Sin suficiente aviso previo y las grietas diagonales que se desarrollan son más amplias que las de flexión.

Debido a la naturaleza frágil de dichas vigas deberán ser verificadas que las secciones sean suficientemente fuertes para resistir las cargas transversales externas factorizadas sin que se alcance su capacidad de resistencia a cortante, o sea se deberán de diseñar los elementos para que fallen en forma dúctil (ante cargas últimas) antes que se presente una falla frágil por cortante o tensión diagonal.

2.8.8.1 ESFUERZO TRANSVERSAL EN ELEMENTOS SUJETOS A FLEXIÓN

El diseño de secciones transversales sujetas a cortante debe estar basado en:

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$\phi V_n = \phi V_c + \phi V_s \quad \text{Ecuación 2.12}$$

Dónde:

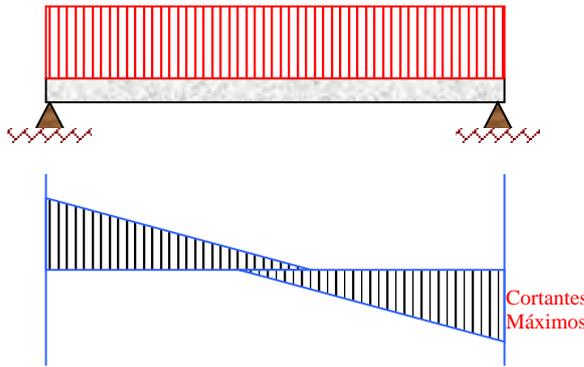
- V_u = Esfuerzo cortante ultimo actuante
- V_n = Resistencia nominal al cortante del concreto y el acero
- V_c = Es la resistencia nominal al cortante del concreto.
- V_s = Es la resistencia nominal al cortante proporcionada por medio de refuerzo para cortante.
- $\phi = 0.85$

La sección crítica nominal para cortante en una viga con carga uniformemente repartida, se presenta a una distancia “d” del paño del apoyo.

2.8.8.2 ESFUERZO CORTANTE NOMINAL O UNITARIO PERMISIBLE EN EL CONCRETO (V_c)

Es la capacidad de fuerza cortante por unidad de área que el concreto puede resistir, medida en la dirección de la fuerza cortante actuante. El R.N.E. en E. 060, establece que:

$$v_c = 0.53\sqrt{f'cbd} \quad \text{Ecuación 2.13}$$



Esf. Cortante mayor cerca a la columna por eso se pone más estribos

Grafico 2.3: Diagrama de fuerza cortante.

Salvo que se efectuó un cálculo más detallado por:

$$v_c = (0.53\sqrt{f'_c} + 175\rho_w \frac{Vd}{n}) \quad \text{Ecuación 2.14}$$

Donde:

$$\frac{Vd}{n} \leq 1 \quad \rho = 0.85 \quad \rho_w = \frac{A_s}{bwd}$$

V = fuerza cortante de la sección

M = Momento flector en la sección

d = Peralte efectivo

Cuando $V_u > V_c$ la sección transversal requiere refuerzo en el alma.

En aligerados debe cumplir cuando $V_u > V_c$ requiere ensanche por corte del ancho bw

2.8.8.3 RESISTENCIA NOMINAL A CORTANTE POR EL REFUERZO TRANSVERSAL

La contribución del acero en el alma se calcula con base en la analogía de la armadura tratada anteriormente, suponiendo que el refuerzo en el alma fluye en a falla.

La expresión que se presenta en la norma E.060:

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \quad \text{Ecuación 2.15}$$

Dónde:

A_v = Área total del refuerzo en el alma en una distancia s.

s = Separación de estribos o barras dobladas, medida en dirección paralela a la del refuerzo longitudinal.

2.8.8.4 ESPACIAMIENTO DEL REFUERZO TRANSVERSAL (ESTRIBO)

$V_u > V_c$; requiere estribos

$$V_u = \phi V_c + \phi V_s \tag{Ecuación 2.16}$$

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

Número de estribos para una fisura diagonal:

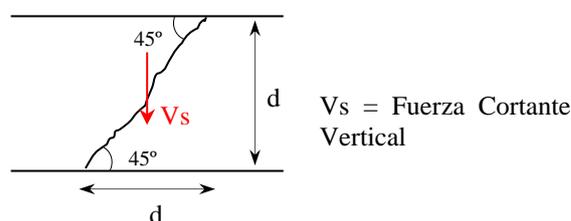
$$N = \frac{d}{s} \tag{Ecuación 2.17}$$

Fuera cortante que absorbe cada estribo:

$$V_s = A_s f_y$$

V_s = Fuerza cortante vertical.

Fuerza cortante total teórica que absorbe la sección:



2.8.9 ANÁLISIS DE ELEMENTOS SOMETIDOS A FLEXOCOMPRESION

Las columnas son elementos estructurales sometidos principalmente a cargas de compresión y flexión, aunque pueden estar también en tensión o tensión y flexión, además de sollicitaciones de cortante y torsión. En cuanto a las sollicitaciones por torsión, éstas finalmente se toman como un incremento en los esfuerzos de tensión diagonal que induce la fuerza cortante en la sección, por lo que se puede decir entonces que las sollicitaciones serán las cargas axiales, momentos de flexión y fuerzas cortantes, las cuales pueden causar tensión o compresión en alguna zona interna de la sección transversal a lo largo del elemento.

En términos generales se pueden diseñar y construir tres tipos de elementos a compresión (columnas) de concreto reforzado:

1. Reforzadas con barras longitudinales y estribos
2. Reforzadas con barras longitudinales y espirales.
3. Compuestos, reforzados con perfiles de acero, con barras longitudinales o sin estas.

Adicionalmente, las columnas se pueden dividir en dos categorías importantes:

1. Columnas robustas (columnas cortas).
2. Columnas esbeltas.

Como se mencionó anteriormente, las columnas en general están sometidas a cargas axiales, momentos de flexión y fuerzas cortantes.

Las acciones de la fuerza axial y momento de flexión se analizan de manera simultánea, ya que actúan en conjunto. El análisis de los esfuerzos en la sección transversal cambia para cada combinación de carga axial y momento de flexión. A este análisis se le llama flexo-compresión.

La resistencia de las secciones a las demandas en flexo-compresión está dada por los aportes del concreto en compresión y de las barras longitudinales de acero en compresión y tensión.

Para el caso de las columnas robustas, su resistencia depende de las propiedades de los materiales, en este caso, de la resistencia del concreto y el acero, además de la geometría de la sección transversal. Aquí la relación de esbeltez de la columna es pequeña, por lo que pueden ignorarse los efectos de esbeltez.

2.8.9.1 COLUMNAS ROBUSTAS

a) Compresión pura

Como se indicó anteriormente, la resistencia de una columna robusta está dada por las propiedades de los materiales y la geometría de la sección transversal, por lo que solo se requiere conocer:

- La forma y las dimensiones de la sección transversal. Esto debe incluir la forma y área de concreto, además de la posición y cantidad de acero (área de acero).
- La resistencia del concreto y del acero.

La resistencia nominal máxima en compresión, capaz de soportar una sección de concreto reforzado, corresponde a:

$$P_n = 0.85f'_c(A_g - A_{st}) + f_yA_{st} \quad \text{Ecuación 2.18}$$

Dónde:

P_n = esfuerzo en la sección.

f_y = resistencia a la fluencia del acero

f'_c = resistencia a la compresión del concreto

A_g = área de concreto de la sección transversal.

A_{st} = área total de acero en la sección.

Para determinar la carga última o carga de diseño en compresión pura (P_u) de la sección, se deben aplicar los factores de reducción de la resistencia (ϕ) y un factor para tomar en cuenta las pequeñas excentricidades accidentales que se pueden dar por defectos de la construcción, ya que en la práctica no es posible obtener una columna cargada axialmente de forma perfecta.

Por lo tanto, la carga axial nominal máxima, tomando en cuenta excentricidades, es:

Para columnas con espirales:

$$\phi P_n(max) = 0.85\phi[0.85f'_c(A_g - A_{st}) + f_yA_{st}]$$

Para columnas con estribos:

$$\phi P_n(max) = 0.80\phi[0.85f'_c(A_g - A_{st}) + f_yA_{st}]$$

b) Flexo compresión

Para el análisis, se puede reemplazar la carga axial concéntrica y el momento de flexión por una carga con una excentricidad de magnitud $e = M/P$. En el caso de tener excentricidades pequeñas, entonces la sección completa está sometida a compresión y la falla del elemento se da por aplastamiento del concreto y la fluencia del acero en compresión. Si la excentricidad es grande, entonces alguna zona de la sección transversal puede estar en tensión y la falla puede ocurrir de alguna de las siguientes maneras: 1) debido al aplastamiento del concreto en compresión; 2) por la fluencia del acero en tensión, 3) o por la falla simultánea del concreto en compresión y la fluencia del acero en tensión, como ocurre en el caso de la falla balanceada.

Como se indicó anteriormente, las cargas externas son obtenidas previamente de un análisis estructural. El diseño y análisis de las secciones se lleva a cabo revisando el estado de esfuerzos en la sección transversal, mediante la compatibilidad de deformaciones y con la idealización de que las deformaciones varían linealmente, de manera que se obtienen fuerzas internas que desarrolla la sección y con estas se pueden obtener las cargas axiales (P) y momentos de flexión (M), que la sección puede resistir.

La carga axial y el momento de flexión varían con la profundidad del eje neutro (c) desde la fibra más lejana en compresión. Los valores de P y M son graficados para obtener así los conocidos diagramas de interacción de momento de flexión versus carga axial de la columna.

La teoría parte de que las deformaciones en la sección transversal varían de forma lineal, según la profundidad desde la fibra extrema en compresión. Los códigos de diseño han establecido que, la máxima deformación que puede soportar el concreto de peso normal antes de fallar es $\epsilon_c = 0,003$ (este valor puede variar hasta 0,008 pero el ACI establece para el cálculo el valor de 0,003) y el esfuerzo máximo en el concreto es de $0,85 \cdot f'_c$. A partir de esta deformación última del concreto, se puede obtener por semejanza de triángulos la deformación en el acero, según la profundidad del eje neutro de la sección. Con esta deformación, se puede calcular el esfuerzo en el acero, tal como se indica seguidamente:

$$\epsilon_s = \epsilon_c \frac{d - c}{c}$$

Dónde:

ϵ_s = Deformación del acero.

ϵ_c = Deformación última del concreto (0.003).

d = Posición del acero medida desde la fibra extrema en compresión.

c = Profundidad del eje neutro. Y

$$f_s = E_s \epsilon_s \leq f_y$$

Dónde:

f_s = Esfuerzo en el acero.

E_s = Módulo de elasticidad del acero.

f_y = Resistencia a la fluencia del acero.

Una vez conocidas las deformaciones y los esfuerzos en los materiales, se puede calcular la resistencia a la compresión y flexión de la sección transversal, aplicando las ecuaciones de la estática $\sum F = 0$, $\sum M = 0$, de lo cual se obtiene que para el caso de una columna rectangular con acero en compresión y en tensión:

$$P_n = 0.85f'_c ab + A'_s f'_s \pm A_s f_s \quad \text{Ecuación 2.19}$$

Dónde:

P_n = Carga axial nominal que resiste la sección analizada.

a = Profundidad del bloque equivalente de esfuerzos rectangulares ($a = \beta_1 * c$).

b = Ancho de la columna.

A'_s = Área de acero en compresión.

f'_s = Resistencia a la fluencia del acero en compresión.

$$M_n = 0.85f'_c ab \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2}\right) \pm A'_s f'_s \left(\frac{h}{2} - d'\right) \pm A_s f_s \left(d - \frac{h}{2}\right) \quad \text{Ecuación 2.20}$$

El análisis y el diseño en flexo-compresión para columnas se realizan mediante la construcción de diagramas de interacción de carga axial y momento de flexión, para lo cual se utilizan las fórmulas planteadas anteriormente y se varía la profundidad del eje neutro (c) para obtener varios puntos (M, P). Los Gráficos de momento de flexión versus carga axial tienen la forma que se muestra en la figura 2-17, además tienen algunos puntos particulares que se explican a continuación.

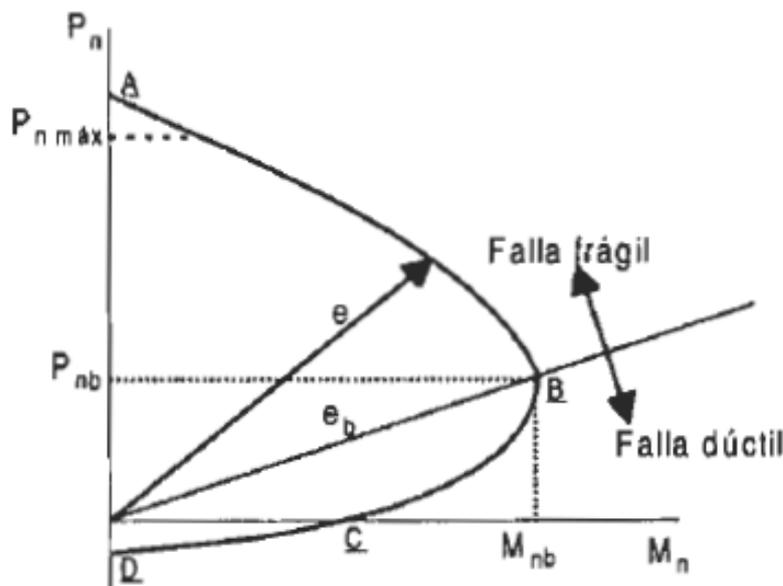


Grafico 2.4: Forma general de diagramas de interacción M-P (Morales, 2006)

Los puntos particulares de estas Gráficos son:

- a) Punto de carga axial pura $(0, P_o)$, la cual se calcula con la fórmula dada en la sección de Compresión Pura
- b) Falla balanceada, que se determina calculando la profundidad del eje neutro, con la cual el concreto alcanza su deformación última máxima, mientras que el acero extremo en tensión alcanza la primera fluencia (M_b, P_b) .
- c) Un punto de flexión pura $(M_o, 0)$.
- d) Punto de tensión pura $(0, -P)$.

2.8.9.2 COLUMNAS ESBELTAS

Ya se ha indicado que se pueden tener dos tipos de columnas: las robustas, cuya descripción se realizó en el apartado anterior y las esbeltas que se describen a continuación.

A diferencia de las columnas cortas que son controladas por los materiales y la geometría de la sección, las columnas esbeltas son controladas por su propia geometría, específicamente por su relación de esbeltez, que es básicamente la razón de su longitud (L_c) por su radio de giro (r) .

El conocimiento actual permite el diseño un poco más complejo de columnas esbeltas, mediante poderosas herramientas computacionales de cálculo de estructuras, que además permiten obtener la respuesta de estas en el rango inelástico y obtener los momentos generados por el efecto $P-\Delta$ en elementos esbeltos, mediante un análisis de segundo orden.

Estos cálculos complejos están fuera del alcance de este proyecto, pero en su lugar se utilizan técnicas un poco más sencillas, pero igualmente válidas para tomar en cuenta los efectos de esbeltez sobre las columnas, como son los métodos de amplificación de momentos.

Como una pequeña introducción en este tema, se explican seguidamente las características de una columna esbelta.

“Se dice que una columna es esbelta si las dimensiones de la sección transversal son pequeñas con respecto a su longitud. El grado de esbeltez de un elemento en general se mide mediante la relación L/r , donde L es la longitud del elemento y r es su radio de giro”.

Las columnas pueden estar sometidas simultáneamente a cargas axiales y momentos de flexión. Las acciones externas sobre los elementos pueden causar deflexión lateral en los extremos y desplazamientos laterales en las uniones, a lo que se le deben sumar los momentos de segundo orden causados por efectos de esbeltez. Para tomar en cuenta todas estas acciones en una columna esbelta, la norma E.060 establece el método de amplificación de momentos.

Los elementos con una relación de esbeltez grande fallan a cargas considerablemente menores que las correspondientes a la falla de un elemento robusto que tiene una resistencia a la compresión de $P_n = 0,85 \cdot f'_c \cdot A_c + f_y \cdot \sum A_{si}$, donde el acero y el concreto son sometidos a las máximas capacidades que pueden resistir. La falla en estos elementos con una relación de esbeltez alta se da por el pandeo del elemento, con el correspondiente sobreesfuerzo del acero y el concreto causado por los esfuerzos de flexión que se superponen con los esfuerzos de compresión.

2.8.9.3 RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE EN COLUMNAS

Aparte de proporcionar resistencia al cortante generado por las cargas gravitacionales y laterales, el refuerzo transversal en las columnas tiene como propósito brindar confinamiento al núcleo de concreto de la columna y evitar que el acero longitudinal falle por pandeo ante cargas axiales relativamente altas. Además, si el refuerzo transversal tiene una separación relativamente pequeña, la carga axial que la columna puede resistir se incrementa por la acción de confinamiento que este refuerzo brinda, aunque por lo general, este incremento en la resistencia a carga axial no se toma en cuenta en el diseño.

Por lo general, para el caso de las columnas se puede tomar en cuenta la resistencia al cortante del concreto, que se puede calcular como:

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b d \quad \text{Ecuación 2.21}$$

Mientras que el aporte del acero es:

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \quad \text{Ecuación 2.22}$$

Y por tanto el cortante total que puede resistir una sección es $V_u = \phi (V_c + V_s)$.

2.8.10 RESISTENCIA A FLEXIÓN RELATIVA DE ELEMENTOS EN UNA UNIÓN VIGA - COLUMNA

La norma Peruana E. 060 Concreto Armado exige que las rótulas plásticas se formen en las vigas y no en las columnas; pues si llegara a suceder esto, el pórtico no tendría la capacidad de disipar las grandes cantidades de energía que le infiere el sismo llevando a la estructura a un posible colapso (F. Balda – 2013). En tal sentido la norma establece un diseño de “viga débil-columna fuerte” para lo cual exige que las resistencias a flexión de diseño de las columnas que llegan hasta una unión excedan las resistencias a flexión de diseño de las vigas en al menos 40%. Este requisito se expresa por medio de la siguiente relación:

$$\sum M_{nc} \geq 1.4 \sum M_{nv} \quad \text{Criterio Norma E. 060}$$

$$\sum M_{nc} \geq \frac{6}{5} \sum M_{nv} \quad \text{Criterio ACI 318}$$

Donde:

$\sum M_{nc}$: Es la suma de momentos, al centro del nudo correspondiente a la resistencia nominal en flexión de las columnas que forman dicho nudo.

$\sum M_{nv}$: Es la suma de momentos, al centro del nudo correspondiente a la resistencia nominal en flexión de las vigas que forman dicho nudo.

2.9 REFORZAMIENTO DE ESTRUCTURAS CON SISTEMAS FRP

2.9.1 GENERALIDADES

En esta sección se dan las recomendaciones generales de diseño. Estas recomendaciones se basan en los principios convencionales de diseño para el concreto reforzado indicados en los requerimientos del ACI 318 y en el conocimiento del comportamiento mecánico específico del refuerzo FRP (Fiber Reinforced Polymer) dadas por el comité ACI 440.2R-08¹ (“Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures”).

Los sistemas de reforzamiento FRP deben ser diseñados para resistir las fuerzas a tensión mientras mantienen la compatibilidad de la deformación entre el FRP y el sustrato de concreto.

¹ Guía para el diseño y construcción de sistemas FRP adheridas externamente para el refuerzo de estructuras de concreto. (Traducción libre al español por SIKA Colombia).

No se debe responsabilizar al refuerzo FRP para resistir las fuerzas a compresión. Es aceptable, sin embargo, para el refuerzo FRP en tensión experimentar compresión debido a inversión de momento o a los cambios en los patrones de carga. No obstante, la resistencia a compresión del refuerzo FRP debe ser despreciada.

CAMPO DE APLICACIÓN

- Aumento de la capacidad debido a algún cambio de uso, (Incremento de carga)
- Daño de partes estructurales (Envejecimiento, sismo, impacto).
- Mejoramiento de la capacidad de servicio (Control de fisuras).
- Modificación del sistema estructural (Nuevas aberturas en elementos).
- Errores de diseño o construcción (deficiencia de refuerzo).
- Actualización a nuevos códigos, (Aumento de la resistencia sísmica).
- Reforzamiento de columnas para el confinamiento del concreto.

2.9.2 FILOSOFÍA DEL DISEÑO

Las recomendaciones de diseño están basadas en los principios de diseño de estados límite. Este enfoque establece niveles aceptables de seguridad contra la ocurrencia tanto de los estados límite de servicio (deflexiones excesivas, agrietamiento), como de los estados límite-último (falla, ruptura por esfuerzo, fatiga). En la evaluación de la resistencia nominal de un elemento, se deben evaluar los posibles modos de falla y las subsecuentes deformaciones y esfuerzos de cada material. Para evaluar la capacidad de servicio de un elemento, pueden utilizarse principios de ingeniería, tales como relación entre módulos y secciones transformadas.

Los sistemas de reforzamiento con FRP deben ser diseñados de acuerdo con los requerimientos de resistencia y servicio del ACI 318, utilizando los factores de carga establecidos en ACI 318. También deben ser usados los factores de reducción de resistencia requeridos por ACI 318.

Para el diseño de los sistemas FRP en la rehabilitación sísmica de una estructura, puede resultar apropiado utilizar los principios de diseño de capacidad (Paulay y Priestley 1992), los cuales asumen que una estructura debe desarrollar toda su capacidad y requieren que los elementos sean capaces de resistir las asociadas resistencias a cortante requeridas.

Estos sistemas FRP, particularmente cuando son usados en columnas, deben ser diseñados para proveer resistencia sísmica mediante disipación de la energía y capacidad de deflexión para los niveles de cortante de base definidos en el código. La seguridad de la vida es el principal objetivo a cumplir en los diseños sísmicos con una tolerancia para algún nivel de daño estructural para proveer disipación de energía. Consecuentemente, los elementos rehabilitados pueden requerir de algún nivel de reparación o de reemplazo con posterioridad al evento sísmico.

2.9.2.1 LÍMITES DEL REFORZAMIENTO

Debe tenerse una consideración cuidadosa para determinar los límites de reforzamiento razonables. Estos límites son impuestos para proteger contra el colapso de la estructura, si ocurriera una falla de adherencia u otra falla del sistema FRP debido al fuego, vandalismo u otras causas. Algunos diseñadores y fabricantes de sistemas han recomendado que el elemento de la estructura sin reforzar, sin refuerzo FRP, debe tener suficiente capacidad para resistir un cierto nivel de carga. Utilizando esta filosofía, en la eventualidad de que el sistema FRP sea dañado, la estructura debe ser aún capaz de resistir un nivel razonable de carga sin colapsar. Es la recomendación del comité que la resistencia existente de la estructura sea suficiente para resistir un nivel de cargas como se describe en la Ecuación (4.23)

$$(\phi R_n)_{existente} \geq (1.2S_{DL} + 0.85S_{LL})_{nuevo} \quad \text{Ecuación 2.23}$$

2.9.2.2 RESISTENCIA ESTRUCTURAL AL FUEGO

El nivel de reforzamiento que puede ser alcanzado mediante el uso de refuerzo FRP adherido externamente está limitado frecuentemente por la clasificación de resistencia al fuego de una estructura requerida por el código. Las resinas de los polímeros usados en los sistemas FRP de aplicación en húmedo y pre-impregnados, así como los adhesivos polímeros utilizados en los sistemas FRP pre-curados pierden integridad estructural a temperaturas que exceden la temperatura de transición del vidrio (T_g) del polímero. Mientras que la temperatura de transición del vidrio puede variar dependiendo de la química del polímero, un rango típico para la resina aplicada in situ y los adhesivos es 140 a 180° F (60 a 82° C).

Debido a las altas temperaturas asociadas con el fuego y a la baja resistencia a la temperatura del sistema FRP, el sistema FRP no está en capacidad de resistir el fuego por un periodo considerable de tiempo. Además, es más frecuente que no sea viable aislar al sistema FRP para incrementar substancialmente su resistencia al fuego, debido a que la cantidad de aislamiento necesario para proteger el sistema FRP será mucho mayor del que podría ser realmente aplicado.

Aunque el sistema FRP por sí mismo tiene una baja resistencia al fuego, la combinación del sistema FRP con una estructura de concreto existente puede aún tener un adecuado nivel de resistencia al fuego. Esto es atribuible a la resistencia al fuego inherente de la sola estructura de concreto existente. Con el propósito de investigar la resistencia al fuego de la estructura de concreto reforzada con FRP es importante reconocer que la resistencia de las estructuras de concreto reforzadas tradicionales es también un tanto reducida durante la exposición a las altas temperaturas asociadas a un evento de fuego. La resistencia a fluencia del acero de refuerzo es reducida, y la resistencia a compresión del concreto es reducida. Como resultado, la resistencia global de un elemento de concreto reforzado para los efectos de la carga se ve reducida.

La resistencia existente de un elemento estructural con una clasificación de resistencia al fuego debe satisfacer las condiciones de la Ecuación 2.24 si este ha de ser reforzado con un sistema FRP. Los efectos de la carga SDL y SLL, deberá ser determinados utilizando los requerimientos de carga corrientes para la estructura. Si el sistema FRP es pensado para permitir mayor capacidad de soportar carga, tal como un incremento en la carga viva, los efectos de la carga deben ser calculados utilizando dichas mayores cargas.

$$(R_{n\theta})_{existente} \geq S_{DL} + S_{LL} \quad \text{Ecuación 2.24}$$

La resistencia nominal del elemento a una temperatura elevada, R_n , puede ser determinada utilizando los lineamientos definidos en ACI 216R. Esta resistencia debe ser calculada para el periodo de tiempo requerido por la clasificación de resistencia al fuego de la estructura, por ejemplo, una clasificación al fuego de dos-horas y debe anular la contribución del sistema FRP. Además, si el sistema FRP es pensado para solventar a una pérdida en resistencia, tal como deterioro, la resistencia debe reflejar dicha pérdida.

La resistencia al fuego de los materiales FRP puede ser mejorada mediante el uso de ciertos polímeros o métodos de protección contra el fuego. Aunque estos métodos son por lo general poco prácticos, se espera que puedan llegar a ser más efectivos en el futuro.

2.9.2.3 CAPACIDAD ESTRUCTURAL GLOBAL

Mientras los sistemas FRP son efectivos en el reforzamiento de elementos para flexión y corte y para proporcionar confinamiento adicional, otros modos de falla, tales como el punzonamiento, y la capacidad de carga de cimientos, pueden no resultar afectados por los sistemas FRP. Es importante asegurar que todos los elementos de la estructura sean capaces de resistir el incremento proyectado en las cargas asociado con los elementos reforzados.

Adicionalmente, se debe realizar el análisis sobre el elemento reforzado mediante el sistema FRP para comprobar que bajo condiciones de sobrecarga el elemento reforzado fallará en un modo a flexión antes que en un modo a cortante.

2.9.2.4 SELECCIÓN DE LOS SISTEMAS FRP

2.9.2.4.1 CONSIDERACIONES AMBIENTALES

Las condiciones ambientales pueden afectar a las resinas y fibras de diversos sistemas FRP.

Las propiedades mecánicas (por ejemplo, resistencia a tensión, deformación y módulo de elasticidad) de algunos sistemas FRP se degradan bajo la exposición a ciertos ambientes, tales como alcalinidad, agua salada, químicos, luz ultravioleta, altas temperaturas, alta humedad, y ciclos hielo-deshielo. Las propiedades de los materiales utilizados en el diseño deben tener en cuenta esta degradación de acuerdo con la sección 2.9.2.5.

El ingeniero debe seleccionar un sistema FRP basado en el comportamiento conocido de dicho sistema en condiciones de servicio previstas. A continuación, son dadas algunas consideraciones ambientales importantes relacionadas con la naturaleza de los sistemas específicos. La información específica puede ser obtenida del fabricante del sistema FRP.

- **Alcalinidad/acidez:** El comportamiento de un sistema FRP con el tiempo en un ambiente alcalino o ácido depende del material de la matriz y de la fibra de refuerzo. La sola fibra de carbono seca, sin saturar o desprotegida es resistente tanto a los ambientes alcalinos como a los ácidos, mientras que la sola fibra de vidrio puede degradarse con el tiempo en estos ambientes. Una matriz de resina aplicada apropiadamente, sin embargo, puede aislar y proteger la fibra del ambiente alcalino/ácido y retardar el deterioro. El sistema FRP seleccionado debe incluir una matriz de resina resistente a los ambientes alcalinos y ácidos. Los lugares con alta alcalinidad y alta humedad o humedad relativa favorecen la selección de los sistemas de fibra de carbono sobre los sistemas de fibra de vidrio.
- **Expansión térmica:** Los sistemas FRP pueden tener propiedades de expansión térmica que son diferentes a aquellas del concreto. Adicionalmente, las propiedades de expansión térmica de la fibra y del polímero componentes de un sistema FRP pueden variar. Las fibras de carbono tienen un coeficiente de expansión térmica cercano a cero mientras que las fibras de vidrio tienen un coeficiente de expansión térmica similar al concreto. Los polímeros utilizados en los sistemas de reforzamiento FRP tienen por lo general coeficientes de expansión térmica de aproximadamente 5 veces el del concreto. Los cálculos de diferenciales de deformación inducidos térmicamente son complicados debido a las variaciones en la orientación de la fibra, la fracción del volumen de la fibra (relación del volumen de las fibras entre el volumen de las fibras y resinas en un FRP), y el grosor de las capas de adhesivo. Sin embargo, la experiencia (Motavalli et al. 1993; Soudki y Green 1997; Green et al. 1998) indica que las diferencias en la expansión térmica no afectan la adherencia para pequeños rangos en los cambios de temperatura, tales como $\pm 50^{\circ}\text{F}$ ($\pm 28^{\circ}\text{C}$).
- **Conductividad eléctrica:** GFRP y AFRP son efectivos aislantes de electricidad, mientras que el CFRP es conductor. Para prevenir una potencial corrosión galvánica de los elementos de acero, los materiales FRP basados en carbono no deben entrar en contacto directo con el acero.

2.9.2.4.2 CONSIDERACIONES DE LA CARGA

Las condiciones de la carga pueden afectar a las diferentes fibras de los sistemas FRP. Por lo que se debe seleccionar un sistema FRP basado en un comportamiento conocido de ese sistema en las condiciones de servicio previstas.

A continuación, se presentan algunas consideraciones de carga importantes relacionadas con la naturaleza de los sistemas específicos. La información específica debe ser obtenida de los fabricantes del material.

- **Tolerancia al impacto:** Los sistemas AFRP y GFRP demuestran mejor tolerancia al impacto que los sistemas CFRP, y
- **Ruptura por fluencia plástica (creep) y fatiga:** Los sistemas CFRP son altamente resistentes a la ruptura por fluencia plástica bajo carga sostenida y a la falla por fatiga bajo ciclos de carga. Los sistemas GFRP son más sensibles a ambas condiciones de carga.

2.9.2.4.3 CONSIDERACIONES DE DURABILIDAD

La durabilidad de los sistemas FRP es objeto de considerables investigaciones en curso (Steckel et al. 1999a). Por lo que se debe seleccionar un sistema FRP que haya sido sometido a los ensayos de durabilidad que sean consistentes con el ambiente de la aplicación. Las pruebas de durabilidad pueden incluir ciclos caliente - húmedo, inmersión alcalina, ciclos hielo-deshielo, y exposición a la luz ultravioleta.

Cualquier sistema FRP que encapsule o cubra completamente una sección de concreto debe ser investigado en relación con los efectos de variadas condiciones ambientales incluyendo hielo-deshielo, corrosión del acero, reacciones alcalí sílice de los agregados, entrapamiento de agua, presión de vapor, y transmisión de vapor de humedad (Soudki y Green 1997; Christensen et al. 1996; Toutanji 1999). Muchos sistemas FRP crean una capa impermeable a la humedad sobre la superficie del concreto. En áreas en donde es esperada una transmisión de vapor de humedad, se deben proporcionar las medidas adecuadas para permitir que la humedad escape de la estructura de concreto.

2.9.2.4.4 CONSIDERACIONES DE SELECCIÓN DE RECUBRIMIENTOS DE PROTECCIÓN

Se puede aplicar un recubrimiento al sistema FRP instalado para protegerlo de la exposición a ciertas condiciones ambientales. El grosor y el tipo de recubrimiento deben ser seleccionados con base en los requerimientos de la reparación compuesta; la resistencia a los efectos ambientales, como humedad, agua salada, temperaturas extremas, fuego, impacto, y exposición UV; la resistencia a los efectos específicos del lugar, y la resistencia al vandalismo. Los recubrimientos son responsables de retardar la degradación de las propiedades mecánicas de los sistemas FRP.

Recubrimientos externos o las capas gruesas de resina sobre las fibras pueden protegerlas del daño ocasionado por impacto o abrasión. En áreas de alto impacto o tráfico, pueden ser necesarios niveles adicionales de protección. Son comúnmente utilizados empastes o morteros con cemento Portland y recubrimientos polímero para proteger los sitios en donde se espera menor impacto o abrasión.

2.9.2.5 PROPIEDADES DE DISEÑO DE LOS MATERIALES

Las propiedades del material informadas por los fabricantes, tal como la resistencia a tensión última, típicamente no consideran la exposición por largo tiempo a condiciones ambientales y deben ser consideradas como propiedades iniciales. Debido a que la exposición por largo tiempo a diferentes tipos de ambientes puede reducir las propiedades a tensión y la ruptura por fluencia plástica y la resistencia a la fatiga de las láminas FRP, las propiedades del material utilizado en las ecuaciones de diseño deben ser reducidas con base en la condición de exposición ambiental.

Las Ecuaciones (2.25) y (2.26) suministran las propiedades a tensión que deben ser usadas en todas las ecuaciones de diseño. La resistencia a tensión última de diseño debe ser determinada utilizando el factor de reducción ambiental dado en la Tabla 2.1 para el tipo de fibra apropiado y la condición de exposición.

$$f_{fu} = C_E f_{fu}^* \quad \text{Ecuación 2.25}$$

Análogamente, la deformación de rotura de diseño debe también ser reducida para las condiciones de exposición ambiental.

$$\varepsilon_{fu} = C_E \varepsilon_{fu}^* \tag{Ecuación 2.26}$$

Debido a que los materiales FRP son linealmente elásticos hasta la falla, los módulos de elasticidad de diseño pueden ser entonces determinados a partir de la ley de Hooke. La expresión del módulo de elasticidad, dado en la Ecuación (2.27), reconoce que el módulo básicamente no es afectado por las condiciones ambientales. El módulo dado en la ecuación ser el mismo valor inicial reportado por el fabricante.

$$E_f = \frac{f_{fu}}{\varepsilon_{fu}} \tag{Ecuación 2.27}$$

Los factores de reducción ambiental dados en la Tabla 2.3 son conservadores estimados basados en la durabilidad relativa de cada tipo de fibra. Se espera que, con la investigación continuada, estos valores lleguen a ser más exactos. Sin embargo, la metodología relacionada con el uso de estos factores permanecer sin cambios.

Tabla 2.3 Factores de reducción ambiental para diferentes sistemas FRP y condiciones de exposición.

Condición de Exposición	Tipo de Fibra y resina	Factor de Reducción Ambiental C _E
Exposición Interior	Carbono / epóxico	0.95
	Vidrio / epóxico	0.75
	Aramida / epóxico	0.85
Exposición exterior (puentes, muelles y garajes de parqueo sin cerramiento)	Carbono / epóxico	0.85
	Vidrio / epóxico	0.65
	Aramida / epóxico	0.75
Ambientes agresivos (plantas químicas y plantas para el tratamiento de agua residual)	Carbono / epóxico	0.85
	Vidrio / epóxico	0.50
	Aramida / epóxico	0.70

Fuente: ACI-440.2R Tabla 9.1

Como se ilustra en la Tabla 2.3, si el sistema FRP está localizado en un ambiente relativamente benigno, tal como interiores, el factor de reducción es cercano a la unidad. Si el sistema FRP está localizado en un ambiente agresivo en donde se esperen exposiciones prolongadas a alta humedad, ciclos hielo-deshielo, agua salada, o

alcalinidad, se debe utilizar un factor de reducción menor. El factor de reducción puede reflejar el uso de un recubrimiento protector si se demuestra mediante ensayos que dicho recubrimiento disminuye los efectos de la exposición al ambiente y que además es mantenido durante la vida del sistema FRP.

2.9.3 REFORZAMIENTO A FLEXIÓN

El refuerzo FRP adherido a la cara en tensión de un elemento de concreto a flexión con las fibras orientadas a lo largo de la longitud del elemento proporcionará un incremento en la capacidad a flexión. Se han documentado incrementos globales en la capacidad a flexión entre el 10 y el 60% (Meier y Kaiser 1991; Ritchie et al. 1991; Sharif et al. 1994). Sin embargo, cuando se toman en cuenta los límites de ductilidad y de servicio, los incrementos del 5 al 40% son más razonables.

Este capítulo no aplica para los sistemas FRP utilizados para aumentar la capacidad a flexión de elementos en las zonas de articulación plástica esperada de marcos de momento dúctil que resisten cargas sísmicas. El diseño de dichas aplicaciones, de ser usadas, debe examinar el comportamiento del marco reforzado, considerando que las secciones reforzadas tienen unas capacidades de rotación y de curvatura mucho más reducidas. En este caso, debe ser investigado el efecto de la inversión de la carga cíclica sobre el refuerzo FRP.

2.9.3.1 CONSIDERACIONES GENERALES

Esta sección se presenta las pautas para el cálculo del efecto del reforzamiento a flexión al adicionar refuerzo FRP longitudinal a la cara a tensión de un elemento de concreto reforzado. Es dada en este capítulo una ilustración específica de los conceptos aplicados para el reforzamiento de secciones rectangulares existentes reforzadas en la zona de tensión con acero no pre-esforzado.

Los conceptos generales resumidos aquí pueden, sin embargo, ser extendidos a formas no rectangulares (secciones en T y secciones en I) y a los elementos con refuerzo del acero a compresión. En el caso de elementos pre-esforzados, la compatibilidad de deformación, con respecto al estado de la deformación en el elemento esforzado, debe ser utilizada para evaluar la contribución del FRP. Los modos de falla adicionales controlados por la rotura de los tendones pre-esforzados también deben ser considerados.

2.9.3.1.1 SUPOSICIONES

Para el cálculo de la resistencia a flexión de una sección reforzada con un sistema FRP aplicado externamente son hechas las siguientes suposiciones:

- Los cálculos de diseño se basan en dimensiones reales, la distribución interna real del acero de refuerzo y las propiedades reales del material de elemento existente a ser reforzado.
- Las deformaciones en el refuerzo y en el concreto son directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro, esto es, una sección plana antes de la carga permanece plana después de la carga.
- La deformación a compresión mínima utilizable en el concreto es 0.003;
- La resistencia a tensión del concreto es ignorada.
- El reforzamiento FRP tiene una relación lineal elástica esfuerzo-deformación hasta la falla y
- No existe deslizamiento relativo entre el refuerzo FRP externo y el concreto.

2.9.3.1.2 RESISTENCIA A CORTANTE DE LA SECCIÓN

Cuando el refuerzo FRP es utilizado para incrementar la capacidad a flexión de un elemento, es importante verificar que el elemento será capaz de resistir las fuerzas de corte asociadas con el incremento de la resistencia a flexión.

El potencial para una falla a cortante de la sección debe ser considerado comparando la resistencia a cortante de diseño de la sección con la resistencia a cortante requerida. Si se necesita capacidad a cortante adicional, se pueden utilizar laminas FRP orientadas transversalmente a la sección para resistir las fuerzas a cortante como se describe más adelante en el presente capítulo.

2.9.3.1.3 DEFORMACIÓN DEL SUBSTRATO SIGUIENTE

A menos de que todas las cargas de un elemento, incluyendo su propio peso y cualquier fuerza de pre-esfuerzo, sean eliminadas antes de la instalación del refuerzo FRP, el substrato al cual el FRP es aplicado estará deformado. Dichas deformaciones deben ser consideradas como deformaciones iniciales y deben ser excluidas de la deformación en el FRP (Arduini y Nanni 1997; Nanni et al. 1998). El nivel de

deformación inicial sobre el substrato adherido, ε_{bi} , puede ser determinado a partir de un análisis elástico del elemento existente, considerando todas las cargas que actúan sobre el elemento, durante la instalación del sistema FRP. Se recomienda que el análisis elástico del elemento existente esté basado en las propiedades de la sección fisurada.

2.9.3.2 RESISTENCIA NOMINAL

El enfoque de diseño por resistencia requiere que la resistencia a flexión de diseño de un elemento exceda su resistencia de momento requerida como se indica en la Ecuación 2.28. La resistencia a flexión de diseño, ϕM_n , se refiere a la resistencia nominal del elemento multiplicada por un factor de reducción de resistencia, y la resistencia de momento requerida, M_u , se refiere a los efectos de carga calculados a partir de cargas mayoradas (p.e., $\alpha_D M_D + \alpha_L M_L + \dots$). Esta guía recomienda que la resistencia de momento requerida de una sección sea calculada utilizando los factores de carga como lo requiere ACI 318. Además, esta guía recomienda el uso de factores de reducción de resistencia (ϕ) requeridos por ACI 318 con un factor de reducción de resistencia adicional de 0.85 aplicado sólo a la contribución a flexión del refuerzo FRP ($\psi_f = 0.85$). Ver Ecuación (4.33) para una ilustración con respecto al uso del factor de reducción adicional. Este factor de reducción adicional está pensado para tener en cuenta una más baja fiabilidad del refuerzo FRP, comparado con el refuerzo interno en acero.

$$\phi M_n = M_u \quad \text{Ecuación 2.28}$$

La capacidad nominal a flexión de un elemento de concreto reforzado con FRP puede ser determinada con base en la compatibilidad de deformación, el equilibrio interno de las fuerzas y el control sobre el modo de falla.

2.9.3.2.1 MODOS DE FALLA

La capacidad a flexión de una sección depende del modo de falla que controla. Los siguientes modos de falla a flexión deben ser investigados para una sección con reforzamiento FRP (Ganga Rao y Vijay 1998):

- Aplastamiento del concreto a compresión antes de la fluencia del acero de refuerzo;
- Fluencia del acero en tensión seguido por la rotura de la lámina FRP;

- Fluencia del acero en tensión seguido por el aplastamiento del concreto;
- Delaminación por tensión/cortante del recubrimiento de concreto (delaminación del recubrimiento); y
- Desprendimiento del FRP del sustrato de concreto (desprendimiento del FRP).

Se asume que el aplastamiento del concreto ocurre si la deformación a compresión en el concreto alcanza su mínima deformación utilizable ($\epsilon_c = \epsilon_{cu} = 0.003$). Se asume que la rotura de la lámina FRP ocurre si la deformación en el FRP alcanza su deformación de rotura de diseño ($\epsilon_f = \epsilon_{fu}$) antes de que el concreto alcance su mínima deformación utilizable.

La delaminación del recubrimiento o el desprendimiento del FRP, puede ocurrir si la fuerza en el FRP no puede ser soportada por el sustrato. Para prevenir el desprendimiento de la lámina FRP debe tenerse en cuenta una limitación en el nivel de deformación desarrollado en la lámina. La ecuación (4.29) suministra una expresión para un coeficiente dependiente de adherencia, κ_m .

$$\kappa_m = \begin{cases} \frac{1}{60\epsilon_{fu}} \left(1 - \frac{nE_f t_f}{360,000} \right) \leq 0.90 & nE_f t_f \leq 180,000 N/mm \\ \frac{1}{60\epsilon_{fu}} \left(\frac{90,000}{nE_f t_f} \right) \leq 0.90 & nE_f t_f > 180,000 N/mm \end{cases} \quad \text{Ecuación 2.29}$$

El término κ_m , expresado en la Ecuación (2.29), es un factor no mayor a 0.90 que puede ser multiplicado por la deformación a rotura de la lámina FRP para llegar a una limitación en la deformación con el fin de prevenir el desprendimiento. El número de capas, n , usadas en la ecuación es el número de capas de refuerzo a flexión FRP colocadas a lo largo del elemento donde está siendo calculado el momento resistente. Esta expresión reconoce que las láminas con mayor rigidez son más propensas a la delaminación. De esta manera, a medida que la rigidez de la lámina se incrementa, la limitación a la deformación se hace más severa. Para láminas con una rigidez unitaria, $n E_f t_f$, mayor a 180,000 N/mm), κ_m limita la fuerza en la lámina en oposición al nivel de deformación. Esto efectivamente fija un límite superior sobre la fuerza total que puede ser desarrollada en una lámina FRP, a pesar del número de capas. Para control de calidad en adherencia, corresponde al ensayo de adherencia de la fibra de carbono a la

viga de concreto amado, según norma ACI 530-R (Building Code Requirements for Masonry Structures and Specification for Masonry Structures).

2.9.3.2.2 NIVEL DE DEFORMACIÓN EN EL REFUERZO FRP

Es importante determinar el nivel de deformación en el refuerzo FRP en el estado límite último. Debido a que los materiales FRP son linealmente elásticos hasta la falla, el nivel de deformación en el FRP dictará el nivel de esfuerzo desarrollado en el FRP. El nivel de deformación mínimo que puede ser alcanzado en el refuerzo FRP será regido por el nivel de deformación FRP desarrollado ya sea en el punto en el cual se produce el aplastamiento del concreto, el punto en el cual se produce la rotura del FRP, o el punto en el cual se produce el desprendimiento del FRP del sustrato. Esta deformación máxima o el nivel de deformación efectiva en el refuerzo FRP en el estado límite último puede ser encontrado a partir de la Ecuación 2.30.

$$\varepsilon_{fe} = \varepsilon_{cu} \left(\frac{h-c}{c} \right) - \varepsilon_{bi} \leq K_m \varepsilon_{fu} \quad \text{Ecuación 2.30}$$

ε_{cu} = máxima deformación del concreto.

ε_{bi} = deformación inicial del concreto

h = altura del elemento

c = distancia al eje neutro desde fibra superior

2.9.3.2.3 NIVEL DE ESFUERZO EN EL REFUERZO FRP

El nivel de esfuerzo efectivo en el refuerzo FRP es el nivel máximo de esfuerzo que puede ser desarrollado en el refuerzo FRP antes de la falla a flexión de la sección. Este nivel de esfuerzo efectivo puede ser encontrado a partir del nivel de deformación en el FRP, asumiendo un comportamiento perfectamente elástico.

$$f_{fe} = E_f \varepsilon_{fe} \quad \text{Ecuación 2.31}$$

2.9.3.3 DUCTILIDAD

El uso del refuerzo FRP adherido externamente para el reforzamiento a flexión reducirá la ductilidad del elemento original. En algunos casos, la pérdida de ductilidad es insignificante. No obstante, secciones que experimentan una pérdida representativa

en la ductilidad, se les debe prestar especial atención. Para mantener un grado suficiente de ductilidad, se debe verificar el nivel de deformación del acero en el estado límite último. La ductilidad adecuada es alcanzada si la deformación del acero en el punto de aplastamiento del concreto o de falla del FRP, incluyendo delaminación o desprendimiento, es como mínimo 0.005, de acuerdo con la definición de una sección controlada a tensión como se explica en ACI 318.

El enfoque tomado es la filosofía de ACI 318, donde una sección con baja ductilidad debe ser compensada con una alta reserva de resistencia. La mayor reserva de resistencia es lograda mediante la aplicación de un factor de reducción de resistencia de 0.70 a las secciones frágiles, en oposición a 0.90 para secciones dúctiles. Por lo tanto, debe ser usado un factor de reducción de resistencia dado por la Ecuación 2.32, donde ϵ_s es la deformación del acero en el estado límite último.

$$\phi = \begin{cases} 0.90 & \text{para } \epsilon_s \geq 0.005 \\ 0.70 + \frac{0.20(\epsilon_s - \epsilon_{sy})}{0.005 - \epsilon_{sy}} & \text{para } \epsilon_{sy} < \epsilon_s < 0.005 \\ 0.70 & \text{para } \epsilon_s \leq \epsilon_{sy} \end{cases} \quad \text{Ecuación 2.32}$$

ϵ_s = Deformación del acero en su estado límite último.

ϵ_{sy} = Deformación inicial del acero

Esta ecuación fija el factor de reducción en 0.90 para secciones dúctiles y 0.70 para secciones frágiles donde el acero no llega a fluencia, y proporciona una transición lineal para el factor de reducción entre estos dos extremos (grafica 2.5).

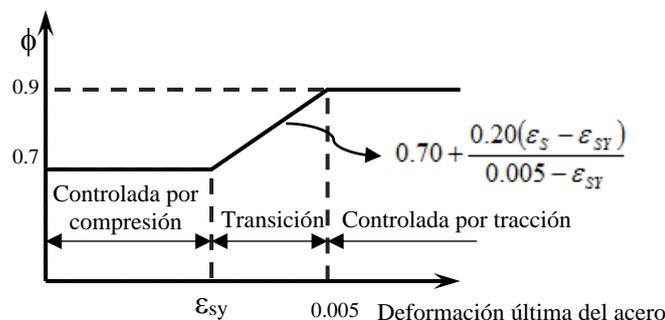


Gráfico 2.5 Representación Gráfica del factor de reducción de resistencia como una función de la ductilidad (Extraída de ACI 318 -11 Fig.RC9.3.2 Variación de ϕ con la deformación unitaria neta en tracción).

2.9.3.4 CAPACIDAD DE SERVICIO

La capacidad de servicio de un elemento bajo cargas de servicio (deflexiones, ancho de fisuras) debe satisfacer las provisiones aplicables de ACI 318. El efecto del refuerzo externo FRP sobre la capacidad de servicio puede ser evaluado utilizando el análisis de la sección transformada.

Para prevenir las deformaciones no elásticas de los elementos de concreto reforzado con reforzamiento FRP externo, al refuerzo en acero interno existente se le debe prevenir de la fluencia bajo niveles de carga de servicio. El esfuerzo del acero bajo cargas de servicio debe estar limitado al 80% de la resistencia a fluencia, como se muestra en el Ecuación (4.33).

$$f_{s,s} \leq 0.80 f_y \quad \text{Ecuación 2.33}$$

2.9.3.5 LIMITES DE REFUERZO DE ROTURA POR FLUENCIA PLÁSTICA Y DE FATIGA

Para prevenir la rotura por fluencia plástica del refuerzo FRP bajo esfuerzos sostenidos o falla debido a esfuerzos cíclicos y fatiga del refuerzo FRP, los niveles de esfuerzo del refuerzo FRP bajo dichas condiciones de esfuerzo deben ser verificados. Debido a que esos niveles de esfuerzo estarán dentro del rango de respuesta elástica del elemento, los esfuerzos pueden ser calculados utilizando un análisis elástico.

2.9.3.5.1 LIMITES DE ESFUERZO DE ROTURA POR FLUENCIA PLÁSTICA

Para prevenir la falla de un elemento reforzado con FRP debido a la rotura por fluencia plástica del FRP, límites de esfuerzo para esas condiciones deben ser impuestos al refuerzo FRP. El nivel de esfuerzo en el refuerzo FRP puede ser calculado utilizando un análisis elástico y un momento aplicado debido a todas las cargas sostenidas (las cargas muertas y la porción sostenida de la carga viva). Como muestran las investigaciones ha indicado que el vidrio, la Aramida y las fibras de carbono pueden sostener 0.30, 0.47, y 0.91 veces sus resistencias últimas, respectivamente, antes de encontrarse con un problema de rotura por fluencia plástica (Yamaguchi et al. 1997). El esfuerzo sostenido debe estar limitado como se expresa por la Ecuación 2.34, para mantener seguridad.

Los valores para asegurar los niveles de esfuerzo sostenido son dados en la Tabla 2.4. Estos valores se basan en los límites de esfuerzo para la rotura por fluencia con un factor de seguridad impuesto de 1/0.60.

$$F_{f,s} \geq f_{f,s} \quad \text{Ecuación 2.34}$$

Tabla 2.4 Límites de esfuerzo para carga de servicio de rotura por fluencia plástica para refuerzo FRP

Tipo de esfuerzo	Tipo de Fibra		
	Vidrio FRP	Aramida FRP	Carbono FRP
Esfuerzo límite de rotura por fluencia plástica, $F_{f,s}$	0.20 f_{tu}	0.30 f_{tu}	0.55 f_{tu}

Fuente: ACI 440.2R-08.

2.9.3.5.2 LÍMITES DE ESFUERZO POR FATIGA

Si el elemento estructural está sujeto a regímenes de fatiga, el nivel de esfuerzo en el FRP debe estar limitado a los valores indicados en la Tabla 2.4. El nivel de esfuerzo inducido puede ser calculado por un análisis elástico y un momento aplicado debido a todas las cargas sostenidas más el momento mínimo inducido en un ciclo de carga de fatiga.

2.9.3.6 APLICACIÓN A UNA SECCIÓN RECTANGULAR REFORZADA SINGULAR

Con el propósito de ilustrar los conceptos presentados en este capítulo, esta sección describe la aplicación de dichos conceptos a una sección rectangular reforzada singular (no pre-esforzada).

2.9.3.6.1 RESISTENCIA ÚLTIMA

La siguiente Gráfico ilustra la deformación interna y la distribución de esfuerzo para una sección rectangular bajo flexión en el estado límite último.

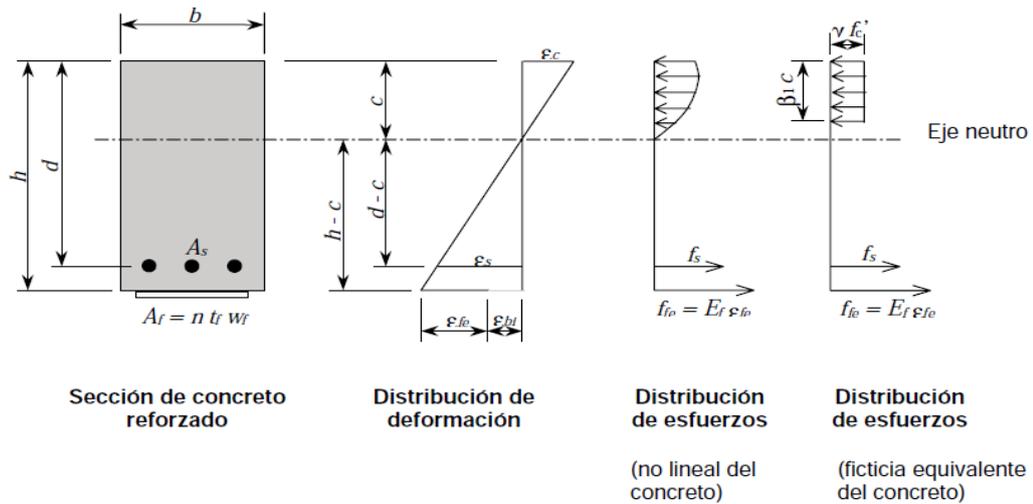


Gráfico 2.6 Distribución del esfuerzo y de la deformación internos para una sección rectangular bajo flexión en estado último (ACI 440.2R-08).

El procedimiento de cálculo utilizado para llegar a la resistencia última debe satisfacer la compatibilidad de deformación y el equilibrio de fuerzas y debe considerar el modo de falla que gobierna. Muchos procedimientos de cálculo pueden derivarse para satisfacer estas condiciones. El procedimiento de cálculo aquí descrito es uno de estos procedimientos que ilustra un método de ensayo y error.

El procedimiento de ensayo y error implica la selección de una profundidad asumida al eje neutro, c ; calculando el nivel de deformación en cada material utilizando compatibilidad de deformación; calculando el nivel de esfuerzo asociado en cada material; y verificando el equilibrio de fuerzas internas. Si las fuerzas internas resultantes no equilibran, la profundidad del eje neutro debe ser revisada y el procedimiento repetido.

Para cualquier profundidad asumida del eje neutro, c ; el nivel de deformación en el refuerzo FRP puede ser calculado con la Ecuación 2.30, presentada en la sección 2.1.1.6 y re-escrita a continuación por conveniencia. Esta ecuación considera el modo de falla que gobierna para la profundidad del eje neutro asumida. Si el primer término de la ecuación controla, el aplastamiento del concreto controla la falla a flexión de la sección. Si el segundo término controla, la falla en FRP (rotura o desprendimiento) controla la falla a flexión de la sección.

$$\epsilon_{fe} = \epsilon_{cu} \left(\frac{h-c}{c} \right) - \epsilon_{bi} \leq K_m \epsilon_{fu} \tag{Ecuación 2.30}$$

El nivel de esfuerzo efectivo en el refuerzo FRP puede ser encontrado a partir del nivel de deformación en el FRP, asumiendo un perfecto comportamiento elástico.

$$f_{fe} = E_f \varepsilon_{fe} \quad \text{Ecuación 2.31}$$

Con base en el nivel de deformación en el refuerzo FRP, el nivel de deformación en el acero a tensión no pre-esforzado puede ser encontrado con la Ecuación 2.35, utilizando compatibilidad de deformación.

$$\varepsilon_s = \left(\varepsilon_{fe} + \varepsilon_{bi} \right) \left(\frac{d - c}{h - c} \right) \quad \text{Ecuación 2.35}$$

El esfuerzo en el acero es calculado a partir del nivel de deformación en el acero asumiendo un comportamiento elasto-plástico.

$$f_s = E_s \varepsilon_s \leq f_y \quad \text{Ecuación 2.36}$$

Con el nivel de deformación y esfuerzo en el refuerzo FRP y del acero determinado para la profundidad del eje neutro asumida, el equilibrio de la fuerza interna puede ser verificado utilizando la Ecuación 2.37.

$$c = \frac{A_s f_s + A_f f_{fe}}{\gamma' \beta_1 f_c'} \quad \text{Ecuación 2.37}$$

Los términos γ y β_1 en la Ecuación 2.37, son parámetros que definen un bloque de esfuerzo rectangular en el concreto equivalente a la distribución real no lineal de esfuerzos. Si el aplastamiento del concreto es el modo de falla que controla (antes o después de la fluencia del acero), γ y β_1 pueden ser tomados como los valores asociados con el bloque de esfuerzo de Whitney ($\gamma = 0.85$ y β_1 según la Sección 10.2.7.3 de ACI - 318).

Si la falla de rotura del FRP, delaminación del recubrimiento, o desprendimiento de FRP controla la falla, el bloque de esfuerzo de Whitney arrojará resultados razonablemente exactos. Puede emplearse un bloque de esfuerzo más preciso para el nivel de deformación real alcanzado en el concreto en el estado límite último. Aún más, también pueden ser usados métodos que consideran la distribución no lineal de esfuerzo en el concreto.

La profundidad real del eje neutro c , se encuentra satisfaciendo simultáneamente las Ecuaciones (2.30), (2.31), (2.34), (2.35) y (2.37), de esta manera se establece equilibrio de fuerza interna y compatibilidad de deformación.

La capacidad nominal a flexión de la sección con refuerzo FRP externo puede ser calculada a partir de la Ecuación (2.38). Un factor de reducción adicional ψ_f , es aplicado a la contribución de la resistencia a flexión del refuerzo FRP. Se recomienda un factor $\psi_f = 0.85$.

$$M_n = A_s f_s \left(d - \frac{\beta_1 c}{2} \right) + \psi_f A_f f_{fe} \left(h - \frac{\beta_1 c}{2} \right) \quad \text{Ecuación 2.38}$$

2.9.3.6.2 ESFUERZO EN EL ACERO BAJO CARGAS DE SERVICIO

El nivel de esfuerzo en el refuerzo de acero puede ser calculado con base en un análisis elástico fisurado de la sección de concreto reforzado, con reforzamiento como es indicado en la Ecuación 2.39.

$$f_{s,s} = \frac{\left[M_s + \varepsilon_{bi} A_f E_f \left(h - \frac{kd}{3} \right) \right] (d - kd) E_s}{A_s E_s \left(d - \frac{kd}{3} \right) (d - kd) + A_f E_f \left(h - \frac{kd}{3} \right) (h - kd)} \quad \text{Ecuación 2.39}$$

En forma similar al concreto reforzado convencional, la profundidad del eje neutro en servicio, kd , puede ser calculada tomando el primer momento de las áreas de la sección transformada. El área transformada del FRP puede ser obtenida multiplicando el área de FRP por la relación de módulos del FRP y el concreto. Aunque este método ignora la diferencia en el nivel de deformación inicial del FRP, dicho nivel de deformación inicial no influencia en gran medida la profundidad del eje neutro en el rango de respuesta elástica del elemento.

El esfuerzo del acero bajo cargas de servicio calculado en la Ecuación 2.39, debe compararse con los límites descritos en la Sección 2.9.3.4. Capacidad de servicio.

2.9.3.6.3 ESFUERZO EN EL FRP BAJO CARGAS DE SERVICIO

El nivel de esfuerzo en el refuerzo FRP puede ser calculado utilizando la Ecuación 2.40, con M_s igual al momento debido a todas las cargas sostenidas (cargas muertas y la porción sostenida de la carga viva). La Ecuación 2.40, suministra el nivel de esfuerzo en el refuerzo FRP bajo un momento aplicado dentro del rango de respuesta elástica del elemento, M_s .

$$f_{f,s} = f_{s,s} \left(\frac{E_f}{E_s} \right) \frac{h - kd}{d - kd} - \varepsilon_{bi} E_f$$

Ecuación 2.40

El esfuerzo en el FRP bajo cargas de servicio calculado a partir de la Ecuación (2.40) debe ser comparado contra los límites descritos en la Sección 2.8.3.5 LÍMITES DE REFUERZO DE ROTURA POR FLUENCIA PLÁSTICA Y DE FATIGA.

2.9.4 REFORZAMIENTO A CORTANTE

Los sistemas FRP han demostrado incrementar la resistencia a cortante de las vigas y columnas de concreto existente mediante la envoltura total o parcial de los elementos (Malvar et al. 1995; Chajes et al. 1995; Norris et al. 1997; Kachlakev y McCurry 2000). La orientación de las fibras en sentido transversal al eje del elemento o perpendicular a las fisuras potenciales a cortante es efectiva para proporcionar resistencia adicional a cortante (Sato et al. 1996). Incrementando la resistencia a cortante puede dar como resultado fallas a flexión, las cuales son de naturaleza relativamente más dúctil en comparación con las fallas a cortante.

2.9.4.1 CONSIDERACIONES GENERALES

Esta sección presenta el procedimiento para el cálculo del reforzamiento a cortante como consecuencia de la adición de refuerzo a cortante con FRP a una viga o columna de concreto reforzado. La resistencia a cortante adicional que puede proporcionar el sistema FRP se basa en muchos factores, incluyendo la geometría de la viga o columna, el esquema de la envoltura, y la resistencia del concreto existente.

El reforzamiento a cortante utilizando FRP externamente puede ser proporcionado en sitios de articulaciones plásticas o de inversión de esfuerzos esperados y para mejorar el comportamiento a flexión post-fluencia de los elementos en estructuras a momento que resisten cargas sísmicas sólo con la envoltura completa de la sección. Para refuerzo FRP externo en forma de tiras discretas, el espaciado de centro a centro entre las tiras no debe exceder la suma de $d/4$ más el ancho de la tira.

2.9.4.2 ESQUEMAS DE ENVOLTURA

Los tres tipos de esquema de envoltura FRP utilizados para incrementar la resistencia a cortante de vigas o columnas rectangulares o prismáticas son ilustrados en la Figura 2.25. Envoltura completa del sistema FRP alrededor de la sección sobre sus cuatro caras es el esquema más eficiente de envoltura y es el más comúnmente utilizado en aplicaciones de columnas donde el acceso a todas las cuatro caras de la columna está usualmente disponible. En las aplicaciones de vigas, en donde una losa integral hace impracticable envolver completamente el elemento, la resistencia a cortante puede ser mejorada envolviendo el sistema FRP alrededor de tres caras del elemento (Envoltura en U) o adhiriéndolo a dos caras del elemento.

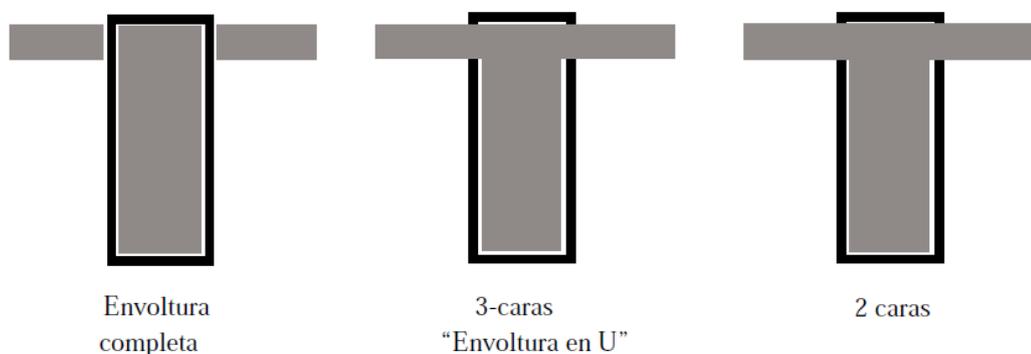


Figura 2. 22 Esquemas típicos de envoltura para reforzamiento a cortante utilizando láminas FRP (ACI 440.2R-08)

Aunque las tres técnicas han demostrado mejorar la capacidad a cortante de un elemento, la sección con envoltura completa es la más eficiente seguida por la de tres caras envoltura en U. La adherencia a dos caras de la viga es el esquema menos eficiente.

En todos los esquemas de envoltura el sistema FRP puede ser instalado continuamente a lo largo de la luz libre del elemento o colocado como tiras discretas.

2.9.4.3 RESISTENCIA NOMINAL A CORTANTE

La resistencia nominal a cortante de un elemento de concreto reforzado con un sistema FRP debe exceder la resistencia a cortante requerida (Ecuación 2.41). La resistencia a cortante requerida de un elemento de concreto con reforzamiento FRP debe ser calculada con los factores de carga requeridos por ACI 318. La resistencia a cortante debe ser calculada utilizando el factor de reducción de resistencia, ϕ , citado por ACI 318.

$$\phi V_n \geq V_u \quad \text{Ecuación 2.41}$$

La capacidad nominal a cortante de un elemento de concreto con reforzamiento FRP puede ser determinada adicionando la contribución del refuerzo FRP a las contribuciones del acero de refuerzo (estribos, ganchos o espirales) y del concreto (Ecuación 2.42). Un factor de reducción adicional, ψ_f , es aplicado a la contribución del sistema FRP.

$$\phi V_n = \phi(V_c + V_s + \psi_f V_f) \quad \text{Ecuación 2.42}$$

Se sugiere que un factor de reducción, ψ_f , sea aplicado a la contribución a cortante del refuerzo FRP. Para el reforzamiento a cortante crítico en adherencia, se recomienda un factor de reducción adicional de 0.85. Para el reforzamiento a cortante crítico en contacto, se recomienda un factor de reducción adicional de 0.95. Estas recomendaciones son ilustradas en la Tabla 2.5.

Tabla 2.5 Factores de reducción adicional recomendados para el refuerzo a cortante FRP

$\psi_f = 0.95$	Elementos completamente envueltos
$\psi_f = 0.85$	3 caras envueltas en U o capas adheridas a la superficie

Fuente: ACI 440.2R-08

2.9.4.4 CONTRIBUCIÓN DEL SISTEMA FRP EN

2.9.4.5 LA RESISTENCIA A CORTANTE

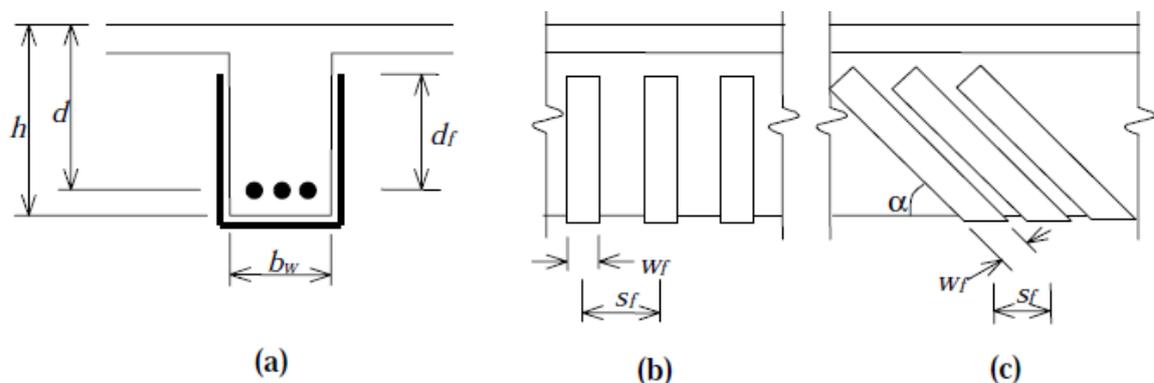


Figura 2. 23 Ilustración de las variables dimensionales utilizadas para los círculos del reforzamiento a cortante para reparación, rehabilitación o reforzamiento utilizando láminas FRP. (ACI 440.2R-08)

La contribución del sistema FRP a la resistencia a cortante de un elemento está basada en la orientación de la fibra y en un patrón de fisura asumido (Khalifa et al. 1998). La resistencia a cortante proporcionada por el refuerzo FRP puede ser determinada calculando la fuerza resultante del esfuerzo a tensión en el FRP a través de la fisura asumida. La contribución a cortante del refuerzo a cortante FRP está dado por la Ecuación 2.43.

$$V_f = \frac{A_{fv} f_{fe} (\sin \alpha + \cos \alpha) d_f}{S_f} \quad \text{Ecuación 2.43}$$

Donde,

$$A_{fv} = 2nt_f w_f \quad \text{Ecuación 2.44}$$

El esfuerzo a tensión en el refuerzo a cortante FRP en estado último es directamente proporcional al nivel de deformación que puede ser desarrollado en el refuerzo a cortante FRP en estado último.

$$f_{fe} = \varepsilon_{fe} E_f \quad \text{Ecuación 2.45}$$

2.9.4.5.1 DEFORMACIÓN EFECTIVA EN LAMINAS FRP

La deformación efectiva es la deformación mínima que puede ser alcanzada por el sistema FRP en la etapa de carga última y es gobernada por el modo de falla del sistema FRP y del elemento de concreto reforzado con reforzamiento. El ingeniero debe considerar todos los modos de falla posibles y utilizar una deformación efectiva representativa del modo de falla crítico. Las siguientes sub secciones dan una guía sobre la determinación de esta deformación efectiva para diferentes configuraciones de láminas FRP utilizadas para el reforzamiento a cortante de los elementos de concreto reforzado.

2.9.4.5.1.1 ELEMENTOS COMPLETAMENTE ENVUELTOS

Para elementos de vigas y columnas de concreto reforzado completamente envuelto por el sistema FRP, se ha observado que ocurre pérdida de la traba del agregado del concreto en deformaciones de la fibra menores que la deformación última de la fibra. Para descartar este modo de falla, la deformación mínima usada para el diseño debe ser limitada a 0.4% para aplicaciones que pueden ser completamente envueltas con el sistema FRP (Ecuación 2.46a).

$$\varepsilon_{fe} = 0.004 \leq 0.75\varepsilon_{fu}$$

Ecuación 2.46a

Ecuación 2.46a. Para envoltura completa alrededor de la sección transversal del elemento.

Esta limitación en la deformación está basada en ensayos (Priestley et al. 1996) y experiencia. No se deben usar deformaciones superiores para aplicaciones de reforzamiento a cortante FRP.

2.9.4.5.1.2 ENVOLTURA EN U O CAPAS ADHERIDAS A LA SUPERFICIE

En los sistemas que no encierran la sección completa (dos y tres caras envueltas) se les ha observado que se delaminan del concreto antes de la pérdida de la traba del agregado de la sección. Por esta razón los esfuerzos de adherencia deben ser analizados para determinar el grado de utilidad de estos sistemas y el nivel de deformación efectiva que pueda ser alcanzado (Triantafillou 1998a). La deformación efectiva es calculada utilizando el coeficiente de reducción de adherencia, k_v , aplicable a cortante.

$$\varepsilon_{fe} = \kappa_v \varepsilon_{fu} \leq 0.004$$

Ecuación 2.46b

Ecuación 2.46b. Para envoltura en U o adherencia a dos caras.

El coeficiente de reducción de adherencia está en función de la resistencia del concreto, el tipo de esquema de envoltura utilizado, y la rigidez de la lámina. El coeficiente de reducción de adherencia puede ser calculado a partir de las Ecuaciones 2.47 a 2.50 (Khalifa et al. 1998).

$$\kappa_v = \frac{k_1 k_2 L_e}{11,900 \varepsilon_{fu}} \leq 0.75$$

Ecuación 2.47

La longitud de adherencia activa, L_e , es la longitud sobre la cual se mantiene la mayoría del esfuerzo de adherencia. Esta longitud está dada por la Ecuación 2.48.

$$L_e = \frac{416}{(n t_f E_f)^{0.58}}$$

Ecuación 2.48

El coeficiente de reducción de adherencia también depende de dos factores de modificación, k_1 y k_2 , los cuales contemplan la resistencia del concreto y el tipo de

esquema de envoltura usado, respectivamente. Las expresiones para estos factores de modificación están dadas en las Ecuaciones 2.49 y 4.50.

$$k_1 = \left(\frac{f_c'}{27} \right)^{2/3} \quad \text{Ecuación 2.49}$$

$$k_2 = \begin{cases} \frac{d_f - L_e}{d_f} & \text{para envoltura en "U"} \\ \frac{d_f - 2L_e}{d_f} & \text{para adherencia en dos caras} \end{cases} \quad \text{Ecuación 2.50}$$

La metodología para determinar k_v ha sido validada por elementos en regiones de alto cortante y bajo momento, tales como las vigas simplemente apoyadas cargadas monotónicamente. Aunque la metodología no ha sido confirmada para el reforzamiento a cortante en áreas sujetas simultáneamente a alto cortante y momento, k_v parece ser suficientemente conservador para dichos casos.

Los anclajes mecánicos pueden ser usados en los puntos de terminación para desarrollar mayores fuerzas a tensión (Khalifa et al. 1999). La efectividad que dichos anclajes mecánicos, junto con el nivel de esfuerzo a tensión que puedan desarrollar, debe ser sustentada a través de una evaluación física representativa. En ningún caso, sin embargo, la deformación efectiva en las láminas FRP debe exceder 0.004.

2.9.4.5.2 ESPACIADO

El espaciado de las tiras FRP utilizadas para el reforzamiento a cortante debe ser investigado para evaluar su contribución a la resistencia a cortante. El espaciado debe ajustarse a los límites estipulados por ACI 318 para el refuerzo a cortante de acero interno. El espaciado de las tiras FRP está definido como la distancia entre ejes centrales de las tiras. Ensayos estructurales deben validar el uso de estribos de FRP espaciados discretamente para reforzamiento a cortante (Hutchinson et.al. 1998).

2.9.4.5.3 LIMITES DE REFORZAMIENTO

El reforzamiento a cortante total debe ser tomado como la suma de la contribución del refuerzo a cortante FRP y del refuerzo a cortante del acero. El refuerzo a cortante total debe estar limitado con base en el criterio dado para el acero sólo en ACI 318. Este límite está indicado en la Ecuación (2.51).

$$V_s + V_f \leq 0.66\sqrt{f'_c}bd$$

Ecuación 2.51



Figura 2. 24 Aplicación del reforzamiento a cortante para reforzamiento utilizando láminas FRP en viga (Appleton & Gomes, 2007)



Figura 2. 25 Aplicación del reforzamiento a cortante para reforzamiento utilizando láminas FRP en viga.



Figura 2. 26: Aplicación del reforzamiento a cortante y flexión (Derecha) para reforzamiento utilizando láminas FRP en viga.

2.10 REFORZAMIENTO CON ENCAMISADOS DE ACERO

2.10.1 GENERALIDADES

Según ICOTEC² (2015), el encamisado con estructura metálica es una técnica muy sencilla, pero poco atractiva, ya que afecta el aspecto arquitectónico de la obra y por lo tanto, no es tan utilizada; sin embargo, es importante mencionarla como alternativa de reforzamiento.

Los diferentes tipos de elementos de acero se pueden clasificar en: barras, placas, y secciones roladas (ángulos, tubos, canales, etc.). Las formas más comunes del encamisado de acero son: circular, elíptico, y rectangular (Soto Barraza, 2008).

El encamisado de acero se puede efectuar mediante perfiles unidos entre sí con soleras o varillas soldadas, o bien, a base de placas. Las placas de acero se pegan a la superficie de concreto logrando una sección compuesta. En ambos casos se requiere especial atención en el diseño de la unión con la losa, que puede resolverse mediante un collar de acero alrededor de la columna (Soto Barraza, 2008).

El encamisado de acero presenta mayores ventajas que el de concreto, ya que su aplicación es directa y no es necesaria la colocación de cimbra. Pero la dificultad de prolongar el encamisado de acero a través de la losa limita su efectividad en cuanto a resistencia axial y cortante, así como la ductilidad de la columna, sin modificar la resistencia a flexión en los extremos (Soto Barraza, 2008).

El encamisado de acero se ha utilizado mucho para rehabilitar estructuras, pero existen pocos datos disponibles sobre su eficacia, particularmente su funcionamiento en uniones (ACI 369-11).

Según lo expuesto en los párrafos anteriores, para el caso en estudio no se llevarán a cabo. Al mismo tiempo, el reforzamiento de estructuras de concreto con estructuras metálicas en nuestro medio no es muy utilizado.

² ICOTEC (Escuela Ingeniería en Construcción, Instituto Tecnológico de Costa Rica) en Técnicas de reforzamiento de estructuras construidas de concreto que presentan deficiencias estructurales

2.11 REFORZAMIENTO DE CIMENTACIONES

El refuerzo de la cimentación representa una intervención en un sistema de cimentación - estructura ya existente, con el objetivo de recuperar su eficiencia y seguridad, mejorar su desempeño y / o atender nuevas solicitudes. Esta intervención se indica cuando las fundaciones existentes se han mostrado inadecuadas, por el compromiso de la propia estructura, por presentar deformaciones incompatibles a la seguridad o por presentar un riesgo inaceptable de rupturas o colapsos (Armando de Oliveira, 2015).

Las técnicas habituales de reforzamientos en fundaciones son:

2.11.1 RECALCES SUPERFICIALES

El recalce de una cimentación se presenta generalmente por un aumento en la carga a transmitir, ya sea por un aumento del número de plantas del edificio (remonta) o simplemente por una reforma del mismo con cambio de uso (Alonso Izquierdo, 2015).

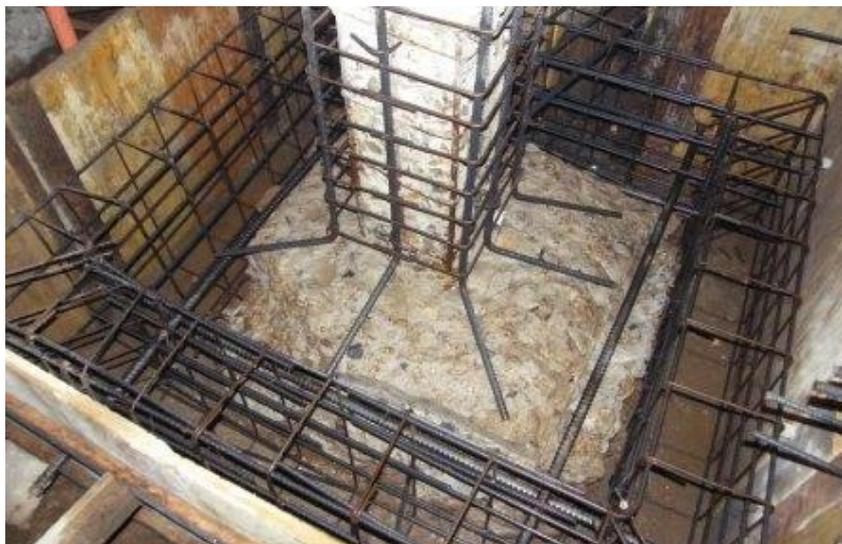


Figura 2. 27: Aumento de las dimensiones en planta de la zapata (Structuralia / Formación especializada, 2016)

Son reparaciones o refuerzos sobre los cimientos, cuya finalidad consiste en aumentar la superficie de transmisión de cargas. Se clasifican en dos tipos fundamentales (Structuralia / Formación especializada, 2016):

- Aumento de las dimensiones en planta: Indicados cuando el cimiento apoya sobre terreno competente, pero con secciones mecánicas útiles menores a las necesarias.

- Aumento de la profundidad del plano de apoyo: La profundidad del plano de apoyo suele aumentarse cuando existe un estrato más competente a escasa profundidad (debajo del plano de apoyo del cimiento). Suele ser muy frecuente introducir entibaciones, para garantizar la estabilidad de la tierra de las paredes de las excavaciones.



Figura 2.28: Aumento de las dimensiones en planta (Structuralia / Formación especializada, 2016)



Figura 2. 29: Aumento de la profundidad del plano de apoyo (Structuralia / Formación especializada, 2016)

2.11.2 RECALCES PROFUNDOS

Consiste en añadir nuevos elementos a la cimentación profunda, solándose emplear micropilotes con una longitud menor a los 20 metros. El proceso puede variar en función del micropilote, pero generalmente comprende los siguientes pasos (Structuralia / Formación especializada, 2016):

- Realización de la perforación
- Colocación de la armadura tubular continua
- Introducción del mortero de relleno, por gravedad o por inyección a presión.

Según el Artículo en Structuralia, Clases de intervenciones en cimentaciones en edificación, (2016), los recalces profundos pueden construirse de las siguientes maneras:

- **Atravesando las cimentaciones:** es la solución más sencilla para un recalce con micropilotes y para la creación de sótanos por debajo de edificios existentes. Consiste en atravesar el cimiento existente, evitando la realización de excavaciones cerca de los cimientos y minimizando posibles movimientos durante la reparación. Para atravesar cimentaciones es necesario que tengan un canto suficiente.
- **Junto al perímetro de las cimentaciones:** Si el cimiento no posee las características anteriores, será necesario que los micropilotes estén colocados junto al perímetro del cimiento como apoyos provisionales de la estructura existente

2.11.3 EL JET-GROUTING

Esta técnica cada vez es más utilizada como solución para los edificios con fallos en las cimentaciones. Presenta ventajas respecto a las inyecciones, por ejemplo, una medición de la lechada mucho más precisa y que queda localizada en la zona deseada.

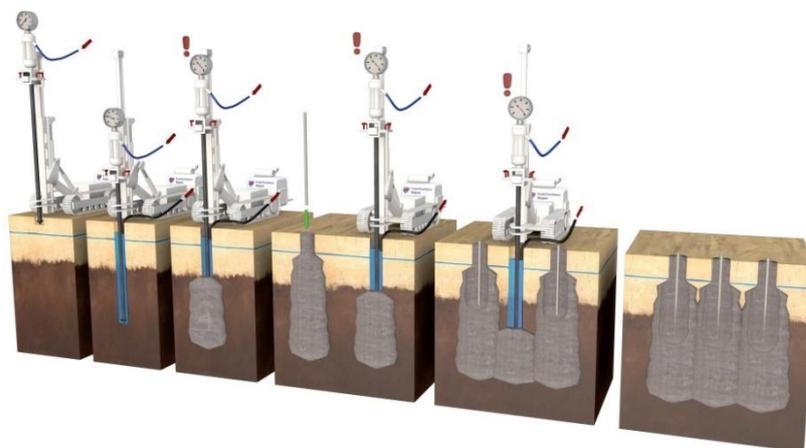


Figura 2. 30: Aplicación de jet-grouting para refuerzo de cimentaciones. (Structuralia / Formación especializada, 2016)

2.11.4 CONSIDERACIONES DE DISEÑO

2.11.4.1 GENERALIDADES

La cimentación, o subestructura, constituye un elemento de transición entre la estructura propiamente dicha, o superestructura, y el terreno en que se apoya. Su función es lograr que las fuerzas que se presentan en la base de la estructura se transmitan adecuadamente al suelo en que ésta se apoya. Para que eso se cumpla deberá haber una seguridad adecuada contra la ocurrencia de fallas en los elementos de cimentación o en el suelo y contra la presencia de hundimientos excesivos que ocasionen daños en la construcción misma o en las vecinas, o en las instalaciones enterradas en la proximidad de la cimentación (Meli Piralla, 2008).

2.11.4.2 ASPECTOS PRINCIPALES PARA EL ANÁLISIS Y DISEÑO

El peso de las estructuras se concentra en áreas relativamente pequeñas de las columnas, y de éstas se transmiten al suelo a través del área de contacto entre las zapatas y el suelo. En la práctica, es común analizar la estructura como un sistema independiente de su cimentación y del suelo, y suponer en la base de la estructura unas condiciones de apoyo determinadas, que en general son de apoyo fijo empotrado (Figura 2.31).

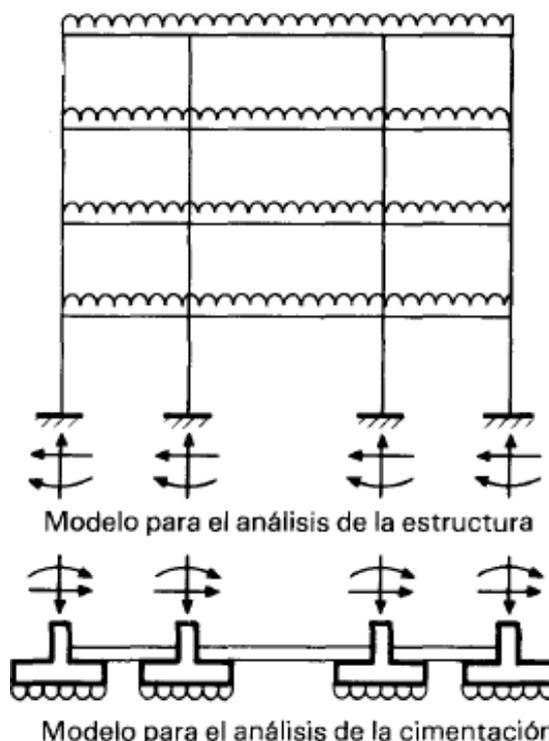


Figura 2. 31: Modelo de análisis de la estructura independiente de la cimentación y suelo

Las reacciones que resultan en estos apoyos se toman como cargas sobre la cimentación para el análisis de ésta y de su interacción con el suelo, con un modelo que no considera la superestructura.

Meli Piralla (2008), sugiere que lo adecuado es analizar como un modelo que reprodujera en conjunto el sistema superestructura-cimentación-suelo, sin embargo, es recomendable para construcciones importantes modelar el sistema completo. Para esta tesis se analiza considerando un modelo independiente.

2.11.4.3 DISEÑO DE ZAPATAS

Según Meli Piralla (2008), el diseño propiamente dicho de la cimentación incluye:

- a. El análisis del sistema suelo-cimentación-superestructura y la determinación de las fuerzas internas y deformaciones que se generan por esa interacción.
- b. La revisión de la capacidad de carga del suelo y de los hundimientos que se producen por las cargas sobre el suelo.
- c. El dimensionamiento de la cimentación y la consideración en la superestructura de las solicitaciones debidas a los movimientos de los apoyos.

Además, debe considerarse:

- d. El diseño geotécnico (Capacidad de carga, dimensiones en planta).
- e. El Análisis estructural (Reacciones nuevas debidas a las cargas nuevas por cambio de uso).
- f. El diseño estructural.

En esta tesis, según los alcances y la disponibilidad de datos, se analizará la variación de las cargas y su influencia en la capacidad de carga determinadas según los estudios de suelos, y la verificación del dimensionamiento de las zapatas existentes.

Lo que se analiza es:

- La influencia de las cargas nuevas en el comportamiento del suelo.
- El comportamiento estructural de las zapatas.

2.11.5 CONSIDERACIONES CONSTRUCTIVAS

El tipo de refuerzo a elegir debe limitarse al entorno donde se realizará el reforzamiento, sea el caso de viviendas interiores, o como el caso en estudio, edificaciones ubicadas a dos construcciones laterales que limitan las intervenciones adyacentes, y entre otras consideraciones. El tipo de reforzamiento debe ser constructivamente sea posible, sin que ello implique dañar elementos estructurales o elementos vulnerables.

Para el caso, se explicará para un reforzamiento de una zapata por recalce superficial. Según De Texeira Guerra (2016), las cimentaciones a veces necesitan ser reforzadas en el caso de aplicación de cargas adicionales. El refuerzo de cimentaciones existentes puede ser realizada a través de la construcción de un revestimiento de concreto para los cimientos ya existentes. El nuevo revestimiento debe estar debidamente anclado al pie de la columna y cuello existente, con el fin de garantizar la transferencia adecuada de las cargas.

Cuando la superficie apoyo de la zapata no es suficiente, el tamaño de la zapata debe ser aumentado. El tamaño del "revestimiento" debe seleccionarse de tal manera que la presión de base media máxima no supere el valor permitido recomendado. La atención debe ser dada durante la construcción, a fin de que las excavaciones para las nuevas chaquetas no afecten a las bases adyacentes existentes (De Texeira Guerra, 2016).

No puede haber una separación del concreto nuevo a partir de la superficie del concreto de nueva edad bajo la acción de cargas. Para evitar esta división de concreto, se debe proporcionar suficiente número de anillos cerrados con superposición suficiente o conexión soldada alrededor del pie (De Texeira Guerra, 2016).

Una zapata aislada es reforzada por el aumento del tamaño de la zapata y barras de acero de refuerzo como sigue (De Texeira Guerra, 2016):

- a. Excavación alrededor del pie.
- b. Limpieza y rugosidad de la superficie de hormigón.
- c. Instalación de tarugos en los 25-30 cm espaciamiento en ambas direcciones utilizando un material epoxi apropiado.
- d. Consolidación de las nuevas barras de acero con los pines usando hilos de acero. El diámetro y el número de barras de acero debe ser de acuerdo a lo indicado en planos.
- e. Revestimiento de superficie lateral de la zapata con un agente de conexión, con el fin de alcanzar la necesaria conexión entre el viejo y nuevo concreto.
- f. Verter el nuevo concreto antes de que el agente de conexión se seque. El nuevo concreto debe contener un material no retratable.

Los pasos anteriores se ilustran en la figura siguiente:



Fig.1: Excavation around the footing



Fig.2: Hardening the surface and installing dowels in footing



Fig.3: Installing the main steel in



Fig.4: Completing the jacketing of footing

Figura 2. 32: pasos para el recalce de zapata aislada (De Teixeira Guerra, 2016)

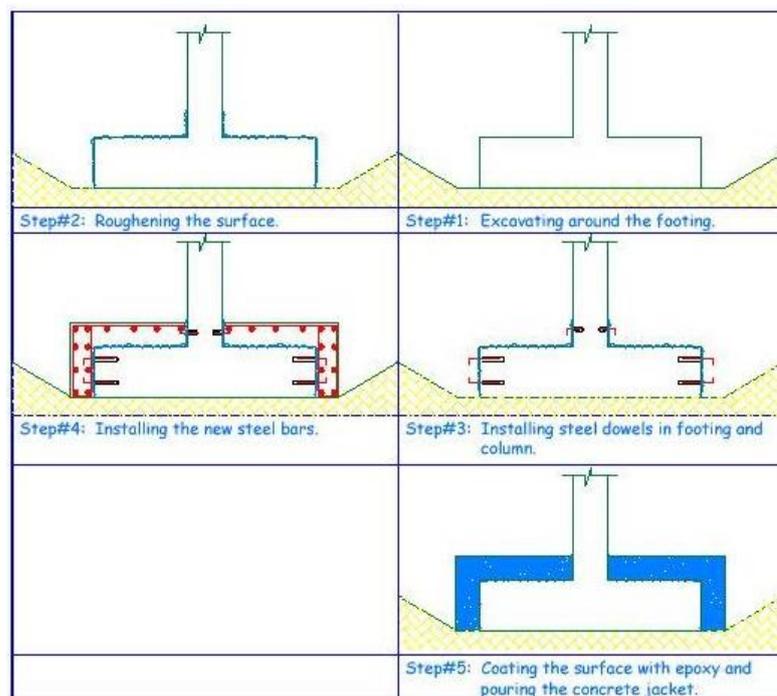


Figura 2. 33: Pasos para el recalce de zapata aislada (De Teixeira Guerra, 2016)

Nota: Adicionalmente al proceso constructivo del reforzamiento de la zapata, es necesario el apuntalamiento en la columna, debido a que se reduce el valor del esfuerzo efectivo en la expresión para determinar la capacidad de carga última de Meyerhof (1953), debido a la excavación del relleno.

2.12 RECONOCIMIENTO Y EVALUACIÓN DE ESTRUCTURAS

2.12.1 GENERALIDADES

Previo al reforzamiento estructural para edificaciones, es llevado a cabo el reconocimiento y evaluación de las estructuras.

Según J. Porras (2012), la etapa de reconocimiento y evaluación de la estructura se realiza tanto en la fase preliminar, como en la fase definitiva con la finalidad de reunir datos in-situ de diversos tipos, como:

- El sistema estructural predominante
- Función o uso que actualmente cumple
- Calidad de los materiales empleados
- Capacidad portante de los suelos del lugar
- Tipos de fallas y magnitud de las mismas.

Entre otros que permita una fácil concepción de la magnitud del problema, siguiendo una metodología adecuada, y sus posibles causas y bajo estas condiciones poder emitir el diagnóstico previo al análisis estructural.

2.12.2 INSPECCIÓN PRELIMINAR

Constituye la primera acción técnica a desarrollar con el fin de plantear la factibilidad o no del reajuste de la estructura. De lo que se trata básicamente la Inspección estándar es de realizar una revisión ocular en forma global de todas las zonas que abarcan las estructuras dañadas, a fin de poder comprender la magnitud del problema y a la vez concebir los detalles de carácter estructural, arquitectónico y necesidades o requerimientos de arriostre temporal. Para ello se deben identificar el Sistema Estructural y el de Cimentación respectivamente (Porras, 2012).

Cabe mencionar que una tarea importante a cumplir durante la inspección ocular es la recopilación de la información referente a la edificación en estudio, como son datos genéricos y técnicos que nos permitan llegar a comprender fácilmente las principales características de estructuración y ubicación de dicha estructura.

Datos Genéricos (Porrás, 2012):

- Ubicación: Posición que ocupa dentro de la zona urbana.
- Uso o función: Referida al uso que se le da al momento del estudio.
- Antigüedad: Permite conocer el comportamiento ante sismos
- ocurridos e identificar el Reglamento vigente en esa época.
- Topografía y suelos: Referidas a las características geológicas de los estratos, lechos de roca, etc.

Datos Estructurales y Arquitectónicos (Porrás, 2012):

- **Número de pisos:** posición que ocupa dentro de la zona urbana. de la estructura.
- **Material:** La determinación del tipo, calidad propiedades mecánicas, homogeneidad, ortotropía, etc., de los materiales empleados en la construcción de la edificación nos formarán una idea acerca de la resistencia global de la misma.
- **Tipo de estructura:** Determinar el sistema estructural que predomina (Aporticado, albañilería confinada o armada, o combinaciones de éstos), para considerarlos en la evaluación y análisis estructural.
- **Simetría:** Es conveniente señalar la importancia de tomar en cuenta la simetría en ambas direcciones principales de la estructura, ya que la presencia de ésta produce efectos torsionales desfavorables.
- **Cimentación:** Condicionada por el tipo y tamaño de las cargas transmitidas al suelo y por la misma naturaleza de ésta que finalmente son los que determinan el sistema de cimentación y la profundidad a emplear.

Es necesario diferenciar los daños localizados en elementos estructurales, de aquellos que se ubican en los elementos no estructurales, puestos que los primeros requieren más atención que los otros ya que son los que afectan de manera directa a la capacidad sísmica de la estructura.

En esta componente, tiene como objetivo evaluar, describir el estado de conservación de las estructuras de los edificios existentes, evaluar daños, verificar el aspecto satisfactorio según la presencia de grietas, rajaduras o cangrejeras, los defectos que no son atribuibles a la acción sísmica. Dicha evaluación también define la calidad de los materiales expuestos, así como los acabados.

2.12.3 EVALUACIÓN PRELIMINAR DE LAS ESTRUCTURAS

En la determinación de la calidad de los materiales, el diagnóstico correspondiente, se realizan ensayos que permitan obtener resultados satisfactorios ya sean ensayos destructivos y no destructivos. Para casos de evaluación de estructuras se consideran los que se mencionan a continuación:

Tabla 2.6: Ensayos destructivos y no destructivos.

ENSAYOS DESTRUCTIVOS	ENSAYOS NO DESTRUCTIVOS
Extracción de núcleos diamantinos ASTM C900	Esclerometría ASTM C805
Pruebas de carga	Pulsos Ultrasónicos ASTM C597
Determinación del acero de refuerzo (Picado en puntos de investigación)	Determinación del acero de refuerzo (COVERMETER)

Fuente: Elaboración propia.

Para la evaluación de la resistencia del concreto, las disposiciones se pueden usar para evaluar si una estructura o una porción de ella cumplen con los requisitos de seguridad del reglamento (ACI 318S o lo señalado en capítulo 20 del RNE – E. 060 Concreto Armado). Puede requerirse una evaluación de la resistencia si se considera que la calidad de los materiales es deficiente, si la estructura se ha deteriorado, si una edificación será usada para una nueva función (Cambio de uso), o si por cualquier razón, una estructura o parte de ella no satisface los requisitos del reglamento.

2.12.3.1 EXTRACCIÓN DE TESTIGOS DIAMANTINA

La resistencia del concreto en una estructura real se puede estimar mediante la extracción de testigos perforados (NTP 339.034, ACI-02 artículo 5.6.5).

Este procedimiento puede emplearse en diferentes casos, por ejemplo, cuando han ocurrido anomalías en el desarrollo de la construcción, fallas en el curado, aplicación temprana de cargas, incendio, estructuras antiguas, o no se cuenta con registros de resistencia, etc.

Criterios generales: Los testigos cilíndricos para ensayos de compresión se extraen con un equipo sonda provista de brocas diamantadas cuando el concreto ha adquirido suficiente resistencia para que durante el corte no se pierda la adherencia entre el agregado y la pasta. Deben tomarse por lo menos tres muestras. La interpretación de resultados corresponde al ensayo de compresión de probetas NTP. 339.059, ensayo que define la resistencia real del concreto.

RERERENCIAS NORMATIVAS:

- NTP 339.034
- ACI-02 Artículo 5.6.5
- ASTM C900 Extracción de núcleos diamantinos



Figura 2. 34: Equipo de perforación para la extracción de núcleos.

2.12.3.2 PRUEBAS DE CARGA

Las pruebas de carga de estructuras existentes se realizan generalmente por una o más de las siguientes razones:

- Exigencias de las especificaciones
- Establecer la reserva de la carga de servicio
- Cambio de uso de la estructura
- Estructuras sometidas a sobre cargas inhabituales como el fuego, la explosión
- Estructuras defectuosas, por su concepción, deficiencia del material o mano de obra.
- Estructura de forma o concepción especial.

La norma de concreto armado E. 060 - 2016 del reglamento nacional de edificaciones establece, en el ítem 20.3 del capítulo 20 en Evaluación De La Resistencia En Estructuras Existentes, el Procedimiento Para Prueba De Carga. En la cual se señala que si los efectos de una deficiencia en la resistencia no sean bien comprendidos o no sea posible establecer las dimensiones y propiedades del material a través de mediciones se requiere una prueba de carga. El ensayo de prueba de carga para las edificaciones en estudio, tal como lo indica el ítem anterior, no fue realizado, ya que fue posible la medición de los elementos estructurales, así como las propiedades del concreto.



Figura 2. 35: Carga para prueba de carga en losa Lectura en Deflectómetros para registrar la prueba de carga.



Figura 2.36: Pruebas de carga para edificaciones.

2.12.3.3 ENSAYO ESCLEROMÉTRICO O ÍNDICE DE REBOTE MEDIANTE ESCLERÓMETRO

Dentro de los métodos no destructivos, los de dureza superficial son los más generalizados, por su economía y facilidad en la ejecución, entre ellos el método del esclerómetro es el más empleado.

El ensayo esclerométrico o índice de rebote mediante esclerómetro es una de las pruebas no destructivas de la dureza superficial del concreto. La diseñó el ingeniero suizo Ernest SCHMIDT, siendo su valor “R” (**Índice de rebote**) una unidad adimensional que relaciona a dureza superficial del concreto con su resistencia de modo experimental.



Figura 2. 37: Esclerómetro 58-C0181/N'CONTROLS (Manual de N'CONTROLS)

RERERENCIAS NORMATIVAS:

- NTP 399.181 método de ensayo para determinar el número de el rebote en el hormigón en endurecido.
- ACI 228.1R 1989 In-Place Methods to Estimate Concrete Strength.
- ASTM C805-79 Standard Test Method for Rebound Number of Hardened Concrete.

Se trata de un ensayo mecánico no destructivo que presenta las siguientes ventajas:

- Es un ensayo no destructivo, lo que permite realizar un gran número de determinaciones sin alterar la resistencia, estética y funcionalidad de la estructura.
- Ensayo muy económico
- Puede operar en horizontal, vertical y ángulos de 45°.
- Permite ensayar muchos elementos en un corto espacio de tiempo con escasos medios auxiliares.
- Determinar niveles de calidad resistente cuando no se cuente con información al respecto.
- Delimitar zonas de baja resistencia.

2.12.3.3.1 PRINCIPIO DE FUNCIONAMIENTO

En tiempos los maestros de obra y los adeptos a trabajos de edificación en general, solían controlar el estado del concreto golpeando con un martillo la superficie. En base al sonido más o menos metálico y al rebote, alcanzaban a establecer aproximadamente (muy aproximadamente la verdad) la resistencia del concreto. El esclerómetro es el perfeccionamiento de este antiguo sistema de valoración. Presionando la punta del esclerómetro contra la superficie a examinar se carga un muelle. Cuando la punta ha entrado totalmente en el esclerómetro, se desengancha automáticamente una masa que golpea la misma punta en la extremidad interna y a través de ésta la superficie del concreto. Por reacción la punta retransmite a la masa el contragolpe o rebote que es tanto mayor cuanto más duro y compacto es el concreto.

En el curso del rebote la masa arrastra un índice que queda bloqueado en el punto máximo de retorno indicando contemporáneamente un valor de referencia sobre la escala. Este número transferido al diagrama proporciona un valor de la resistencia a compresión en función del ángulo de golpeo. En este manual se proporcionan todas las indicaciones necesarias para un correcto uso, calibración y mantenimiento del esclerómetro.

2.12.3.3.2 UTILIZACION DEL ESCLEROMETRO

- i. Cuando el esclerómetro está en el estuche, la cabeza percutora (11) se encuentra casi completamente dentro del cuerpo. Para extraerla, presionar la cabeza percutora (11) contra cualquier superficie hasta desengancharla y sacarla totalmente.
- ii. Preparar la superficie a examinar quitando (Si es necesario) con la piedra abrasiva (22) el revoque o el enlucido que recubren el concreto. Apoyar después el percutor (11) sobre el concreto de modo que sea lo más ortogonal posible a la superficie y presionar el esclerómetro en modo continuo y uniforme contra la superficie hasta la percusión del martillo interno (7). Durante el empuje no presionar absolutamente el pulsador (19) que sin embargo de ser presionado después de la percusión y cuando la punta del percutor (11) se encuentra todavía apoyada completamente contra la superficie.
- iii. Después de la percusión, el martillo (7) rebota hacia atrás arrastrando consigo un índice de referencia (6) tanto más cuanto mayor es la resistencia del concreto.

Presionando el pulsador (19) se bloquea este índice en el punto máximo alcanzado de manera de poder efectuar cómodamente la lectura sobre la escala graduada (26). El numero leído sobre la escala graduada (26) es llevado al diagrama de la etiqueta adhesiva y se llega a la resistencia del concreto como indican los ejemplos del capítulo III.

iv. Para efectuar otra prueba repetir la operación desde el punto 1.

Sclerometro C 181 N
C 181 N Concrete hammer

Sezione longitudinale
Longitudinal section

Lista ricambi / Spares list

- 1 - Tappo - Cap
- 2 - Molla di pressione - Pressure spring
- 3 - Molla per arpione - Pawl spring
- 4 - Flangia di guida - Guide flange
- 5 - Alberino di guida indice - Pointer guide rod
- 6 - Indice di lettura rimbalzo - Rebound reading pointer
- 7 - Martello - Hammer
- 8 - Albero di guida - Guide rod
- 9 - Corpo sclerometro - Concrete hammer housing
- 10 - Molla di percussione - Percussion spring
- 11 - Percussore - Plunger head
- 12 - Molla ammortizzatore - Shock-absorber spring
- 13 - Manicotto ancoraggio molla - Spring fastening sleeve
- 14 - Anello di pressione (in 2 pezzi) - Two-part pressure ring
- 15 - Ghiera filettata - Threaded ring nut
- 16 - Anello antipolvere - Dust sealing ring
- 17 - Arpione - Hook
- 19 - Pulsante - Push-button
- 20 - Perno per pulsante - Push-button pin
- 21 - Molla per pulsante - Push-button spring
- 22 - Abrasivo - Carborundum stone
- 23 - 24 - 29 - Targa autoadesiva con scala in MPa - kg/cm² - P.S.I.
- 23 - 24 - 29 - Self adhesive sticker with MPa - kg/sq.cm - P.S.I. scale
- 26 - Piastrina graduata - Graduated plate
- 27 - Custodia completa - Complete case
- 00 - Controdado - Lock nut
- 01 - Vite di regolazione - Regulation screw
- 02 - Spina per arpione - Pin for hook

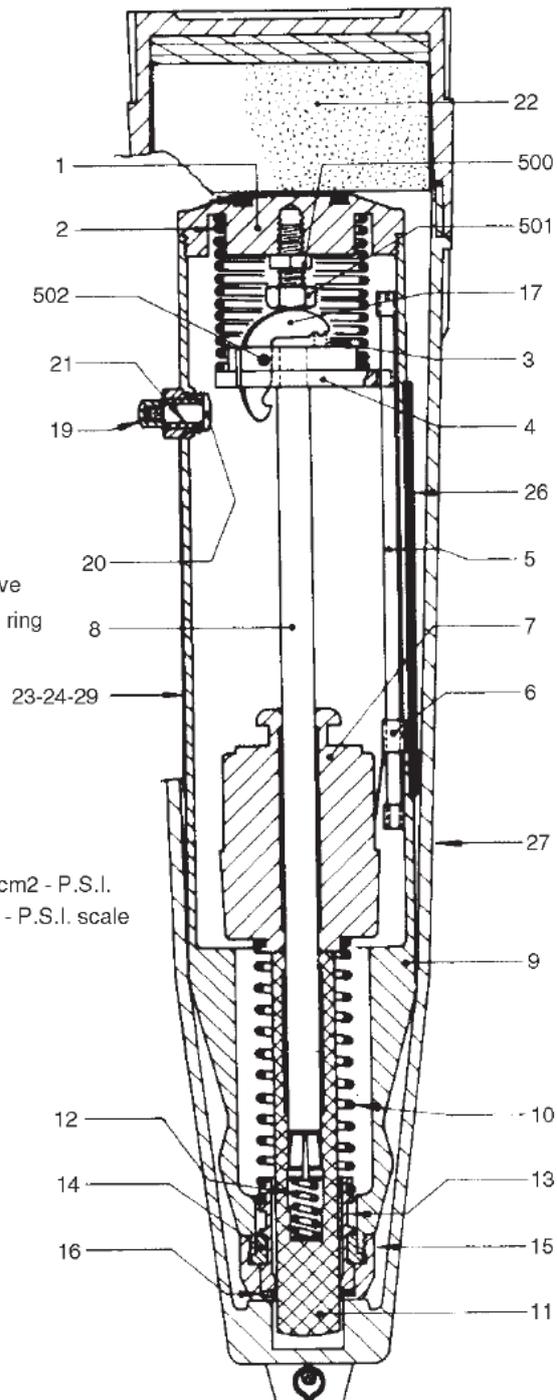


Figura 2. 38: Sección longitudinal esclerómetro C181N (Fuente: Manual de CONTROLS Instrucciones Mod. 58-C0181/N)

2.12.3.3.3 CRITERIOS DE ELECCION DE LOS PUNTOS DE GOLPEO Y PREPARACION DE LA SUPERFICIE

i. Elección de puntos de golpeo.

Efectuar preferiblemente el control sobre paredes verticales. Las juntas, los huecos y zonas porosas deben ser evitadas. Se deberá además prestar particular atención a paredes con espesor mínimo de 10 cm. y pilastras con lado menor de 12 cm. que, a causa de su elasticidad podrían falsear la indicación del esclerómetro.

En el caso de mortero elaborado con concreto decadente se revelarán valores decrecientes examinando del bajo al alto. Por esta razón será necesario repetir varias veces la prueba en varios puntos en modo de tener un valor medio representativo.

ii. Preparación de la superficie a examinar.

Quitar antes de la prueba el enlucido que recubre el concreto. Las pequeñas irregularidades superficiales debidas a encofrados de madera y pueden ser eliminadas por medio de la piedra abrasiva (22) suministrada con el instrumento. Se debe tener presente que la superficie a examinar no está preparada hasta no haber eliminado con una máquina de desbastar el cemento y llegar al concreto. Incluso en el caso de concretos muy viejos y por tanto muy endurecidos, superficialmente se deberá limpiar la superficie en una profundidad de aprox. 10 mm. correspondiente a una zona suficiente para efectuar de 5 a 10 golpes de esclerómetro. Se aconseja para la limpieza una máquina de aprox. 750 W con muela de 120 mm. de diam. aprox. y velocidad de 6000 vueltas por minuto.

iii. Una vez preparada la superficie a examinar (al menos 10 cm²) se procede al golpeo sobre al menos 5 puntos de la superficie.’

Según el manual C’CONTROLS establece la media ‘R’ de las 5 o más lecturas eliminando aquellas que se alejan particularmente de las otras lecturas y reemplazándolas por nuevas lecturas. Se aconseja repetir los golpes que se separan más de 5 unidades de las otras. Mientras que la ASTM C805 requiere que se tomen 10 pruebas mínimas, descartando lecturas que difieran a más de 6 unidades de la media.

2.12.3.3.4 LECTURA DEL DIAGRAMA.

Para llegar a la resistencia del concreto se debe llevar sobre a la base del diagrama (abscisas) el número leído sobre la escala graduada (26), subir después en vertical hasta encontrarse una de las curvas que atraviesan diagonalmente el diagrama. Del punto de encuentro (intersección) con una de las curvas se parte en horizontal hacia la izquierda hasta encontrar la escala vertical (ordenadas) donde están las resistencias correspondientes en kg/cm² según la escala utilizada.

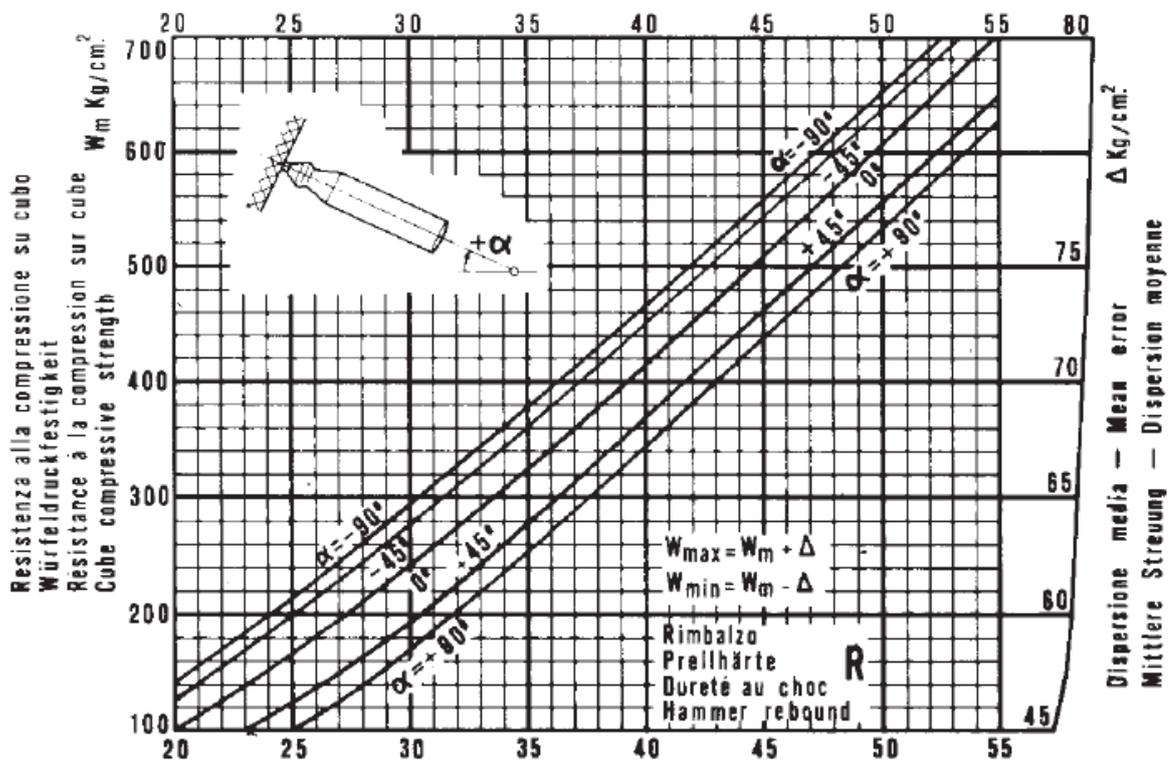


Gráfico 2.7: Curva de resistencia a la compresión Vs. Rebote (Manual de CONTROLS Instrucción Mod. 58-C0181/N)

2.12.3.3.5 LIMITES DE VALIDEZ DE LAS CURVAS DE CALIBRACION

Las curvas de calibración del esclerómetro (Gráfico 2.7) han sido trazadas en base a mediciones efectuadas sobre un gran número de probetas cubicas antes controladas con el esclerómetro y después probadas a compresión sobre una máquina de prueba. Todas las probetas cubicas empleadas han sido confeccionadas con un concreto preparado con áridos y cemento Portland de buena calidad. Antes de la prueba a compresión cada probeta ha sido bloqueado entre los dos platos de la máquina de prueba y por tanto controlado con 10 golpes de esclerómetro sobre una cara lateral.

De las experiencias realizadas resulta que la curva de calibración no está en ningún modo condicionada de la dosificación del cemento, de la composición granulométrica, del diámetro de los áridos y de la relación agua/cemento. Se han notado sin embargo diferencias en los siguientes casos:

- i. Productos en piedra artificial de pequeñas dimensiones o contruidos con concretos de composiciones inusuales.
Es aconsejable en estos casos efectuar una serie preliminar de pruebas para determinar la relación entre los valores de rebote y la calidad del material.
- ii. Concretos compuestos de agregados poco resistentes, ligeros o fisurables. En este caso la resistencia efectiva del concreto es más baja de la correspondiente a la curva de calibración. En caso de dudas se deberá determinar experimentalmente la correlación entre los valores de rebote y la resistencia real.
- iii. Concretos confeccionados con piedras de superficie demasiado lisa inutilizables para concretos a alta resistencia. Dado que en este caso el valor de rebote se refiere únicamente a la uniformidad, por lo que es difícil establecer la resistencia del concreto.
- iv. Se verifica el mismo fenómeno del punto 3 utilizando áridos sucios o arcillosos.
- v. Concretos pobres de arena con baja relación agua/cemento, insuficientemente trabajados con la consiguiente formación de huecos invisibles exteriormente pero ciertamente con influencia negativa sobre los valores de rebote.
- vi. Concretos desencofrados recientemente o bien estacionados en agua. Antes de efectuar pruebas esclerométricas es deseable secar la superficie a controlar.
- vii. Concretos muy viejos y secos. Su superficie está siempre exageradamente dura y por tanto el esclerómetro da un valor superior a la realidad. En este caso, sería necesario eliminar con la muela la parte superficial en una profundidad de aprox. 10 mm y efectuar las pruebas esclerométricas prestando atención a no golpear los áridos más gruesos.

2.12.3.4 DETERMINACIÓN DEL ACERO DE REFUERZO (PICADO EN PUNTOS DE INVESTIGACIÓN)

La prueba consiste en el picado respectivo del elemento estructural para la inspección y determinación del acero de refuerzo existente, de cuya inspección debe

determinarse la distribución de acero según medición de picado en punto de investigación. La prueba debe determinarse en zonas de menos esfuerzo.

2.12.3.5 MICRO COVERMETER 8010 SONDA DE PROFUNDIDAD – DETERMINACIÓN DEL ACERO DE REFUERZO

El MICRO COVERMETER 8010 es un instrumento para localizar barras de refuerzo y medir el exacto recubrimiento de concreto, al mismo la separación de las barras de refuerzo y los estribos. Los detectores de barras de refuerzo son dispositivos menos sofisticados que sólo pueden localizar objetos metálicos debajo de la superficie.



Figura 2. 39: Componentes del MICRO COVERMETER 8010

Se utilizan diferentes disposiciones de bobina para generar varios campos magnéticos. procesamiento de señal avanzadas apoya no sólo la localización de barras de refuerzo, sino también la determinación de la cubierta y la estimación del diámetro de la barra. Este método no es afectado por todos los materiales no conductores, tales como concreto, madera, plásticos, ladrillos, etc. Sin embargo, cualquier tipo de materiales conductores dentro del campo magnético tendrá una influencia en la medición.

2.12.3.5.1 METODO (BS1881-204:1988)³

Se fundamenta al método de inducción de pulsos, por lo que se basa en la tecnología de inducción de pulso electromagnética para detectar barras de refuerzo. Las Bobinas en la sonda pagan periódicamente por impulsos de corriente y por lo tanto generan un campo magnético. Inducen un campo magnético en direcciones opuestas.

³ Método para determinar el tamaño de la barra y la cubierta cuando no se conoce.

El cambio resultante en el voltaje puede ser utilizado para la medición de Barras de refuerzo que están más cerca de la sonda o de mayor tamaño y producen un campo magnético más fuerte.

Los detectores de barras de refuerzo modernos utilizan diferentes disposiciones de bobina para generar varios campos magnéticos. procesamiento de señal avanzadas apoya no sólo la localización de barras de refuerzo, sino también la determinación del recubrimiento y la estimación del diámetro de la barra. Este método no es afectado por todos los materiales no conductores, tales como concreto, madera, plásticos, ladrillos, etc. Sin embargo, cualquier tipo de materiales conductores dentro del campo magnético tendrá una influencia en la medición.

Ventajas:

- Estimación de la barra de refuerzo mediante la calibración del equipo.
- No influenciada por la humedad y las heterogeneidades del concreto
- Bajos costos

Desventaja del método de inducción de pulso:

- Rango de detección limitada
- El espacio mínimo barra depende profundidades de recubrimiento.

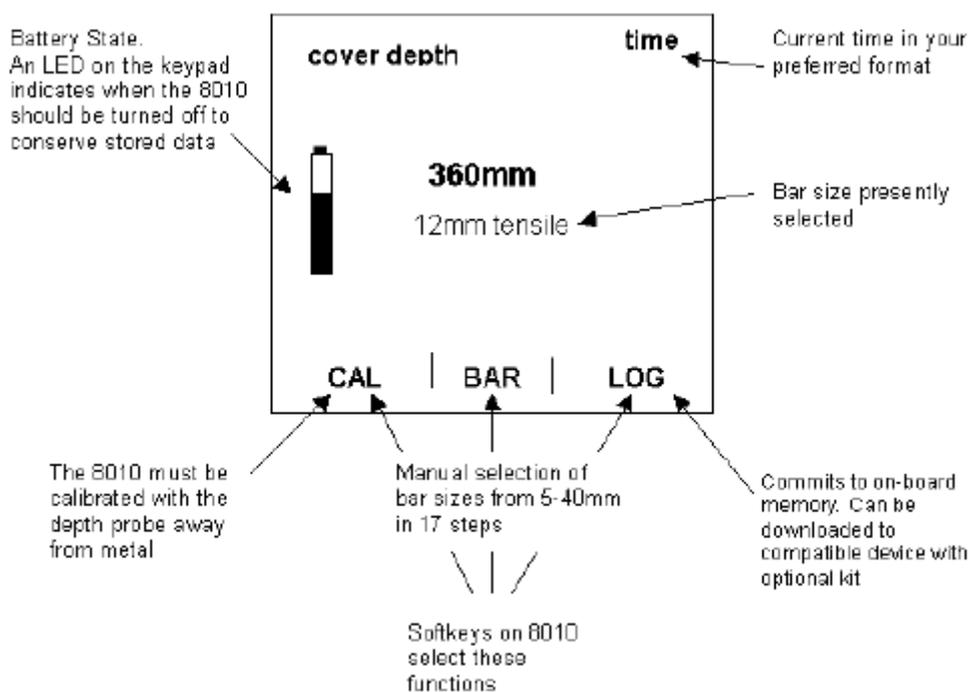


Figura 2. 40 Pantalla COVERMETER 8010, Medidor de recubrimiento (Manual de COVERMETER 8010)

2.12.3.5.2 CARACTERÍSTICAS

Tabla 2.7: Características del equipo de sondaje COVERMETER

SONDA DE PROFUNDIDAD	Esto tiene un rango de 0 a un máximo que varía con el tamaño de la barra de refuerzo. Normalmente, una barra de 6 mm puede ser localizado a 220 mm Y una barra de 40 mm se puede localizar a 360mm
EXACTITUD	± 1 mm o $\pm 5\%$ hasta el 75% de la escala máxima. Para BS1881 Parte 204 o mejor
TAMAÑO DE BARRA	Cubiertas de 20 mm a un máximo depende del tamaño de la barra. Las condiciones de error se muestran en el instrumento. Se utiliza el método de lectura con dos inserciones bloque separador según BS1881 ⁴ .
PRECISIÓN DE LA ESTIMACIÓN	\pm tamaño de 1 bar en circunstancias ideales a ± 2 tamaños de barras en los casos de anomalía material o barras muy próximas entre sí.
MONITOR	Pantalla métrica en todo mm. Pantalla Imperial con 10 Décimas por encima de 9,5 pulgadas y 100 décimas abajo.
MÉTODO DE BÚSQUEDA	Lectura continua en la pantalla con adición de audio incorporado de paso variable en el comando.
PUESTA A CERO	Se presiona el botón de búsqueda con la cabeza en el aire.
FÉRREOS AGREGADOS	El instrumento está diseñado para compensar los efectos de los materiales ferrosos en el agregado.
TIPOS DE BARRAS	De alta resistencia, acero suave y 40/60 toneladas de aceros son atendidos y hay una escala 0-1000 para el uso por parte del cliente para aplicar sus propias tablas para aplicaciones especiales.

Fuente: Manual de COVERMETER 8010

Este método puede utilizarse con medidores de tener separadas escalas calibradas para diferentes tamaños de barras. La gama de la cubierta sobre la que el método es aplicable dependerá del equipo que se utiliza, por lo que es necesario la calibración para cada tamaño de barra.

⁴ BS1881-204:1988 Testing concrete. Recommendations on the use of electromagnetic covermeter; Recomendaciones sobre el uso de medidor de recubrimiento electromagnético, Método para determinar el tamaño de la barra y la cubierta cuando no se conoce.

2.12.3.6 MEDIDOR ULTRASÓNICO

El método de la velocidad de pulso ultrasónico se utiliza para calcular la calidad y la resistencia a la compresión de un material basándose en la relación entre la densidad y la elasticidad del material. Empleando este método ultrasónico, calcula indirectamente el módulo de elasticidad y la resistencia del concreto. El aparato se utiliza por lo general in situ para evaluar la uniformidad del concreto y para localizar grietas, fisuras y defectos debidos al fuego y la helada.

El instrumento utiliza transductores como emisores y receptores para calcular la velocidad del pulso midiendo el tiempo de transmisión. Esta unidad flexible puede medir a través de la transmisión directa, semi directa, indirecta o propagación por superficie para adaptarse a las necesidades de prácticamente cualquier ensayo in situ. También puede utilizar transductores exponenciales con puntas para ensayos en superficies rugosas como concreto proyectado.



Figura 2. 41 Instrumento ultrasónico.

2.12.3.6.1 CARACTERÍSTICAS

- Mediciones de profundidad de fisuras
- Detección de áreas con cavidades y vacíos
- Estimación de propiedades mecánicas del concreto, resistencia y módulo de elasticidad

RERERENCIAS NORMATIVAS:

- Pulsos Ultrasónicos ASTM C597.

2.12.4 PATOLOGÍAS EN EDIFICACIONES

La presente sección se presenta con fines referenciales al tema en estudio, en las cuales, se dan referencias de las patologías en edificaciones familiares.

Cada día se aprecia el interés profesional sobre el tema de la Patología Estructural motivados por el creciente número de daños, mal funcionamiento, intervenciones normativas o deterioro por el simple paso del tiempo. Crece también el interés por conocer métodos y técnicas que puedan emplearse de manera segura, en el tratamiento de problemas en las edificaciones ante el creciente número de daños que no sería Preocupante si ellos aparecieran en edificaciones construidas hace bastantes años, no así cuando conocemos que tales anomalías se ven en construcciones nuevas y en algunos casos cuando aún no se han dado al servicio (Gallo López, 2006).

2.12.4.1 ¿QUÉ ES UNA PATOLOGÍA ESTRUCTURAL?

El concepto de patologías estructurales es relativamente nuevo a nivel académico, pero siempre ha existido y se ha manifestado a lo largo de la historia, dando a conocer la importancia de ser conscientes de la trascendencia que tiene el examinar los posibles problemas que puede llegar a tener una edificación en su sistema estructural o en elementos no estructurales, bien sea por factores internos o externos.

Si se deseara definir el concepto de patología estructural⁵, se tendrá que partir inicialmente de una analogía entre las estructuras o edificaciones y el ser humano o cualquier otro ser vivo, puesto que se entenderá entonces una patología estructural como la presencia o evidencia de fallas o comportamiento irregular de una edificación, con las cuales, no se puede garantizar la seguridad de la misma.

De esta manera surgen tres conceptos claves para manejar una patología estructural; los cuales son:

- i. Identificar cual es el comportamiento defectuoso, (Enfermedad).
- ii. Realizar una investigación de las posibles causas de ese comportamiento irregular. (Diagnostico).
- iii. Plantear acciones inmediatas (Tratamiento o Terapia.)

⁵ PATOLOGÍAS EN ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO; Recopilación de información y procedimientos necesarios para entender y tratar una patología en estructuras de concreto reforzado. Recuperado de <http://patologiasestructurasconcreto.blogspot.pe/p/definicion-patologia-estructural.html>

Todo esto con el fin de garantizar las condiciones necesarias de seguridad y confort que pueda ofrecer una edificación en función de su estructura.

Se define entonces la **Patología estructural** como la ciencia dedicada al estudio sistemático y ordenado de los daños y fallas que se presentan en las edificaciones, analizando el origen o las causas y consecuencias de ellos para que, mediante la formulación de procesos, se generen las medidas correctivas para lograr recuperar las condiciones de desempeño de la estructura (Gallo López, 2006).

De manera sintetizada se revisará algunos conceptos que permiten entender mejor las diversas patologías del concreto y de sus componentes. Las patologías pueden aparecer por tres motivos: Defectos, Daños o Deterioro (Astorga & Rivero – 2009):

- Las patologías que aparecen por **Defectos**, son aquellas relacionadas con las características intrínsecas de la estructura, son los efectos que surgen en la edificación producto de un mal diseño, una errada configuración estructural, una construcción mal elaborada, o un empleo de materiales deficientes o inapropiados para la obra. Un defecto en la edificación, puede traducirse en altas vulnerabilidades, dejando la estructura expuesta a sufrir daños y deterioros de magnitudes incalculables.
- Las patologías causadas por **Daños**, son las que se manifiestan durante y/o luego de la incidencia de una fuerza o agente externo a la edificación. Los daños pueden ser producto de la ocurrencia de un evento natural, como un sismo, una inundación, un derrumbe, entre otros. Pero también pueden aparecer daños en las estructuras causados por el uso inadecuado de las mismas, por ejemplo, el caso en el que la edificación es obligada a soportar un peso superior al que fue concebido inicialmente (sobrecarga).
- Otro origen de las patologías, puede ser el **Deterioro** de la edificación. Las obras generalmente se diseñan para que funcionen durante una vida útil, pero con el transcurrir del tiempo, la estructura va presentando manifestaciones que deben ser atendidas con prontitud. La exposición al medio ambiente, los ciclos continuos de lluvia y sol, el contacto con sustancias químicas presentes en el agua, en el aire, en el entorno; hacen que la estructura se debilite continuamente.

2.12.4.2 PATOLOGÍAS EN EDIFICACIONES FAMILIARES

Las edificaciones familiares, por lo general, presentan fallas que provienen de sectores en los que se producen cambios de las propiedades resistentes, problemas de diseño de construcción o mala ejecución técnica, la utilización de materiales de baja calidad; lo cual generan la incertidumbre de las condiciones de servicio y son patologías existentes.

2.12.4.2.1 PATOLOGIAS POR CALIDAD DE MATERIALES

Depende de cuatro factores (Gallo López, 2006).

- i. Influencia de la relación árido-cemento
- ii. Influencia de la dosificación de cemento
- iii. Influencia de la relación agua-cemento
- iv. Aire ocluido

- **Influencia de la relación árido-cemento**

La relación árido-cemento tiene una influencia muy directa sobre la calidad del concreto final, por lo cual se detallan algunas pautas a tener en cuenta a fin de evitar patologías ligadas con esta relación.

- Granulometrías adecuadas: Son especialmente malas las deficitarias en diámetros comprendidos entre 0,08 y 2,5 mm y las que contienen excesos de fracciones finas.
- El árido debe ser compatible con las distancias entre armaduras, entre encofrados y entre encofrados y armaduras.

- **Influencia de la dosificación de cemento**

Las altas dosificaciones de cemento generan en el concreto las siguientes patologías:

- Mayor calor de hidratación debido a la mayor cantidad de aluminato tricálcico que genera el cemento al hidratarse.
- Fuertes retracciones térmicas debido al incremento del volumen del concreto por acción del calor de hidratación y, posterior enfriamiento y disminución del volumen.
- Fuertes retracciones hidráulicas, debido a la evaporación rápida del agua de amasado por el exceso de calor de hidratación.

- **Influencia de la relación agua-cemento**

Entre menos agua se utilice, se tendrá una mejor calidad de concreto siempre, algunas ventajas que se obtienen al reducir el contenido de agua son:

- Se incrementa la resistencia a la compresión y a la flexión.
- Se tiene menor permeabilidad, y por ende mayor hermeticidad y menor absorción.
- Se incrementa la resistencia al intemperismo.
- Se logra una mejor unión entre capas sucesivas y entre el concreto y el refuerzo.

2.12.4.2.2 PATOLOGÍA DEL CONCRETO POR CORROSIÓN

Se produce este fenómeno por ataques químicos de diversos medios agresivos, recubrimientos insuficientes, tales como (Gallo López, 2006):

- **Corrosión por gases atmosféricos**

Los principales agentes de emisión de gases son por combustión de carbón o petróleo, los cuales generan el dióxido de carbono CO_2 que reacciona con los componentes alcalinos de la fase acuosa del cemento hidratado y da lugar a una pérdida de la alcalinidad del concreto.

- **Corrosión por agua**

La patología de corrosión de armadura debido a la calidad de agua y la forma de ataque de estas se detalla a continuación:

- Aguas puras: Atacan al concreto por disolución
- Aguas ácidas o salinas: Atacan al cemento convirtiéndolo en sales solubles, que se disuelven
- Aguas selenitosas: Producen un ataque especialmente grave, puesto que reaccionan con el aluminato tricálcico dando ettringita que es expansiva.
- Agua de mar Produce una desagregación muy grave por disolución del cemento.

- **Corrosión por componentes orgánicos**

Los componentes orgánicos nocivos más comunes para el concreto son: Aceite y grasas, Leche y mantequilla, Vino y derivados, Cerveza. Producen ácidos que atacan al concreto y a veces a la armadura generando patologías de corrosión graves.

CAPITULO 3

PROYECTO ARQUITECTÓNICO DE INTERVENCIÓN

3.1 PROYECTO ARQUITECTÓNICO DE INTERVENCIÓN

El proyecto arquitectónico de las dos (02) edificaciones en estudio son construcciones existentes, la obtención de planos de arquitectura corresponden a previo levantamiento de datos en las edificaciones, los mismos se detallan en la sección de Planos de Arquitectura – Levantamiento. Se detallan las características del material predominante, la antigüedad de la edificación, uso original, cambio de uso o uso proyectado, numero de niveles, sistema estructural.

Se proporcionan, los planos de uso proyectado a Caja Arequipa en la sección de planos, en las cuales refleja los cambios que se tendrán que realizar por adecuación a los ambientes de la entidad financiera.

3.1.1 EDIFICIO EXISTENTE - PUNO

Uso original	: Vivienda - Comercio
Cambio de Uso a	: Entidad financiera Caja Arequipa - oficinas
Antigüedad	: 10 Años (1° Nivel) 5 Años (Niveles Superiores)
Sistema Estructural	: Concreto Armado (Cierre perimetral con muros de albañilería confinado a pórticos – Sólidos artesanales)
Número de Niveles	: 06 Niveles
Dirección	: Av. El Sol N° 270 - Puno



Figura 3.1: Edificación existente en estudio – Puno



Figura 3.2: Edificación existente – Puno

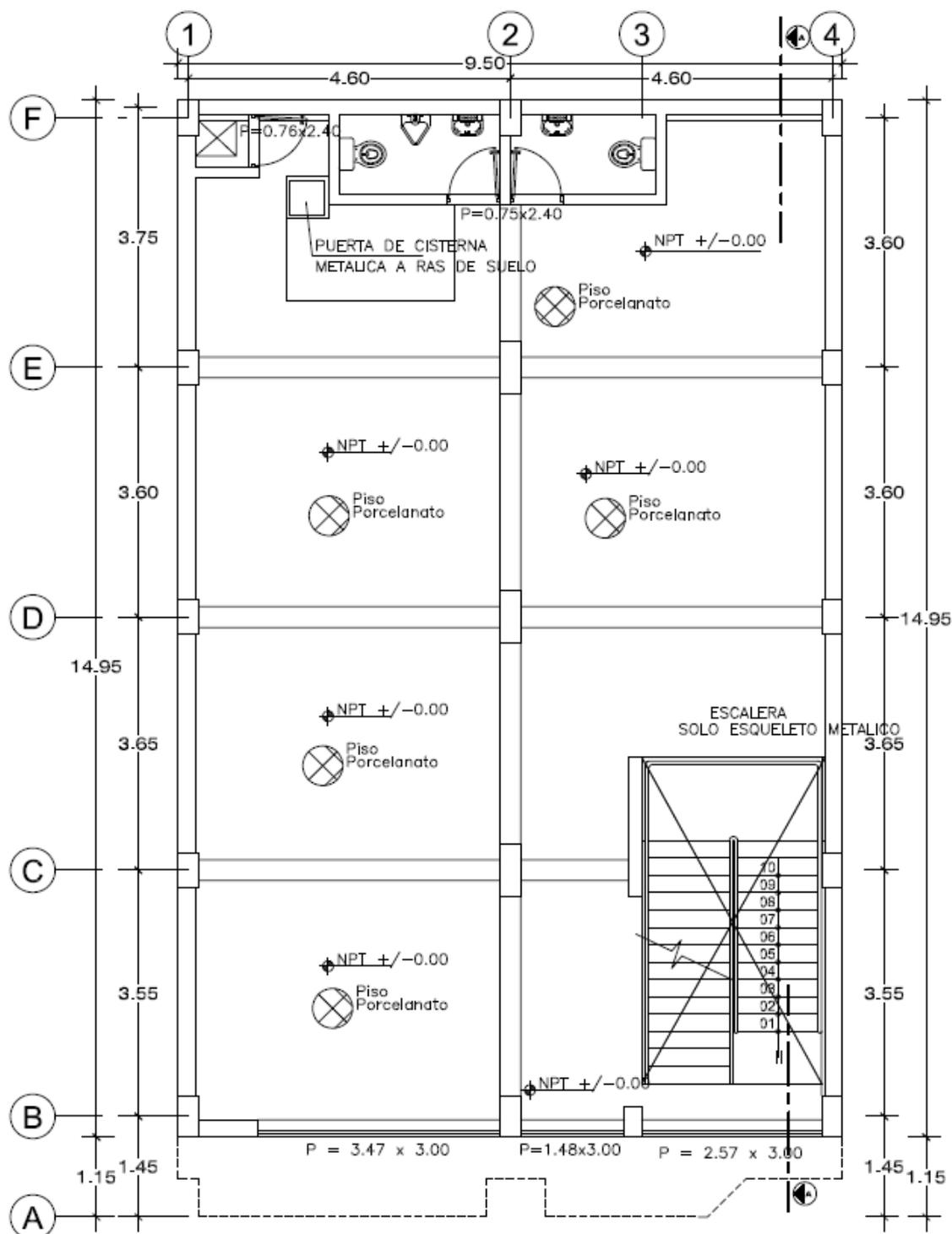


Figura 3.3: Primera planta – Edificación existente Puno

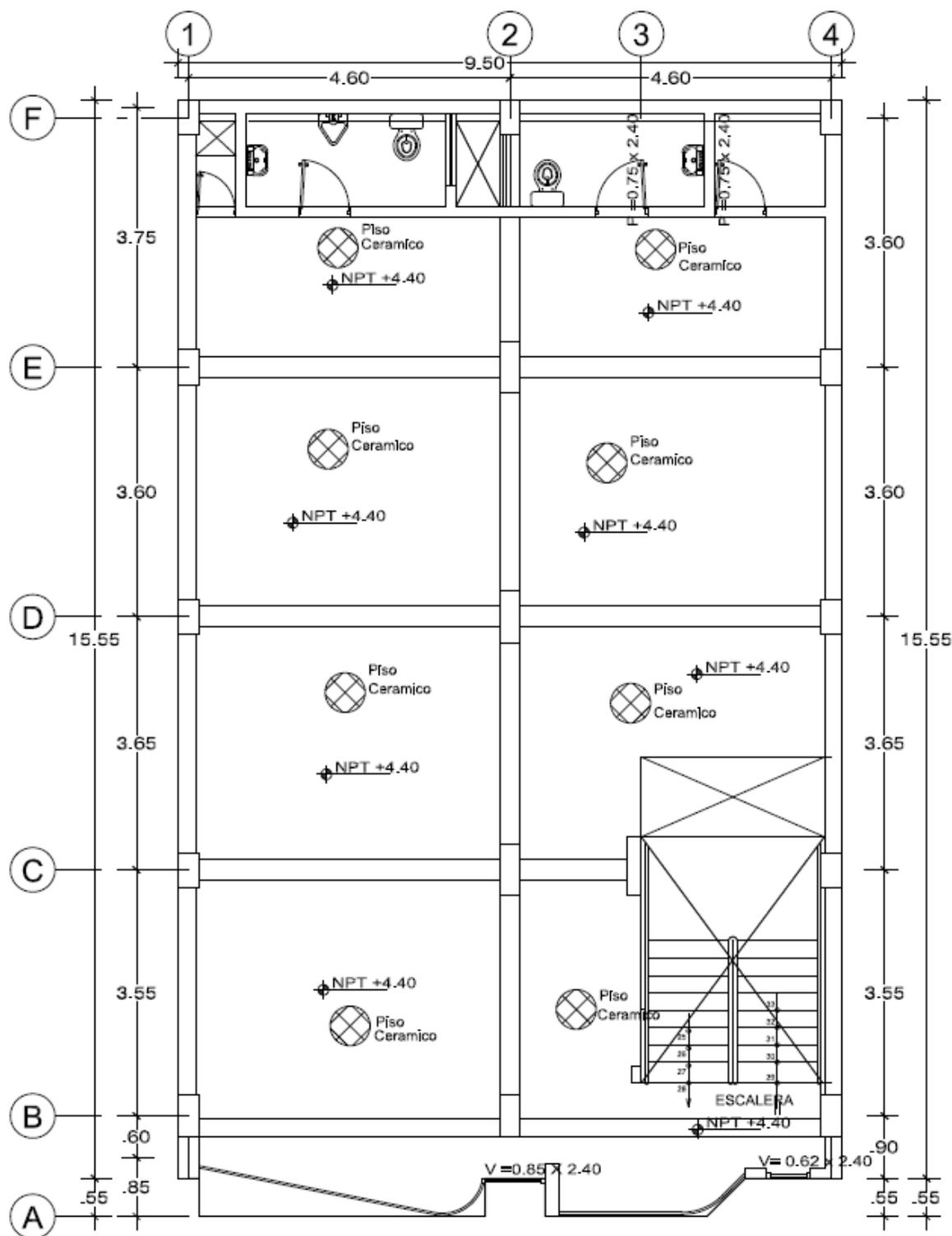


Figura 3.4: Segunda planta – Edificación existente Puno

Ver planos de levantamiento arquitectónico en la sección de planos.

3.1.2 EDIFICIO EXISTENTE - AZÁNGARO

Uso original	: Vivienda
Cambio de Uso a	: Entidad financiera Caja Arequipa - oficinas
Antigüedad	: 04 años (1° a 3° Nivel);
Sistema Estructural	: Albañilería Confinada (Cierre perimetral con muros de albañilería confinado a vigas y columnas – Sólidos artesanales)
Número de Niveles	: 03 Niveles;
Dirección	: Jr. Puno 289 - Plaza de Armas Azángaro



Figura 3.5: Edificación existente – Azángaro

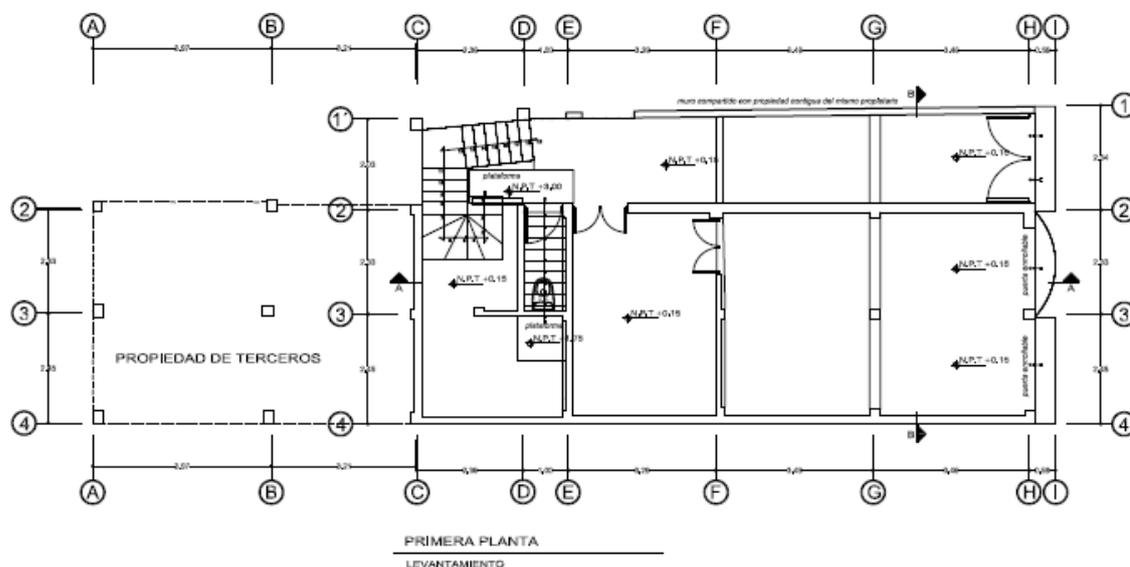


Figura 3.6: Primera planta – edificación existente Azángaro

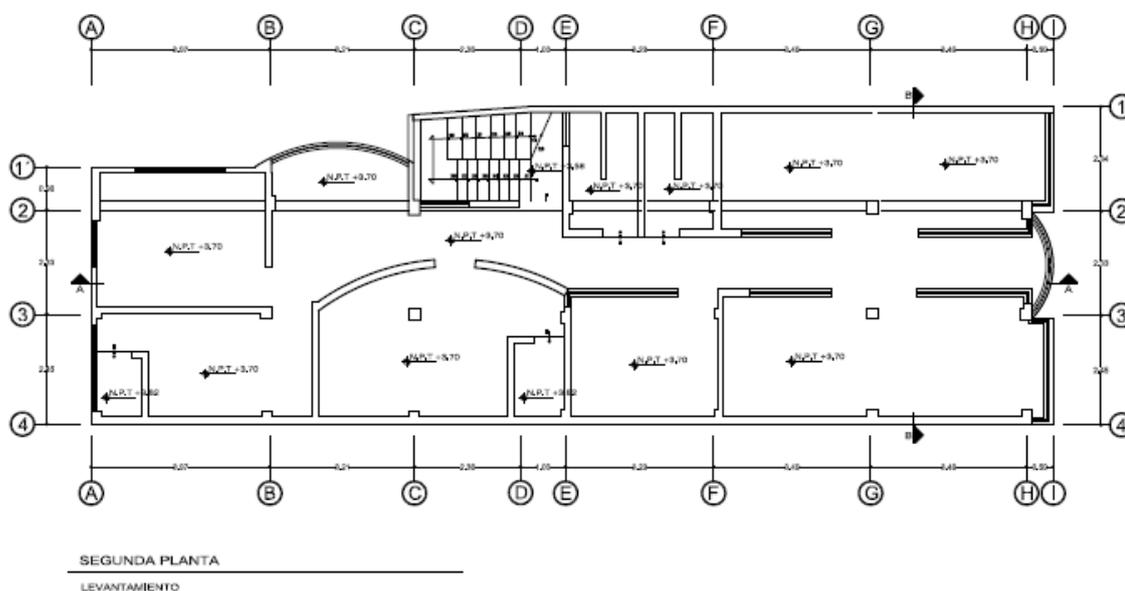


Figura 3.7: Segunda planta – edificación existente Azángaro

Ver planos de levantamiento arquitectónico en la sección de planos.

CAPÍTULO 4

ESTUDIOS BÁSICOS DE INGENIERÍA

4.1 ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS

4.1.1 INTRODUCCIÓN

El estudio de mecánica de Suelos, para el caso en estudio, tiene por finalidad determinar las condiciones geotécnicas de los medios en evaluación, en la que, mediante un análisis de trabajos en campo, laboratorio y gabinete, determinarán los parámetros geotécnicos. Por lo cual, se tomarán en consideración los siguientes aspectos:

- ✓ Tipo de suelo.
- ✓ Nivel freático.
- ✓ Capacidad de carga última del suelo.
- ✓ Factor de seguridad.
- ✓ Capacidad de carga admisible.
- ✓ Forma de las zapatas.

El estudio geotécnico se realizó tomando en cuenta el reglamento nacional de edificaciones E.050 SUELOS Y CIMENTACIONES del RNE (2016), en la cual se aplican normas de la ASTM (American Society for Testing Materials), para el desarrollo de los trabajos de laboratorio y determinación de parámetros necesarios de suelos.

4.1.2 OBJETIVOS

Los objetivos principales son:

- a. Determinar los parámetros necesarios de suelo, que permita evaluar y definir el tipo de suelo existente de las dos edificaciones existentes.
- b. Determinar la capacidad de carga admisible del suelo donde se encuentran las edificaciones existentes.

4.1.3 EDIFICACIONES EN ESTUDIO

El estudio corresponde dos (02) edificaciones existentes, en las que se realizaron la extracción de muestras, según lo normado por el reglamento nacional de edificaciones E.050.

PUNO Edificio existente para Caja Arequipa Sede Puno (Av. El Sol N°270), de acuerdo a información, excavaciones realizadas y observaciones en campo “IN SITU”, la estructura está apoyada sobre zapatas aisladas, se verifica la existencia de viga de arriestre (0.30m x 0.40m) en el perímetro de la edificación. La muestra se extrajo de la zona de excavación de la prospección realizada, encontrándose niveles de agua a -1.00 m.



Figura 4.1: Prospección de Zapatas existentes, se visualiza nivel de agua – Edificación Puno.

AZANGARO Edificio existente para Caja Arequipa Sede Azángaro (Jr. Puno 289). No se realizó la prospección de las zapatas, se presume que la estructura está apoyada sobre zapatas aisladas, por ser lo habitual en construcciones de viviendas de albañilería en la zona. La muestra se extrajo de una calicata adyacente a la edificación existente a -1.00m, no se verificó niveles de agua.

4.1.4 DESARROLLO DE LOS TRABAJOS DE CAMPO

Se consideró lo establecido por el RNE E.050. SUELOS Y CIMENTACIONES, Consistiendo en la exploración de suelos, mediante el método más apropiado de acuerdo a su naturaleza, así como el reconocimiento Geotécnico del área donde se ubica la estructura.

4.1.5 TRABAJOS EN LABORATORIO

Los ensayos realizados para el estudio de mecánica de suelos se listan a continuación:

- ✓ Contenido de Humedad, ASTM D-2216
- ✓ Límites de Atterberg, ASTM-423
- ✓ Análisis granulométrico, ASTM D-4222
- ✓ Clasificación unificada de suelos según ASTM D-2487
- ✓ Corte directo ASTM D-3080

Los ensayos se realizaron en el Laboratorio de Mecánica de Suelos y Materiales de la carrera profesional de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional del Altiplano - Puno, los cuales fueron clasificados y seleccionados siguiendo el procedimiento de la ASTM D-2488 "Práctica recomendada para descripción de Suelos".

4.1.5.1 CONTENIDO DE HUMEDAD. NTP 339.127 (ASTM- D 2216)

Luego de la clasificación y organización de las muestras se tomó el contenido de humedad de todas ellas, de la descripción de las mismas. Adicionalmente en los ensayos se determina la humedad del espécimen antes y después de los ensayos cuando es necesario. En otros casos los pesos húmedo y seco del espécimen integro han servido para determinar la humedad.

4.1.5.2 LÍMITES DE CONSISTENCIA. NTP 339.129 (ASTM - 4318)

Según la caracterización de cada material de las edificaciones en estudio, se realizó cada ensayo por presentar visualmente contenido de finos, sea el caso para arcillas y limos.

4.1.5.3 GRANULOMETRÍA. NTP 339.128 (ASTM - 421, ASTM - 422)

Los resultados de los ensayos de granulometría han sido necesarios para clasificar los suelos. En todos los casos se ha empleado el método mecánico.

4.1.5.4 ENSAYOS DE CORTE DIRECTO NTP 339.171 (ASTM D3080)

En los ensayos de corte directo realizados tienen la finalidad de encontrar parámetro de cálculo de la capacidad portante del terreno de fundación previa determinación de los parámetros geotécnicos de la cohesión y ángulo de fricción de los suelos.

4.1.6 TRABAJOS DE GABINETE

Los trabajos de gabinete consistieron en el análisis de los datos de campo e información de laboratorio, cálculo e interpretación de los resultados, formulación de parámetros de diseño.

Se procedió a continuación a la determinación de la clasificación de los materiales del sub suelo de cada material. Desde luego se determinó la capacidad de carga admisible del suelo. El análisis de las zapatas se realiza en el Capítulo 5 Ingeniería del proyecto.

Para ver detalles de los ensayos realizados ver anexos: **ANEXO A-1**: Estudio de suelos – ensayos de laboratorio – Puno; **ANEXO B-1**: Estudio de suelos – ensayos de laboratorio – Azángaro).

4.1.7 DESCRIPCIÓN GEOTÉCNICA DE ESTRATOS.

De la inspección en calicatas realizadas para la edificación de la ciudad de Puno, según evaluación en laboratorio y gabinete, se pudo determinar la homogeneidad del estrato; del Nivel 0.00 hasta -1.50 m. se presenta Arena arcillosa (SC) hasta la profundidad de exploración de los suelos (Considerado a profundidad de cimentación). (Ver tabla 4.1).

Para la edificación de Azángaro, se pudo determinar la homogeneidad de los estratos; la zona superficial del estrato se encuentra material de relleno con escombros, subyacente a este, del Nivel 0.00 hasta -1.00 m se presenta arena arcillosa y arena limosa (SC y SM) hasta la profundidad de exploración de los suelos (Considerado a profundidad de cimentación) (Ver tabla 4.2).

4.1.8 RESULTADOS ENSAYOS DE SUELOS

Se muestra el resumen de los parámetros obtenidos de los ensayos de suelos, los cuales se encuentran en los anexos:

ANEXO A-1: Estudio de suelos – ensayos de laboratorio – Puno.

ANEXO B-1: Estudio de suelos – ensayos de laboratorio – Azángaro.

Tabla 4.1: Descripción geotécnica de estrato - resumen ensayo de suelos – Puno

Profundidad	DESCRIPCION DEL SUELO	Simbolo	Espesor estrato	Datos (*)
0.00 0.50 1.00 1.50	m. Estrato conformado por arenas arcillosas (SC) NF=1.00 m. m.		(0.00 - 1.50m) 1.50m	L.L. = 28.78 I.P.= 11.13 $\gamma_t = 1.706 \text{ Kg/cm}^3$ $c' = 0.123 \text{ Kg/cm}^2$ $\phi' = 14.93^\circ$ $\gamma_{sat} = 1.879 \text{ Kg/cm}^3$
N.F.= Nivel freático L.L.= Límite Líquido I.P.= Índice de plasticidad γ_t = Peso específico del suelo		γ_{sat} = Peso específico saturado del suelo c' = Cohesión ϕ' = Ángulo de fricción		
(*) Datos obtenidos de ensayos de laboratorio (Ver Anexo A-1)				

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 4.2: Descripción geotécnica de estrato - resumen ensayo de suelos Azángaro

Profundidad	DESCRIPCION DEL SUELO	Simbolo	Espesor estrato	Datos (*)
0.00 0.50 1.00 1.50	m. Estrato conformado por arena arcillosa - limosa (SC-SM) No se verifica Nivel Freático m.		(0.00 - 1.00) 1.00m	L.L. = 21.14 L.P. = 16.01 I.P.= 5.13 $c' = 0.219 \text{ Kg/cm}^2$ $\phi' = 17.88^\circ$ $\gamma_t = 1.803 \text{ Kg/cm}^3$
L.L.= Límite Líquido L.P.= Límite Plástico I.P.= Índice de plasticidad		γ_t = Peso específico del suelo c' = Cohesión ϕ' = Ángulo de fricción		
(*) Datos obtenidos de ensayos de laboratorio (Ver Anexo B-1)				

Fuente: Elaboración propia.

4.2 CAPACIDAD DE CARGA

4.2.1 CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE DEL SUELO

Se denomina como capacidad de carga admisible de una cimentación, aquella carga que al ser aplicada no provoque falla o daños en la estructura soportada, con la aplicación de un factor de seguridad. La capacidad de carga no solo está en función de las características del suelo, sino que depende del tipo de cimentación y del factor de seguridad adoptado (Nij Patzán, 2009).

4.2.1.1 FACTOR DE SEGURIDAD

El cálculo de la capacidad de carga permisible total en cimentaciones superficiales requiere la aplicación de un factor de seguridad (FS) a la capacidad de carga total última (Braja M., 2012):

$$q_{perm} = \frac{q_u}{FS} \quad \text{Ecuación 4.1}$$

Q_{perm} = Capacidad de carga permisible

q_u = Capacidad de carga total última

FS = Factor de seguridad

4.2.1.2 CÁLCULO DE LA CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE

Para el caso de la cimentación de las estructuras a analizar corresponde a un sistema de cimentación superficial por medio de zapatas, según el caso de la evaluación in-situ y teniendo en cuenta los siguientes factores:

- Profundidad de cimentación.
- Dimensión de los elementos de la cimentación.
- Características físico – mecánicas de los suelos ubicados dentro de la zona activa de la cimentación.
- Ubicación del Nivel Freático.

Terzaghi (1943), fue el primero en presentar una teoría completa para evaluar la capacidad de carga última de cimentaciones aproximadamente superficiales. De acuerdo con su teoría, una cimentación es superficial si la profundidad, D_f (*Profundidad de cimentación*), es menor que o igual a su ancho. Sin embargo, investigadores posteriores sugirieron que las cimentaciones con D_f igual a tres o cuatro veces su ancho se podría definir como cimentaciones superficiales (Braja M., 2012).

Terzaghi sugirió que para una cimentación continua o corrida (es decir, cuando la relación del ancho entre longitud de la cimentación tiende a cero), la superficie de falla en el suelo ante carga ultima se puede suponer similar a la que se muestra en la Figura 4.2.

El efecto del suelo arriba del fondo de la cimentación también se puede suponer que se reemplaza por una sobrecarga equivalente, $q = \gamma D_f$, (donde γ es el peso específico del suelo). La zona de falla bajo la cimentación se puede separar en tres partes (Braja M., 2012). Vease la siguiente figura:

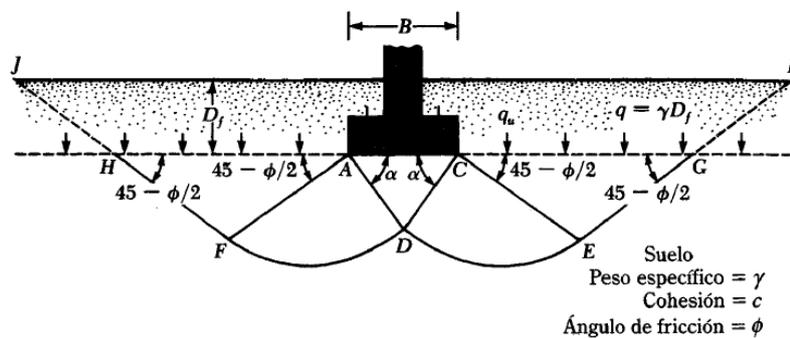


Figura 4.2: Falla por capacidad de carga en suelo bajo una cimentación rígida corrida (Braja M., 2012).

$$q_u = cN_c + qN_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad \text{Ecuación 4.2}$$

Los factores de Capacidad de Carga se definen mediante las siguientes relaciones

$$N_c = (N_q - 1) c \tan \phi$$

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} N \phi$$

$$N \phi = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi$$

Donde:

- qu. = Presión de carga última
- c = Cohesión
- q = $\gamma \cdot D_f$
- Df. = Profundidad de Cimentación y/o Desplante
- γ = Peso Unitario del Suelo
- ϕ = Ángulo de Fricción Interna

B = Ancho de la Zapata

N_c, N_γ, N_q = Factores de Capacidad de Carga (VESIC 1973).

Para la determinación de la capacidad de carga de las edificaciones se optó por la metodología de Meyerhof⁶, por ser más conservadora y considera que en este caso se ha realizado una verificación, en la cual la capacidad de carga debe ser la más real.

Para tomar en cuenta la forma de la cimentación, la resistencia cortante a lo largo de la superficie de falla encima del fondo de cimentación y además la carga puede estar inclinada, Meyerhof (1963) sugirió la siguiente forma para la ecuación de capacidad general de carga:

$$q_u = cN_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + qN_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i} \quad \text{Ecuación 4.3}$$

Dónde:

N_c, N_q, N_γ = Factores que dependen de ϕ .

F_{cs}, F_{cd}, F_{ci} = Factores de forma.

F_{qs}, F_{qd}, F_{qi} = Factores de profundidad.

$F_{\gamma s}, F_{\gamma d}, F_{\gamma i}$ = Factores de inclinación de carga.

Nij Patzán, (2009), establece para el caso de carga vertical y horizontal:

En el caso de carga vertical:

$$q_u = cN_c F_{cs} F_{cd} + qN_q F_{qs} F_{qd} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} \quad \text{Ecuación 4.4}$$

En el caso de carga inclinada:

$$q_u = cN_c F_{cd} F_{ci} + qN_q F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma d} F_{\gamma i} \quad \text{Ecuación 4.5}$$

Factores de capacidad de carga de Meyerhof:

$$N_q = \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) e^{\pi \tan \phi} \quad \text{Ecuación 4.6}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad \text{Ecuación 4.7}$$

⁶ Ecuaciones de capacidad de carga más utilizadas, Ecuación de Meyerhof, (Nij Patzán, 2009) en Guía práctica para el cálculo de capacidad de carga en cimentaciones superficiales, losas de cimentación, pilotes y pilas perforadas / Pág. 65.

$$N_{\gamma} = (N_q - 1) \tan(1.4\phi) \quad \text{Ecuación 4.8}$$

Factores de forma:

$$F_{cs} = 1 + 0.2 \cdot Kp \frac{B}{L}, \text{ para cualquier valor de } \phi$$

$$F_{qs} = F_{\gamma s} = 1 + 0.1 \cdot Kp \cdot \frac{B}{L}, \text{ para } \phi > 10^\circ$$

$$F_{qs} = F_{\gamma s} = 1, \text{ para } \phi = 0^\circ$$

Factores de profundidad:

$$F_{cd} = 1 + 0.2 \cdot \sqrt{Kp} \frac{D_f}{B}, \text{ para cualquier valor de } \phi$$

$$F_{qd} = F_{\gamma d} = 1 + 0.1 \cdot \sqrt{Kp} \cdot \frac{B}{L}, \text{ para } \phi > 10^\circ$$

$$F_{qd} = F_{\gamma d} = 1, \text{ para } \phi = 0^\circ$$

Factores de inclinación de carga:

$$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\theta}{90}\right)^2, \text{ para cualquier valor de } \phi$$

$$F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\theta}{\phi}\right)^2, \text{ para } \phi > 10^\circ$$

$$F_{\gamma i} = 0, \text{ para } \phi = 0^\circ$$

Para los anteriores factores se tiene:

$$Kp = \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$$

θ = ángulo de la fuerza inclinada respecto a la vertical

B, L, D_f definidos previamente

4.2.1.3 MODIFICACIONES DE LAS ECUACIONES DE CAPACIDAD DE CARGA POR NIVEL FREÁTICO (Braja M., 2012)

Caso I: Si el nivel freático se ubica tal que $0 \leq D_1 \leq D_f$, el factor q , en las ecuaciones de capacidad de carga toma la forma de:

$$q = D_1 \gamma + D_2 (\gamma_{sat} - \gamma_w) \quad \text{Ecuación 4.9}$$

Donde:

γ_{sat} = Peso específico saturado del suelo.

γ_w = Peso específico del agua

Además, el valor de γ en el último término de las ecuaciones se tiene que reemplazarse por $\gamma' = (\gamma_{sat} - \gamma_w) \cdot$

Caso II: Para un nivel freático ubicado entre $0 \leq d \leq B$,

$$q = \gamma D_f \quad \text{Ecuación 4.10}$$

En este caso, el factor γ en el último termino de las ecuaciones toma la forma:

$$\bar{\gamma} = \gamma' + \frac{d}{B}(\gamma - \gamma')$$

Caso III: Cuando el nivel freático se ubica tal que $d \geq B$, el agua no tendrá efecto sobre la capacidad de carga última.

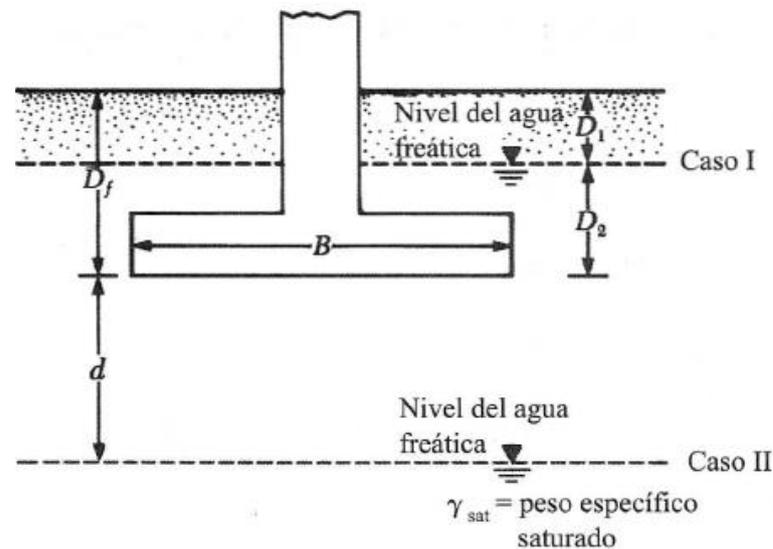


Figura 4.3: Modificaciones de las ecuaciones de capacidad de carga por nivel de agua freática (Braja Das, 2012)

4.2.2 RESULTADOS CAPACIDAD DE CARGA

A continuación, se dan los resultados de capacidad de carga admisible de cada edificación en estudio. El análisis de las zapatas se da en el capítulo 5 Ingeniería del proyecto, en el cual, se analizan el efecto de las excentricidades y presiones de contacto en la base de la fundación.

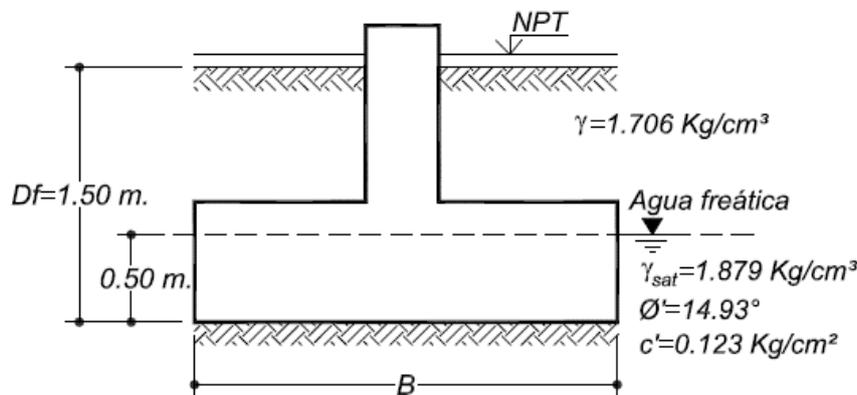
	UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL CAPACIDAD DE CARGA POR CORTE DIRECTO	
	TESIS: Reforzamiento Estructural De Edificaciones Familiares Para El Uso De Entidades Financieras – Caso Caja Arequipa - Puno LUGAR: CAJA AREQUIPA Sede Institucional Azángaro - Jirón Puno 289	

CALCULO DE LA CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE

1/2

DATOS:

- B = 2.00 m. Ancho de la cimentación
- L = 2.45 m. Longitud de la cimentación
- D = 1.50 m. Profundidad de la cimentación
- $\phi' = 14.93^\circ$ Angulo de fricción (De los ensayos de suelos)
- $c' = 12.06 \text{ kN/m}^2$ Cohesión (De los ensayos de suelos)
- $\gamma = 16.73 \text{ kN/m}^3$ Peso especifico del suelo
- FS = 3 Factor de seguridad
- N.F= 0.50 m. Nivel Freático
- $\gamma_{\text{sat}} = 18.43 \text{ kN/m}^3$ Peso especifico saturado del suelo



Ecuación de Meyerhof

Para el caso de una carga vertical:

$$q_u = cN_c F_{cs} F_{cd} + qN_q F_{qs} F_{qd} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d}$$

No se toma el factor de inclinación al no haber ninguna carga inclinada.

Factores de capacidad de carga de Meyerhof

$$N_q = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) e^{\pi \tan \phi} = 3.92$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi = 10.93$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4\phi) = 1.11$$

	UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO	
	ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL	
	CAPACIDAD DE CARGA POR CORTE DIRECTO	
TESIS:	Reforzamiento Estructural De Edificaciones Familiares Para El Uso De Entidades Financieras – Caso Caja Arequipa - Puno	
LUGAR:	CAJA AREQUIPA Sede Institucional Azángaro - Jirón Puno 289	

Factores de forma

2/2

$$Kp = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) = 1.694106 ; \phi > 10^\circ$$

$$F_{cs} = 1 + 0.2 \cdot Kp \frac{B}{L} = 1.27659$$

$$F_{qs} = F_{\gamma s} = 1 + 0.1 \cdot Kp \cdot \frac{B}{L} = 1.13829$$

Factores de profundidad

$$F_{cd} = 1 + 0.2 \cdot \sqrt{Kp} \frac{D_f}{B} = 1.19524$$

$$F_{qd} = F_{\gamma d} = 1 + 0.1 \cdot \sqrt{Kp} \cdot \frac{B}{L} = 1.09762$$

Modificación de la capacidad de carga por nivel freático

Según la ubicación del nivel freático, corresponde al caso I de modificación de carga por nivel freático (Braja M. 2012).

$$D_1 = 1.00 \text{ m.}$$

$$\gamma = 16.73 \text{ kN/m}^3$$

$$q = D_1 \gamma + D_2 (\gamma_{sat} - \gamma_w)$$

$$D_2 = 0.50 \text{ m.}$$

$$q = 21.04 \text{ kN/m}^2$$

$$\gamma_{sat} = 18.43 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_w = 9.81 \text{ kN/m}^3$$

Capacidad de carga admisible

De los cálculos de factores de capacidad de carga, forma, profundidad y modificación de capacidad de carga por nivel freático se tiene:

$$q_u = cN_c F_{cs} F_{cd} + qN_q F_{qs} F_{qd} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} = 316.07 \text{ kN/m}^2$$

$$q_u = 316.07 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{F.S.} = 3$$

$$q_{adm} = \frac{q_u}{FS} = 105.36 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{adm} = 105.36 \text{ kN/m}^2$$

$$= 10.74 \text{ Tn/m}^2$$

$$= 1.07 \text{ Kg/cm}^2$$

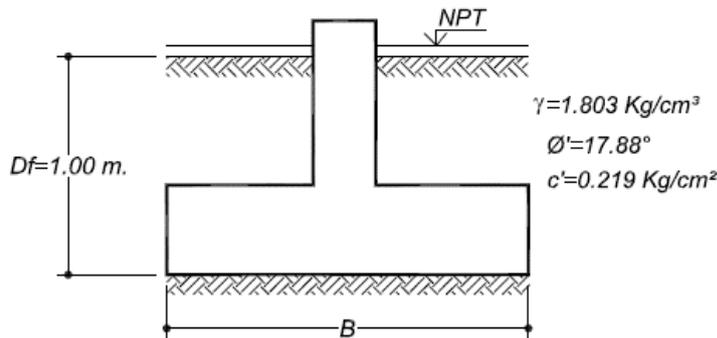
	UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO	
	ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL	
	CAPACIDAD DE CARGA POR CORTE DIRECTO	
TESIS:	Reforzamiento Estructural De Edificaciones Familiares Para El Uso De Entidades Financieras – Caso Caja Arequipa - Puno	
LUGAR:	CAJA AREQUIPA Sede Institucional Azángaro - Jirón Puno 289	

CALCULO DE LA CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE

1/2

DATOS:

- B = 1.30 m. Ancho de la cimentación
- L = 1.30 m. Longitud de la cimentación
- D = 1.00 m. Profundidad de la cimentación
- $\phi' = 17.88^\circ$ Angulo de fricción (De los ensayos de suelos)
- $c' = 21.48 \text{ kN/m}^2$ Cohesión (De los ensayos de suelos)
- $\gamma = 17.68 \text{ kN/m}^3$ Peso especifico del suelo
- FS = 3 Factor de seguridad



Ecuación de Meyerhof

Para el caso de una carga vertical:

$$q_u = cN_c F_{cs} F_{cd} + qN_q F_{qs} F_{qd} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d}$$

No se toma el factor de inclinación al no haber ninguna carga inclinada.

Factores de capacidad de carga de Meyerhof

$$N_q = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) e^{\pi \tan \phi} = 5.20$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi = 13.01$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4\phi) = 1.96$$

Factores de forma

$$K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) = 1.886105 ; \phi > 10^\circ$$

	UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO	
	ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL	
	CAPACIDAD DE CARGA POR CORTE DIRECTO	
TESIS:	Reforzamiento Estructural De Edificaciones Familiares Para El Uso De Entidades Financieras – Caso Caja Arequipa - Puno	
LUGAR:	CAJA AREQUIPA Sede Institucional Azángaro - Jirón Puno 289	

$$F_{cs} = 1 + 0.2 \cdot Kp \frac{B}{L} = 1.37722 \quad 2/2$$

$$F_{qs} = F_{\gamma s} = 1 + 0.1 \cdot Kp \cdot \frac{B}{L} = 1.18861$$

Factores de profundidad

$$F_{cd} = 1 + 0.2 \cdot \sqrt{Kp} \frac{D_f}{B} = 1.21129$$

$$F_{qd} = F_{\gamma d} = 1 + 0.1 \cdot \sqrt{Kp} \cdot \frac{B}{L} = 1.10564$$

Debido a que no se verifica niveles de agua freática. Por lo tanto:

$$q = \gamma D_f \quad D_f = 1.00 \text{ m.}$$

$$q = 17.68 \text{ kN/m}^2 \quad \gamma = 17.68 \text{ kN/m}^3$$

Capacidad de carga admisible

De los cálculos de factores de capacidad de carga, forma, profundidad, se tiene:

$$q_u = cN_c F_{cs} F_{cd} + qN_q F_{qs} F_{qd} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} = 616.48 \text{ kN/m}^2$$

$$q_u = 616.48 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{F.S.} = 3$$

$$q_{adm} = \frac{q_u}{\text{F.S.}} = 205.49 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{adm} = 205.49 \text{ kN/m}^2$$

$$= 20.95 \text{ Tn/m}^2$$

$$= 2.10 \text{ Kg/cm}^2$$

Tabla 4.3: Resumen Capacidad de carga de suelos de las edificaciones

Edificación	B	L	q_u (Kg/cm ²)	F.S.	q_{adm} (Kg/cm ²)
Puno	2.00	2.45	3.21	3	1.07
	1.50	2.45	3.18	3	1.06
	1.75	1.75	3.21	3	1.13
Azángaro (*)	1.30	1.30	6.29	3	2.1

Fuente: Elaboración propia.

(*) Dimensiones estimadas con fines de determinación de las condiciones geotécnicas.

4.3 EVALUACIÓN PRELIMINAR DE LAS ESTRUCTURAS

Se hizo la evaluación preliminar de las estructuras de las dos (02) edificaciones, siguiendo el procedimiento sugerido por el Ing. J. Porras en “Evaluación y reparación de estructuras; ICG”.

Realizado la inspección preliminar en las edificaciones, se efectuaron los siguientes ensayos a las estructuras, según la disponibilidad de los equipos y medios:

- Esclerometría ASTM C805.
- Determinación del acero de refuerzo y recubrimientos (COVERMETER)
- Determinación del acero de refuerzo (Picado en puntos de investigación)

Nota: No se efectuó el ensayo de Extracción de núcleos con diamantina en las edificaciones, debido a la autorización denegada del propietario por perjuicios estructurales. Sin embargo, se realizaron ensayos con esclerómetro, debidamente justificados en la siguiente sección.

4.3.1 ENSAYO DE ESCLEROMETRIA

Para las edificaciones existentes de Puno y Azángaro, citadas en el proyecto, se desconoce de las resistencias de los elementos estructurales y planos estructurales del proyecto inicial, por lo que se optó por el ensayo de Esclerometría para la determinación del número de rebote y estimación de la resistencia de los elementos estructurales como vigas, columnas y losas. El esclerómetro utilizado es N’CONTROLS.

Para la determinación del valor promedio de numero de rebote se siguió la recomendación de la ASTM C805, en la cual se descartan valores que difieran en 6 unidades de la media. Se ejecutó dicho ensayo, recopilando datos según puntos de muestreo escogidas aleatoriamente, de tal modo, que se pueda tener un registro de cada pórtico según la componente que corresponda. (Vigas, losas, columnas).

La siguiente etapa corresponde a trabajos en gabinete, según la correlación de datos, la estimación de la resistencia de los elementos estructurales de las dos edificaciones existentes.



Figura 4.4: Ensayos no destructivos con esclerómetro realizado en la edificación Puno.

Rojas Reyes, (2010) en “Determinación de la Resistencia a la compresión de cilindros a edades con esclerómetro”, correlaciona el ensayo de compresión simple con el ensayo no destructivo Esclerometría, la cual da una idea precisa y que están perfectamente ligados entre sí, y que las mismas son influenciadas según sus propiedades. En la determinación de la resistencia, establece que las resistencias a compresión obtenidas, son superiores al ensayo con esclerómetro, por lo que la calidad de materiales, y edades afectan de manera directa las lecturas tomadas por esclerómetro.

Delibes Lioiers, (2010) en “Determinación de la resistencia del hormigón mediante ensayos no destructivos realizados con esclerómetro y ultrasonidos” según experiencias realizadas por INTEMAC en áreas de elementos estructurales que se obtienen con ensayos no destructivos, recoge datos en 8 obras, para la determinación de la resistencia a compresión del concreto en estructuras acabadas. Se basa en la correlación de datos de ensayos no destructivos con esclerómetro, comparado con probetas prefabricadas, deduciéndose errores de 12% hasta 20% respecto a las probetas prefabricadas adoptado a un nivel de confianza al 95% de los resultados para el proceso de calibración.

Martínez Lebrusant (2012), según la norma UNE-EN 12504-2 en “Evaluación de la resistencia a compresión in-situ en estructuras”, para la determinación del Índice de rebote (esclerómetro) asegura que con una adecuada correlación de puede estimar la resistencia in situ.

Según lo expuesto en los párrafos anteriores, se optó por el factor por margen de seguridad del 95% (0.95), debido a la incertidumbre de la calidad de los materiales existentes en las edificaciones en estudio, por lo que los valores promedio se verán afectado a un factor de **0.95x.F.C.** (**F.C.:** Factor de corrección por correlación de datos de resistencia a compresión de testigos Vs. Ensayo no Destructivo “Esclerómetro”).

4.3.1.1 CORRELACIÓN DE DATOS DE RESISTENCIA A COMPRESIÓN DE TESTIGOS VS. ENSAYO NO DESTRUCTIVO “ESCLERÓMETRO”.

Se optó el procedimiento sugerido por Adolfo Delibes Lioiers-2010, según experiencias realizadas por INTEMAC, que correlaciona datos de ensayos no destructivos con esclerómetro comparado con probetas prefabricadas.

Según el procedimiento sugerido por Rosario Martínez Lebrusant en Evaluación de la resistencia a compresión in-situ en estructuras; procedimiento de correlación directa con testigos, se requiere al menos 18 parejas de resultados, que cubre el rango de interés para establecer la relación entre la resistencia a compresión y el resultado por el método indirecto, en este caso el ensayo con esclerómetro.

Se siguieron procedimientos normados según la ASTM C805 para esclerómetro y ASTM C39 de Compresión de Especímenes Cilíndricos de Concreto. Se utilizaron probetas prefabricadas de tesis de la escuela Profesional de Ingeniería Civil – UNA Puno, Probetas de obra de la empresa ACUARIL S.A.C. ORURILLO y de la obra de G.U.E. San Carlos – Puno.

Éstas fueron sometidas al ensayo de compresión en el laboratorio de construcciones de la escuela Profesional de Ingeniería Civil – UNA PUNO, cuya finalidad fue de tomar lecturas del número de rebote y resistencia con el esclerómetro y compararlas con los resultados del ensayo a compresión, para obtener una desviación estándar de los errores relativos en resistencias de compresión simple Vs. Esclerómetro:

Tabla 4.4: Correlación de rotura de briquetas vs. Esclerómetro

N°	Obra	Testigo	Esclerómetro		Errores	
		f_c (Kg/cm ²) (1)	R (Prom)→	$f_{c \rightarrow}$ (Kg/cm ²) (2)	Absoluto (1) -(2)	Relativo (1) :(2)
1	TESISTAS EPIC UNA PUNO	165.44	25	165	0.437	1.003
2		124.47	21	115	9.472	1.082
3		124.17	22	122	2.169	1.018
4		128.93	22	122	6.932	1.057
5		219.21	27.6	200	19.212	1.096
6		191.27	26	178	13.265	1.075
7		229.41	28	205	24.408	1.119
8		272.91	31.5	255	17.912	1.070
9		254.85	31	245	9.853	1.040
10		227.53	28	205	22.535	1.110
11		224.88	28	205	19.880	1.097
12		292.82	32.5	275	17.820	1.065
13		215.22	27	190	25.215	1.133
14	ACUARIL S.A.C. - ORURILLO	204.24	26.5	185	19.235	1.104
15		264.75	29.25	225	39.754	1.177
16		135.51	22.5	130	5.506	1.042
17		273.55	31.5	255	18.551	1.073
18		202.73	25.67	175	27.727	1.158
19		201.15	25.25	170	31.148	1.183
20		196.96	25.25	170	26.964	1.159
21	EMP CONSTRUCTORA ARC S.R.L. - G.U.E. SAN CARLOS	291.38	30.5	245	46.379	1.189
22		292.19	31.75	260	32.192	1.124
23		285.82	32.5	275	10.823	1.039
24		272.22	30	235	37.223	1.158
25		154.36	22.75	135	19.362	1.143
Fuente: Elaboración propia.						

f_c = Resistencia en Kg/cm² asignada de acuerdo al ensayo de compresión de testigos.

$f_{c \rightarrow}$ = Resistencia en Kg/cm² deducida del ensayo con esclerómetro para la correlación.

R = Numero de rebote promedio del ensayo con esclerómetro.

Figuran además el error absoluto y la relación entre los valores anteriores. Se observa que los valores del ensayo con esclerómetro son inferiores a los valores del ensayo a compresión de los testigos. El error relativo representa el verdadero coeficiente corrector que se debería utilizar para obtener la resistencia del concreto a partir de valores de resultados con esclerómetro. Este coeficiente ha variado entre 1.003 y 1.189 con los siguientes parámetros estadísticos:

Coefficiente corrector (Error relativo):

Valor medio = 1.101

Desviación estándar = 0.052

Coefficiente de variación = 4.72%

Análisis de resultados

De los resultados, se observa que se tiene un valor promedio relativamente próxima a la unidad, se debe a que la dispersión de datos es muy baja, por lo que permiten deducir el coeficiente de corrección para aproximar a las calibraciones, y para que las estimaciones de resistencia se aproximen a la resistencia real. En consecuencia, resulta cierto que, con un coeficiente corrector apropiado, la estimación de la resistencia es notablemente precisa, lo cual no hace sino confirmar lo correcto de la calibración y su adecuación a los resultados de resistencia de los concretos ensayados.

Debido a que la dispersión es relativamente nula, se tomará como factor de corrección al valor medio a un valor **F.C.= 1.101**

Los resultados del ensayo de Esclerometría para las estructuras existentes de las edificaciones en estudio, son calculados con el factor de corrección según la Figura 4.38: Curva de resistencia a la compresión Vs. Rebote dado en el Capítulo 4. (Para más detalles de los resultados del ensayo con esclerómetro en las edificaciones ver anexo B: Evaluación de las estructuras).

La correlación realizada para determinar el factor de corrección confirma lo correcto de la calibración del esclerómetro y su adecuación a los resultados de estimación de la resistencia a compresión para desde luego realizar los ensayos correspondientes con el esclerómetro en las dos edificaciones existentes de Puno y Azángaro.



Figura 4.5: Lecturas con esclerómetro a probeta en máquina de compresión.

Tabla 4.5: Resultados del ensayo con esclerómetro – Edificio existente Puno

ELEMENTO ESTRUCTURAL Edificio Puno		Resistencia estimada f'c	
COLUMNAS	30x40 cm	≈ 215	Kg/cm ²
	30x50 cm		
	30x60 cm		
	30x75 cm		
VIGAS	30x20 cm	≈ 220	Kg/cm ²
	30x40 cm		
	30x60 cm		
LOSA	h=20cm	≈ 220	Kg/cm ²

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 4.6: Resultados del ensayo con esclerómetro – Edificio existente Azángaro

ELEMENTO ESTRUCTURAL Edificio Azángaro		Resistencia estimada f'c	
COLUMNAS	25x25 cm	≈ 180	Kg/cm ²
	25x30 cm	≈ 205	Kg/cm ²
	25x35 cm	≈ 205	Kg/cm ²
	15x40 cm	≈ 190	Kg/cm ²
VIGAS	10x20 cm	≈ 205	Kg/cm ²
	25x20 cm	≈ 205	Kg/cm ²
	25x45 cm	≈ 205	Kg/cm ²
LOSA	h=20cm	≈ 205	Kg/cm ²

Fuente: Elaboración propia.

4.3.2 DETERMINACIÓN DE ACERO DE REFUERZO

4.3.2.1 PICADO EN PUNTOS DE INVESTIGACIÓN

Al no existir en nuestro país una guía sobre el procedimiento a seguir ante una situación en la que se requiera ensayos para la determinación del acero de refuerzo existente, se optó por el ensayo no destructivo para medición de recubrimientos, en la cual se explica más adelante y el picado de la estructura como ensayo destructivo.

La prueba consiste en el picado respectivo del elemento estructural para la inspección y determinación del acero de refuerzo existente, de cuya inspección debe determinarse la distribución de acero según medición de picado en punto de investigación. El picado de punto se determinó en zona de difícil detección con el ensayo no destructivo.

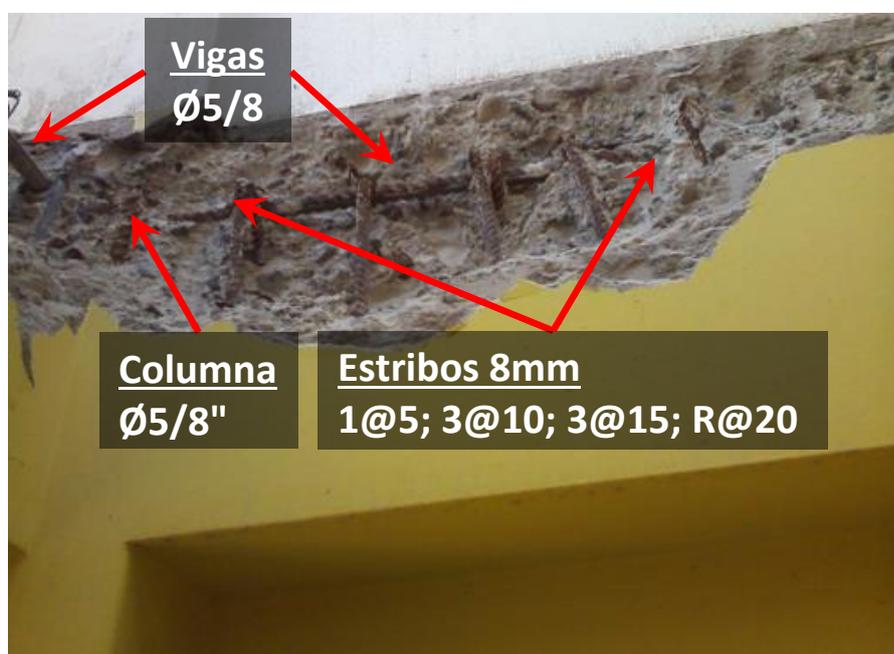


Figura 4.6: Picado en Viga de 4° Nivel 30x40 cm, Edificio – Puno



Figura 4.7: Picado en losa h=0.20 m (Ø1/2”), para registro de armadura existente caso edificio Puno.

4.3.3 DETERMINACIÓN DE RECUBRIMIENTOS Y ACERO CON MICRO COVERMETER 8010

Se utilizó la sonda de profundidad MICRO COVERMETER 8010 (Pacómetro), equipo disponible en el laboratorio de Construcciones de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil UNA – PUNO, siguiendo el procedimiento sugerido en el boletín *BS1881-204:1988 Testing concrete. Recommendations on the use of electromagnetic covermeters*, en la cual, como ensayo no destructivo, se pudo estimar la barra de refuerzo mediante la calibración del equipo y la medición del recubrimiento del acero de refuerzo, con la utilización de un bloque separador. El acero de refuerzo de columnas fue contrastado con el acero sobresaliente en los últimos niveles de las edificaciones existentes.



Figura 4.8: Componentes del MICRO COVERMETER 8010 – Laboratorio de Construcciones Escuela Profesional de Ingeniería Civil.



Figura 4.9: Determinación del acero de refuerzo y recubrimientos con Covermeter – edificio Puno.

4.3.4 DIMENSIONES Y REFUERZO EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES EXISTENTES:

Las dimensiones y el refuerzo en elementos estructurales existentes son determinados compatibilizando los ensayos de MICROCOVERMETER y PICADO EN PUNTOS DE INVESTIGACIÓN (Para mayor detalle revisar Anexo A-2; Anexo B-2 Evaluación estructural de las edificaciones - COVERMETER y Detalle de refuerzo en Planos). A continuación, se da el resumen de las dimensiones y refuerzo estructural de las edificaciones existentes de Puno y Azángaro, los mismos son detallados en el anexo correspondiente:

EDIFICIO PUNO

Tabla 4.7: Detalle de refuerzo y recubrimientos en columnas - Edificio Puno

COLUMNAS						
Columna			Rec. (mm)	Refuerzo existente		Refuerzo Cortante
b (cm)	h (cm)	bxh		As (cm ²)	Distribución	
30	40	30x40	44 mm	11.94	6Ø5/8"	Ø3/8"
30	50	30x50	44 mm	15.92	8Ø5/8"	Ø3/8"
30	60	30x60	44 mm	19.90	10Ø5/8"	Ø3/8"
30	75	30x75	44 mm	23.88	12Ø5/8"	Ø3/8"

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 4.8: Detalle de refuerzo y recubrimientos en vigas - Edificio Puno

VIGAS							
VIGA	b (cm)	h (cm)	bxh	Rec. (mm)	Refuerzo Inferior	Refuerzo Superior	Refuerzo Cortante
VP	30	20	30x20	33 mm	3Ø5/8"	3Ø5/8"	Ø8mm
VS	30	20	30x20	33 mm	3Ø5/8"	3Ø5/8"	Ø8mm
VP, PS	30	40	30x40	43 mm	3Ø5/8"	3Ø5/8"	Ø8mm
VP	30	60	30x60	44 mm	4Ø5/8"	4Ø5/8"	Ø3/8"
PS	30	60	30x60	44 mm	3Ø5/8"	3Ø5/8"	Ø3/8"
Cantos	10	20	10x20	25 mm	1Ø1/2"	1Ø1/2"	Ø1/4"

VP=Viga Principal; VS= Viga Secundaria

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 4.9: Distribución de Columnas y Dimensiones - Edificio Puno

Distribución de Columnas y Dimensiones						
COL	C-1	C-2	C-3	C-4	C-5	C-6
1° nivel	30x60	30x75	30x50	30x60	30x50	30x40
2° nivel	30x60	30x75	30x50	30x50	30x50	-
3° y 4° nivel	30x50	30x50	30x50	30x50	30x50	-
5° y 6° nivel	30x40	30x40	30x40	30x40	-	-

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 4.10: Detalle de refuerzo y recubrimientos en losas - Edificio Puno

LOSA	Rec. Inferior (mm)	Rec. Superior (mm)	Refuerzo existente
h=20cm, Aligerado unidireccional con ladrillos	20 mm	50 mm	1Ø1/2"+1Ø3/8"
h=20cm, Aligerado unidireccional con poli estireno	20 mm	50 mm	1Ø1/2"+1Ø3/8"

Fuente: Elaboración propia.

EDIFICIO AZÁNGARO

Tabla 4.11: Detalle de refuerzo y recubrimientos en Columnas - Edificio Azángaro

COLUMNAS			Recubrim. (mm)	Refuerzo existente		Refuerzo Cortante
b (cm)	h (cm)	b x h		As (cm ²)	Distribución	
25	25	25x25	33 mm	5.16	4Ø 1/2"	Ø8mm
25	30	25x30	32 mm	7.74	6Ø 1/2"	Ø8mm
25	35	25x35	32 mm	7.74	6Ø 1/2"	Ø8mm
15	40	15x40	33 mm	6.58	4Ø 1/2" + 2Ø 3/8"	Ø8mm

Fuente: Elaboración propia

Tabla 4.12: Detalle de refuerzo y recubrimientos en vigas y losas - Edificio Azángaro

VIGAS			Recubrim. (mm)	Refuerzo existente		Refuerzo Cortante
b (cm)	h (cm)	b x h		As (cm ²)	Distribución	
10	20	10x20	25 mm	2.58	2Ø 1/2"	Ø8mm
25	20	25x20	32 mm	5.16	4Ø 1/2"	Ø8mm
25	20	25x20	32 mm	7.74	6Ø 1/2"	Ø8mm
25	45	25x40	32 mm	7.74	6Ø 1/2"	Ø8mm
LOSA			Rec. Inferior (mm)	Rec. Superior (mm)	Refuerzo existente	
Losas aligeradas h=20cm			20 mm	50 mm	2Ø 1/2"	

Fuente: Elaboración propia

4.3.5 RESULTADOS EVALUACIÓN PRELIMINAR

La evaluación de las estructuras, se realizó determinando las dimensiones y propiedades de los elementos estructurales de cada edificación, por lo cual, se realizaron los ensayos correspondientes.

Los resultados de la evaluación de las estructuras, se dan en el anexo:

ANEXO A – EDIFICIO PUNO (Av. El Sol N°270)

- Anexo a-2: Evaluación preliminar de las estructuras de la edificación – Puno.

ANEXO B – EDIFICIO AZANGARO (Jr. Puno 289)

- Anexo b-2: Evaluación preliminar de las estructuras de la edificación – Azángaro.

CAPITULO 5

INGENIERIA DEL PROYECTO

5.1 FORMULACIÓN DEL NUEVO PROYECTO ARQUITECTÓNICO

5.1.1 ASPECTOS GENERALES

El nuevo proyecto arquitectónico, para las edificaciones existentes, contempla modificaciones, respecto al uso original, en los diferentes niveles debido a la adecuación y distribución de usos, ya sean para oficinas, salas de archivo, salas de computo, adaptado para los fines necesarios para la entidad financiera **Caja AREQUIPA**. El análisis y las verificaciones del proyecto de refuerzo de estructuras contempla el desarrollo del sistema resistente al nuevo uso.

5.1.2 NUEVO PROYECTO ARQUITECTÓNICO - PUNO

El Nuevo proyecto arquitectónico para la sede institucional Caja AREQUIPA – PUNO, según se detalla en planos es adaptado a entidad financiera de una edificación familiar, cuyos cambios de usos se mencionan a continuación:

Primer Nivel:

- Cajeros automáticos (ATM)
- Escaleras de acceso al segundo nivel
- Ejecutivo de ahorros
- Pre bóveda y Bóveda
- Hall de ingreso
- Plataforma
- Sala de espera
- Operaciones
- Jefe de plataforma

Segundo Nivel:

- Sala de espera
- Analistas de créditos
- Archivo
- Escalera acceso al tercer nivel y ascensor

- Administrador de agencia
- Servicios higiénicos
- Archivo

Tercer Nivel:

- Recuperación y gestor
- Área de recuperaciones
- Archivo
- Escalera acceso al cuarto nivel
- Comité 01
- Comité 02
- Servicios higiénicos

Cuarto Nivel:

- T.I.
- Oficinas
- Escaleras
- Servicios higiénicos

Quinto Nivel:

- Oficinas

Sexto Nivel

- Grupo electrógeno y Subestación

Áreas por niveles:

• Primer Nivel	142.10 m ²
• Segundo Nivel	151.44 m ²
• Tercer Nivel	151.44 m ²
• Cuarto Nivel	151.44 m ²
• Quinto Nivel	151.44 m ²
• Sexto Nivel	74.74 m ²
TOTAL,	777.74 m²

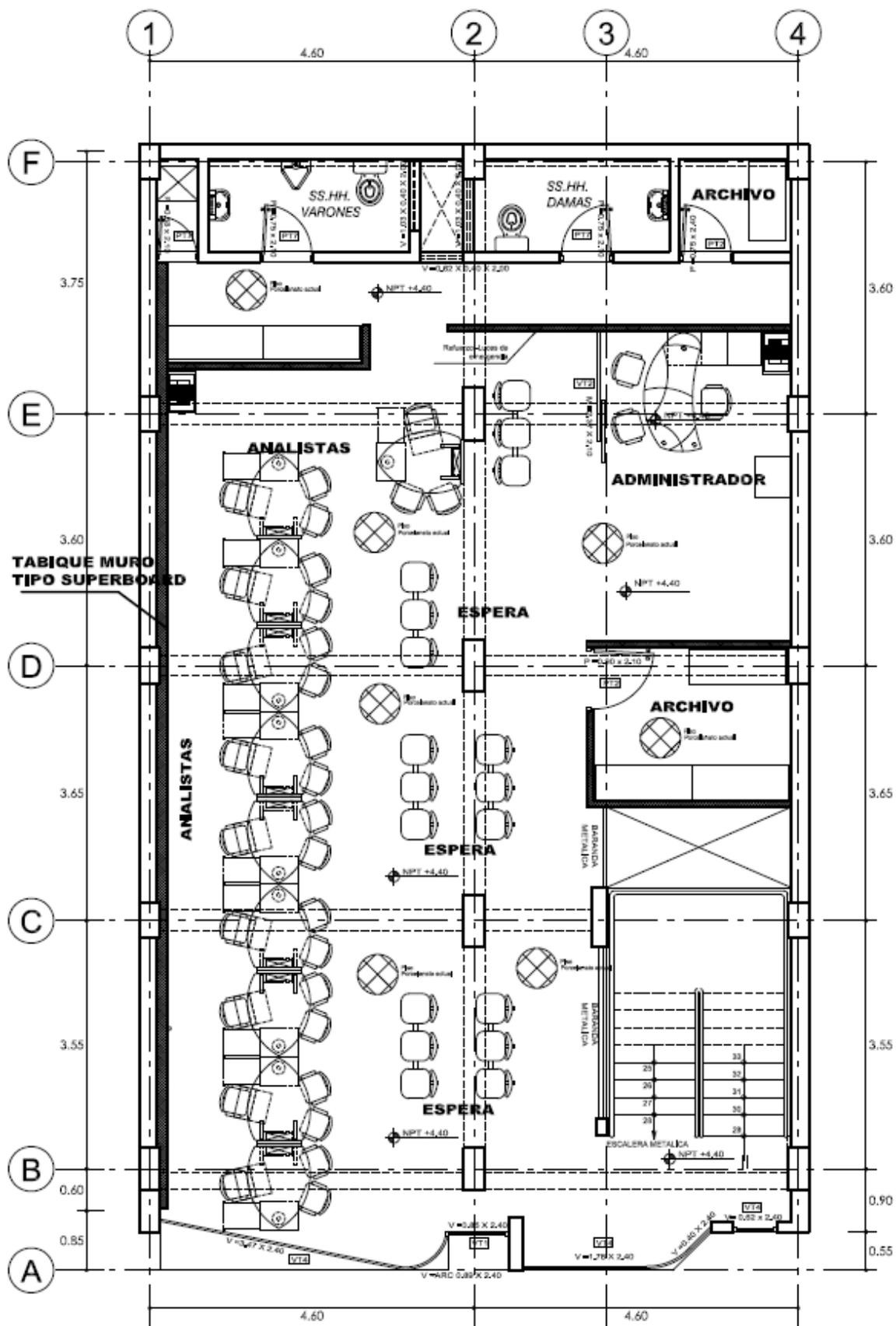


Figura 5.1: Adecuación de ambientes asociado al cambio de uso CAJA AREQUIPA Puno (2° Nivel)

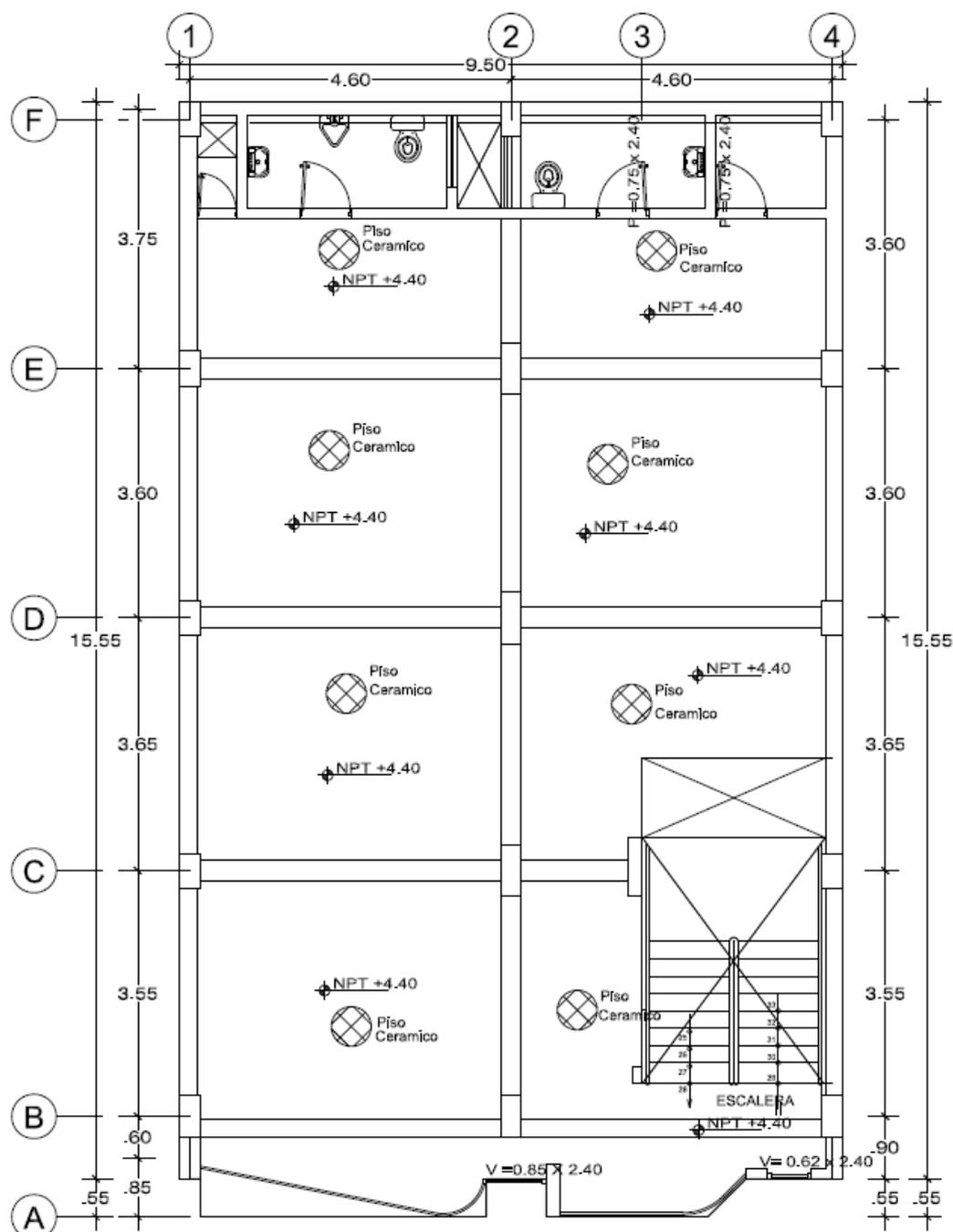


Figura 5.2: 2° nivel a ser intervenido - Puno

El cambio de uso implicará las siguientes modificaciones:

- Redistribución de ambientes mediante mobiliario y divisiones de vidrio y dry Wall.
- Para la edificación, Caja Arequipa requiere la inclusión de un ascensor, cuya finalidad se debe a la mejora de la accesibilidad de la edificación. La propuesta de ubicación y análisis se verá en la sección de reforzamiento estructural como estrategia para rigidizar la edificación.

Los planos de distribución para el uso a entidad financiera se muestran en la sección de planos de arquitectura.

5.1.2.1 DISTRIBUCION DE SOBRECARGAS - PUNO

Las distribuciones de sobrecargas son analizadas tomando en consideración la distribución de usos⁷ detallados en el Nuevo proyecto arquitectónico para la entidad financiera y son determinadas según la Norma E. 020 Cargas.

Tabla 5.1: Sobrecargas no previstas por cambio de uso Vs. Sobrecargas de uso original - Puno

NIVEL	SOBRECARGAS NO PREVISTAS USO A ENTIDAD FINANCIERA		SOBRECARGAS USO ORIGINAL VIVIENDA			
	Área	S/C	Área	S/C		
1°	S/C Oficinas	250.0	Kg/m ²	S/C Vivienda S/C Corredores y escaleras	200.0	Kg/m ²
	S/C Tabiquería Móvil	50.0	Kg/m ²			
	Salas de Archivo	500.0	Kg/m ²			
	S/C Corredores y escaleras (Asumido)	300.0	Kg/m ²			
2°	S/C Oficinas	250.0	Kg/m ²	S/C Vivienda S/C Corredores y escaleras	200.0	Kg/m ²
	S/C Tabiquería Móvil	50.0	Kg/m ²			
	Salas de Archivo	500.0	Kg/m ²			
	S/C Corredores y escaleras	300.0	Kg/m ²			
3°	S/C Oficinas, Sala TI	250.0	Kg/m ²	S/C Vivienda S/C Corredores y escaleras	200.0	Kg/m ²
	S/C Tabiquería Móvil	50.0	Kg/m ²			
	S/C Corredores y escaleras	300.0	Kg/m ²			
4°	S/C Oficinas	250.0	Kg/m ²	S/C Vivienda, Escaleras	200.0	Kg/m ²
	S/C Tabiquería Móvil	50.0	Kg/m ²	S/C Azotea	100.0	Kg/m ²
	S/C Azotea	100.0	Kg/m ²			
	S/C Corredores y escaleras	300.0	Kg/m ²	S/C Corredores y escaleras	200.0	Kg/m ²
5°	Grupo electrógeno	2.00	Tn	S/C Vivienda	200.0	Kg/m ²
	Sub Estación	2.00	Tn			
	S/C Azotea	100.0	Kg/m ²	S/C Azotea	100.0	Kg/m ²
6°	S/C Azotea	100.0	Kg/m ²	S/C Azotea	100.0	Kg/m ²

Fuente: Elaboración propia.

⁷ E. 020-2016 Cargas, RNE (Tabla N°01: Cargas vivas mínimas repartidas)

Según la distribución de Sobrecargas de cambio de uso Vs. Sobrecargas de uso original de la edificación familiar – Puno, se verifica el incremento de sobrecargas superiores a las previstas del uso original, esto es debido a usos de oficinas, salas de archivo, que tienen la sobrecarga superior a las de uso para edificaciones familiares.

5.1.3 NUEVO PROYECTO ARQUITECTÓNICO - AZANGARO

El proyecto arquitectónico para la sede institucional Caja AREQUIPA – AZANGARO, según se detalla en planos es adaptado a entidad financiera, cuyos cambios de usos se mencionan:

Primer Nivel:

- Cajeros automáticos (ATM)
- Escaleras de acceso al segundo nivel
- Ejecutivo de ahorros
- Ascensor
- Pre bóveda y Bóveda
- Hall de ingreso
- Plataforma
- Sala de espera
- Operaciones
- Asistente de operaciones.

Segundo Nivel:

- Sala de espera
- Analistas de créditos
- UPS (TI)
- Comité
- Gerente de agencia
- Servicios higiénicos
- Analistas

Tercer Nivel:

- Uso proyectado oficinas

Áreas por niveles:

- Primer Nivel 96.93 m²
- Segundo Nivel 143.12 m²
- Tercer Nivel 143.12 m²
- TOTAL, 383.17 m²**

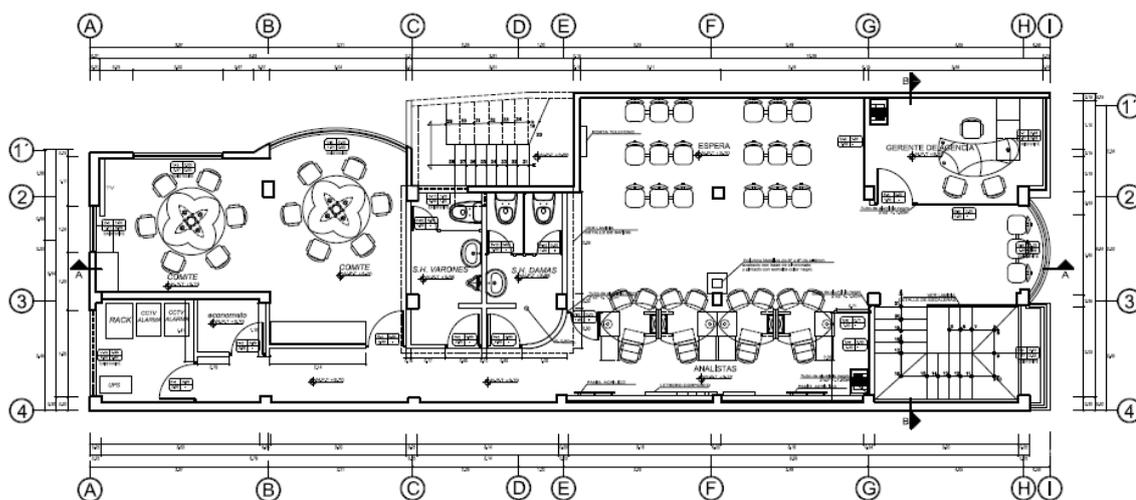


Figura 5.3: Adecuación de ambientes asociado al cambio de uso CAJA AREQUIPA sede Azángaro (2° Nivel)

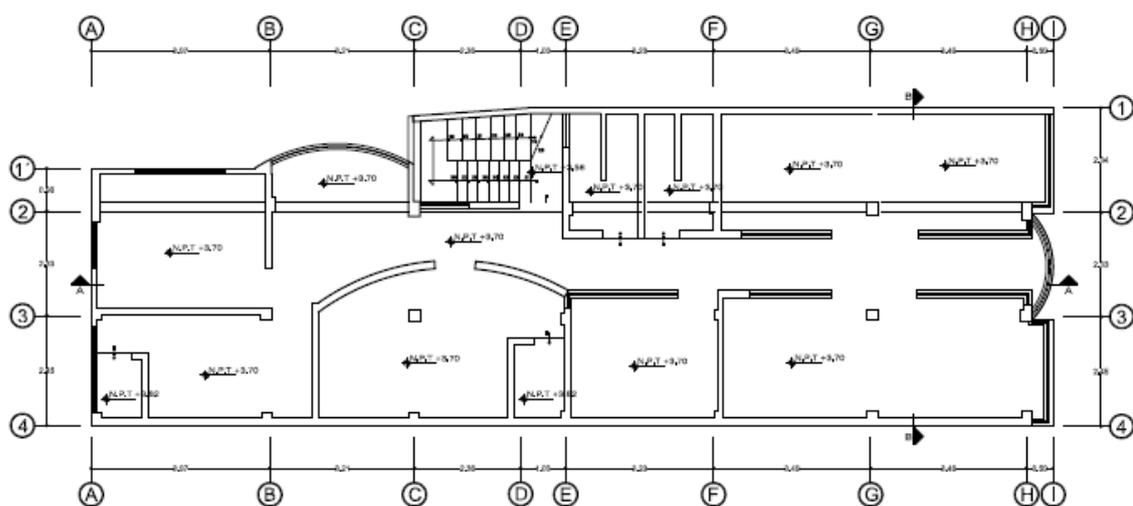


Figura 5.4: Uso original sede Azángaro (2° Nivel) a ser intervenido

El cambio de uso para la sede Azángaro implicará las siguientes modificaciones:

- Demolición de muros de albañilería y losas.
- Redistribución de ambientes mediante mobiliario y divisiones de vidrio y dry Wall.

Los planos asociados al cambio de uso se muestran en la sección de Planos de arquitectura.

5.1.3.1 DISTRIBUCION DE SOBRECARGAS - AZÁNGARO

Las distribuciones de sobrecargas son analizadas tomando en consideración la distribución de usos⁸ detallados en el Nuevo proyecto arquitectónico para la entidad financiera - Azángaro y son determinadas según la Norma E. 020 Cargas.

Tabla 5.2: Sobrecargas no previstas por cambio de uso Vs. Sobrecargas de uso original - Azángaro

PLANTA	SOBRECARGAS NO PREVISTAS USO A ENTIDAD FINANCIERA			SOBRECARGAS USO ORIGINAL VIVIENDA		
	Área	S/C		Área	S/C	
1°	S/C Oficinas	250.0	Kg/m ²	S/C Vivienda S/C Corredores y escaleras	200.0	Kg/m ²
	S/C Tabiquería Móvil	50.0	Kg/m ²			
	S/C Corredores y escaleras (Asumido)	300.0	Kg/m ²			
2°	S/C Oficinas	250.0	Kg/m ²	S/C Vivienda S/C Corredores y escaleras	200.0	Kg/m ²
	S/C Corredores y escaleras	300.0	Kg/m ²			
3°	Azotea	100.0	Kg/m ²	S/C Vivienda Azotea	100.0	Kg/m ²

Fuente: Elaboración propia.

Según la distribución de Sobrecargas de cambio de uso Vs. Sobrecargas de uso original de la edificación familiar - Azángaro, se verifica el incremento de sobrecargas, superiores a las previstas del uso original, esto es debido a usos de oficinas, que demandan cargas superiores al uso de la edificación familiar.

⁸ Cargas vivas mínimas repartidas según la Norma E. 020 Cargas

5.2 DESARROLLO DEL PROYECTO DE INTERVENCIÓN

5.2.1 OBJETIVO

El presente capítulo se da con el objetivo de realizar la revisión del diseño de las estructuras existentes, objeto de estudio para el reforzamiento estructural por cambio de uso, por lo cual, para la revisión del diseño de las estructuras serán necesario las determinaciones de las sobrecargas no previstas al uso original.

Las Sobrecargas no previstas son las nuevas solicitaciones de carga viva por cambio de uso.

Siguiendo los procedimientos correspondientes para el análisis de estructuras, normas de aplicación, se verificará el riesgo al colapso de la edificación, según los desplazamientos laterales relativos admisibles por acción de la demanda sísmica, así como la determinación de los elementos estructurales vulnerables por acción de las nuevas solicitaciones de carga viva para realizar el reforzamiento, tomando en consideración la capacidad resistente de los elementos estructurales.

5.2.2 ALCANCE

Se consideran el análisis, y verificación del diseño estructural de las dos edificaciones familiares existentes ubicadas en Puno y Azángaro para el uso de una entidad financiera.

5.2.3 DETERMINACION DE SOBRECARGAS NO PREVISTAS

Las sobrecargas no previstas son las que corresponden a las nuevas solicitaciones de carga por cambio de uso de una edificación familiar a una edificación de entidad financiera.

Éstas sobrecargas no previstas difieren del uso original según las consideraciones de la Norma E. 020 CARGAS, dichas sobrecargas fueron analizadas en la sección del nuevo proyecto arquitectónico de intervención de Puno y Azángaro (**Tabla 5.1:** Sobrecargas no previstas por cambio de uso Vs. Sobrecargas de uso original – Puno; **Tabla 5.2:** Sobrecargas no previstas por cambio de uso Vs. Sobrecargas de uso original – Azángaro), y son determinadas para el análisis estructural de la edificación.

5.2.4 ANÁLISIS ESTRUCTURAL

El análisis estructural permite determinar los esfuerzos finales (es decir, fuerzas axiales, cortantes y momentos flectores) a que se están sometidos los elementos estructurales (Vigas, losas, columnas), para las combinaciones de carga (Norma E.060-sección 9.2).

Para el análisis de las edificaciones, se utilizará el software ETABS V.15.2 basado en el método de rigideces por procedimientos matriciales, escrito bajo la hipótesis de la teoría de la elasticidad, continuidad, homogeneidad, isotropía y linealidad. Se realizó un análisis tridimensional con sus respectivas combinaciones de carga.

El análisis estructural es realizado teniendo en cuenta las características de las edificaciones existentes, determinadas en los Estudios Básicos De Ingeniería dado en el capítulo 4.

5.2.5 CAPACIDAD RESISTENTE

La capacidad resistente de las vigas y losas se representará por su resistencia nominal a flexión (ϕM_n), y por su resistencia nominal a corte (ϕV_n). Para las columnas se empleará el diagrama de interacción entre carga axial y momento flector (ϕP_n y ϕM_n). Para los cálculos se emplearán los procedimientos habituales de diseño en Concreto Armado.

5.2.6 DEMANDA SÍSMICA

La demanda sísmica se representó empleando el espectro base de la Norma de Diseño Sismorresistente E. 030, Norma aplicable al diseño de todas las edificaciones nuevas, al reforzamiento de las existentes y a la reparación de las que resultaran dañadas por la acción de los sismos.

En el análisis sísmico, para las edificaciones existentes según los métodos de análisis, se ha realizado un análisis dinámico, por lo cual, se realizó usando los resultados del análisis dinámico por combinación modal espectral, en la cual considera las respuestas máximas de la estructura mediante un espectro de respuesta. Dicho espectro es incorporado al modelamiento mediante el programa de cálculo ETABS.

5.2.7 BASES DE DISEÑO Y VERIFICACION

A. Normas Y Documentos De Referencia

a. Normas peruanas

RNE – 2016 (Reglamento Nacional de Edificaciones)

- E. 020 Cargas
- E. 030 Diseño sismorresistente
- E. 050 Suelos y cimentaciones
- E. 060 Concreto Armado

b. Códigos y estándares de la Industria

ACI American Concrete Institute:

- ACI 318-11: Building Code Requirements for Structural Concrete
- ACI 440.2R-08: “Guía para el diseño y construcción de sistemas FRP adheridos externamente para reforzamiento de estructuras de concreto.

c. Documentos de referencia

Estudios básicos de ingeniería (CAPITULO 4)

- Ítem 4.1: Estudio de mecánica de suelos
 - Adicionalmente ver Anexo A-1, Anexo B-1
- Ítem 4.2 Capacidad de carga
- Ítem 4.3: Evaluación de las estructuras
 - Ítem 4.3.1 Ensayo de Esclerometría
 - Ítem 4.3.4 Dimensiones y refuerzo en elementos estructurales existentes
 - Anexo A-2, Anexo B-2

B. Materiales

- Poli estireno $\gamma = 10 \text{ Kg/m}^3$
- Muros de Albañilería $\gamma = 1800 \text{ Kg/ m}^3$
- Concreto Simple $\gamma = 2300 \text{ Kg/ m}^3$
- Concreto Armado $\gamma = 2400 \text{ Kg/ m}^3$

C. Parámetros De Diseño Sísmico

De acuerdo a los resultados dados del estudio de mecánica de suelos y las consideraciones de la Norma E. 030 De diseño sismorresistente se tienen los siguientes parámetros:

a. Edificio Puno

- Zona 3 $Z = 0.35$
- Parámetros de suelo $S1 = 1.15$
- Periodos del suelo $TP = 0.4 \text{ s}$
 $TL = 2.5 \text{ s}$

b. Edificio Azángaro

- Zona 2 $Z = 0.25$
- Parámetros de suelo $S1 = 1.15$
- Periodos del suelo $TP = 0.4 \text{ s}$
 $Tl = 2.5 \text{ s}$

D. Definiciones de cargas

Los estados de cargas utilizados en el diseño de los elementos de concreto son las siguientes:

- **Carga muerta CM:**
 - **PP:** Peso propio de la estructura
 - **CM:** Carga proveniente del acabado de las estructuras, piso terminado, tabiquerías, etc.
- **Carga Viva CV:**
 - **CV:** Carga viva debida a la sobrecarga distribuida en los entrepisos
 - **CV TECHO:** Carga viva proveniente de la carga de la azotea
 - **CV TABIQUERIA MOVIL:** Carga viva proveniente de los tabiques separadores en oficinas (Caso Caja Arequipa Puno y Azángaro) o para futuras divisiones.

- **Carga sísmica CS:**

Para el cálculo de la demanda sísmica se utilizó el sismo estático, sismo dinámico:

- SISMO X: Sismo estático en la dirección de análisis X-X.
- SISMO Y: Sismo estático en la dirección de análisis Y-Y.
- SDX: Sismo dinámico dirección de análisis X-X.
- SDY: Sismo dinámico dirección de análisis Y-Y.

E. Combinaciones De Carga

Las combinaciones de carga y los factores de amplificación se toman de acuerdo a la norma E-060 Concreto Armado. La resistencia requerida (U), para cargas muertas (CM), vivas (CV) y cargas de sismo (CS) será como mínimo:

$$U = 1.40 \text{ CM} + 1.70 \text{ CV} \quad \text{Ecuación (9-1) E. 060-2016}$$

$$U = 1.25 (\text{CM} + \text{CV}) \pm \text{CS} \quad \text{Ecuación (9-4) E. 060-2016}$$

$$U = 0.9 \text{ CM} \pm 1.25 \text{CS} \quad \text{Ecuación (9-5) E. 060-2016}$$

E. Desplazamiento lateral relativo admisible

El máximo desplazamiento relativo admisible de entrepiso no deberá exceder la fracción de la altura de entrepiso (distorsión) indicada en la tabla N°01:

Tabla 5.3: Límites para la distorsión del entrepiso

Límites para la distorsión del entrepiso	
Material predominante	(Δ_i/h_{ei})
Concreto Armado	0.007
Acero	0.01
Albañilería	0.005
Madera	0.01
Edificios de concreto armado con ductilidad limitada	0.005

Fuente: Norma E. 030 2016 - Diseño sismorresistente (Tabla N°11)

5.3 REVISION ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACION EXISTENTE PUNO

5.3.1 DESCRIPCION DE CALCULO Y CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL

El documento muestra el análisis, el cálculo y las verificaciones de la estructura de la edificación familiar existente ubicado en la Av. El Sol N°270 - Puno, para ser usado como Entidad Financiera CAJA AREQUIPA.

El edificio existente consta de 6 niveles con una configuración estructural irregular en altura y planta en los dos últimos niveles, el sistema estructural considerado es de concreto armado. La tabiquería de cierre perimetral es conformada por muros de albañilería con sólidos artesanales adosados a los pórticos, cabe señalar que el modelo estructural no incluirá la tabiquería, debido a datos insuficientes de los sólidos artesanales y que no es homogéneo en toda la edificación, éstas serán aisladas de los pórticos; por lo que las cargas provenientes de la tabiquería son consideradas como cargas muertas estimadas. El modelamiento toma en cuenta la demanda sísmica, cuyo sistema sismo-resistente es conformado por pórticos principales en la dirección paralela a la fachada, mientras que en la dirección perpendicular a la fachada está conformado por pórticos secundarios.

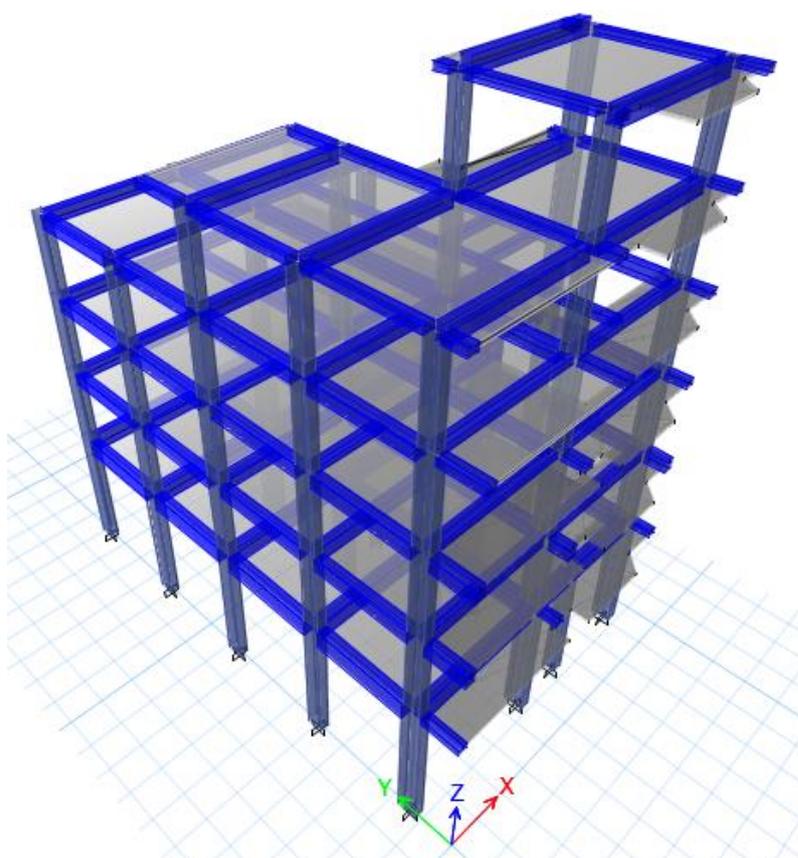


Figura 5.5: Vista isométrica de la estructura analizada – Modelo estructural Puno

5.3.2 INFORMACION BASE

2.1 Nomenclatura

CM:	Carga Muerta debida al peso de la estructura y equipos (kg/m ²)
CV:	Carga Viva (kg/m ²)
CS:	Carga de sismo
Z:	Factor de zonificación sísmica
U:	Factor de uso e importancia
C:	Coefficiente de amplificación sísmica
S:	Factor de suelo
T _p :	Periodo corto del terreno
T _L :	Periodo largo del terreno
R:	Coefficiente de reducción sísmica
I _a :	Irregularidad en altura
I _p :	Irregularidad en planta.

5.3.3 CARGAS

5.3.3.1 CARGAS DE GRAVEDAD

A. Cargas Muertas (CM)

Peso de la estructura	=	Según Programa
Losa h=0.20 m. Con Ladrillos	=	300.0 Kg/m ²
Unidades de albañilería en losa	=	90.0 Kg/m ²
Losa h=0.20 m. Con Poli estireno	=	211.0 Kg/m ²
Poli estireno en losa	=	1.125 Kg/m ²
Piso Terminado	=	100.0 Kg/m ²
Cielo raso	=	15.0 Kg/m ²
Muros de albañilería e=0.15 m.	=	270x(h) Kg/m ($\gamma \approx 1800$ Kg/m ³)
Muros de albañilería e=0.25 m.	=	450x(h) Kg/m ($\gamma \approx 1800$ Kg/m ³)

B. Cargas Vivas (CV)**Sobrecargas uso a entidad financiera (CV):****Oficinas (*):**

Exceptuando salas de archivo y computación	=	250.00 Kg/m ²	E. 020 Cargas
Salas de archivo	=	500.00 Kg/m ²	E. 020 Cargas
Salas de computación	=	500.00 Kg/m ²	E. 020 Cargas
Corredores y escaleras	=	300.00 Kg/m ²	Asumido (E. 020 ;400 Kg/m ²)

(*) Estas cargas no incluyen la posible tabiquería móvil

Tabiquería Móvil	=	50.00 Kg/m ²	Asumido
Sobre carga en azoteas	=	100.00 Kg/m ²	Asumido

Sobrecargas Uso original Vivienda (CV):**Viviendas:**

Viviendas	=	200.00 Kg/m ²	E. 020 Cargas
Corredores y escaleras	=	200.00 Kg/m ²	E. 020 Cargas

Nota: Para más detalles, ver metrado de cargas en Anexo C: Metrado de cargas.

5.3.3.2 CARGAS DE SISMO (E)**Parámetros:**

Z =	0.35	Zona 3
U =	1.00	Edificaciones Tipo C
S =	1.00	Suelos rígidos Tipo S1
T _p =	0.40	Periodo corto del terreno
T _L =	2.50	Periodo largo del terreno
Ro _(x) =	8.00	Pórticos Según el E.030
Ro _(y) =	8.00	Pórticos Según el E.030
I _a =	0.9	Tabla N°8 del E. 030 (Irregularidad en Altura)
I _p =	0.75	Tabla N°9 del E. 030 (Irregularidad en Planta)
R _x =	5.4	R
R _y =	5.4	

Tabla 5.4 Cálculo de aceleración espectral

C	T (seg)	Sa/g	C	T (seg)	Sa/g
2.50	0	0.1620	1.54	0.65	0.0997
2.50	0.02	0.1620	1.43	0.7	0.0926
2.50	0.04	0.1620	1.33	0.75	0.0864
2.50	0.06	0.1620	1.25	0.8	0.0810
2.50	0.08	0.1620	1.18	0.85	0.0763
2.50	0.1	0.1620	1.11	0.9	0.0720
2.50	0.12	0.1620	1.05	0.95	0.0682
2.50	0.14	0.1620	1.00	1	0.0648
2.50	0.16	0.1620	0.63	1.6	0.0405
2.50	0.18	0.1620	0.50	2	0.0324
2.50	0.2	0.1620	0.40	2.5	0.0259
2.50	0.25	0.1620	0.28	3	0.0180
2.50	0.3	0.1620	0.16	4	0.0101
2.50	0.35	0.1620	0.10	5	0.0065
2.50	0.4	0.1620	0.07	6	0.0045
2.22	0.45	0.1440	0.05	7	0.0033
2.00	0.5	0.1296	0.04	8	0.0025
1.82	0.55	0.1178	0.03	9	0.0020
1.67	0.6	0.1080	0.03	10	0.0016

Fuente: Elaboración propia.

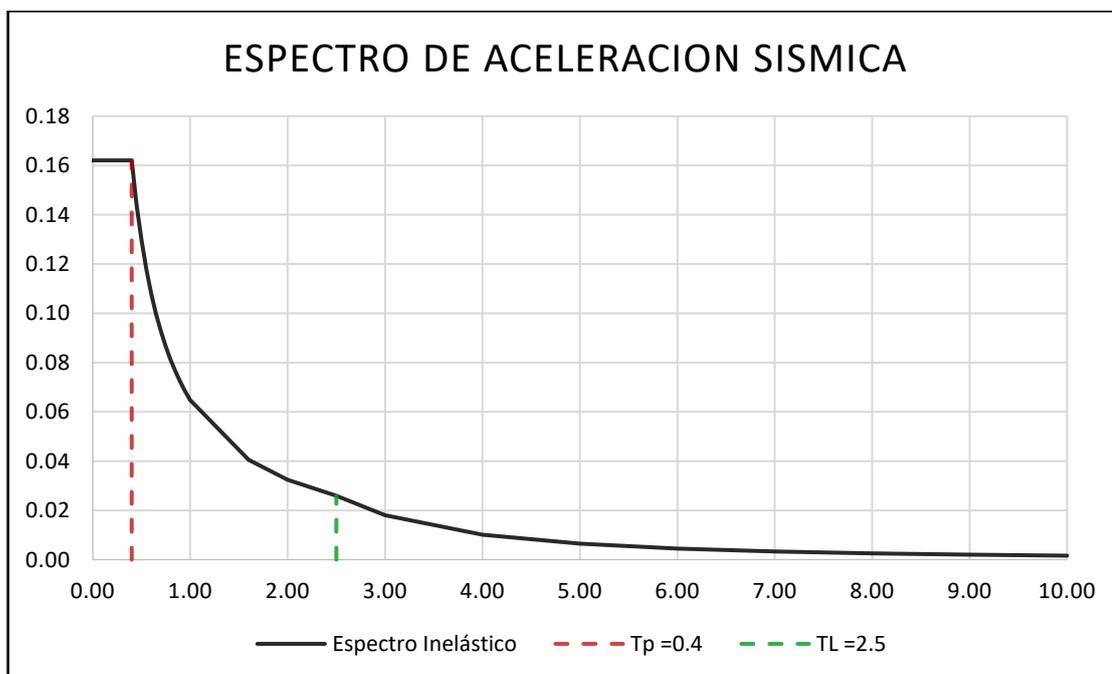


Gráfico 5.1: Espectro De Aceleración Sísmica – Edificación Puno

5.3.4 ANÁLISIS SÍSMICO

A. Modos de Vibración y Porcentajes de Masa Participante

Según la norma E.030, en cada dirección se considerarán aquellos modos de vibración cuya suma de masas efectivas sea por lo menos el 90% de la masa de la estructura. Además, se debe tomar en cuenta por los menos los tres primeros modos predominantes en la dirección del análisis, los más representativos se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 5.5: MODOS DE VIBRACION

Modo	Periodo (Sec)	UX	UY	Sum UX	Sum UY
1	0.898	0.7727	0.0004	0.7727	0.0004
2	0.603	0.0979	0.0154	0.8705	0.0158
3	0.475	0.0008	0.7226	0.8713	0.7384
4	0.326	0.1097	2.563E-05	0.9811	0.7384
5	0.253	0.0012	0.0752	0.9823	0.8136
6	0.225	0.0065	0.0571	0.9888	0.8707
7	0.189	0.0065	0.0139	0.9953	0.8847
8	0.16	0.00000	0.0028	0.9953	0.8874
9	0.133	0.0003	0.0667	0.9955	0.9541
10	0.129	0.0029	0.0018	0.9984	0.9559
11	0.113	0.0001	0.0154	0.9985	0.9714
12	0.107	0.0010	0.0033	0.9995	0.9747
13	0.09	0.0001	0.0077	0.9996	0.9824
14	0.082	0.0001	0.0020	0.9997	0.9844
15	0.077	0.0003	0.0000	1.0000	0.9845
16	0.063	0.0000	0.0112	1.0000	0.9957
17	0.057	0.0000	0.0000	1.0000	0.9957
18	0.045	0.0000	0.0000	1.0000	0.9957
19	0.038	0.0000	0.0043	1.0000	1.0000
20	0.015	0.0000	0.0000	1.0000	1.0000
	Σ	1.0000000	0.9998655		

Fuente: Elaboración propia (Reporte Etabs)

B. Cortante sísmico

Según la norma E.030 señala que la fuerza cortante basal obtenida del análisis dinámico del edificio no podrá ser menor que el 90% del valor de la cortante basal obtenida mediante análisis estático para estructuras Irregulares, ni menor que el 90% para estructuras irregulares. Teniendo esta consideración, el mínimo cortante basal dinámico no podrá ser menor del 90% del sismo estático tratándose de estructura irregular para ambas direcciones.

Masa considerada

$$\text{Peso sísmico} = 610025.22 \text{ Kg} \quad (\text{CM}+25\% \text{CV})$$

Cortante basal del análisis estático

Tabla 5.6: Cortante en la Base Análisis Estático

T(Periodo)	ZUCS/R	PISO	CARGA	VX (Kg)	VY (Kg)
T _x =	0.898	0.0722	1°	SISMO X	44030
T _y =	0.475	0.1365	1°	SISMO Y	0
					83240

Fuente: Elaboración propia

Cortante basal del análisis Dinámico

Tabla 5.7: Cortante en la base del análisis dinámico.

Espectro	Dir.	VX	VY	T	MX	MY
		kg	kg	Tn-m	Tn-m	Tn-m
E	SDX	36812	3568.1	297.79	32.08	383.62
E	SDY	3568.1	62363	359.62	698.92	18.73

Fuente: Elaboración propia.

Verificación del mínimo cortante basal dinámico

Tabla 5.8: Mínimo cortante basal dinámico y factor de escalamiento.

Dir	V _{Dinam} kg	V _{Estat} kg	90%V _{din} kg	V _{din} <90%V _{estat}	Factor a escalar
X-X	36812	44030	39627	SI	1.0765
Y-Y	62363	83240	74916	SI	1.2013

Fuente: Elaboración propia.

De los resultados del análisis sísmico Estático y Dinámico se verifica que si es necesario utilizar el factor de escalamiento, que servirá para la verificación de los elementos estructurales.

5.3.5 VERIFICACIÓN DE LOS DESPLAZAMIENTOS Y RIESGO AL COLAPSO

A. Desplazamientos laterales relativos admisibles por carga sísmica

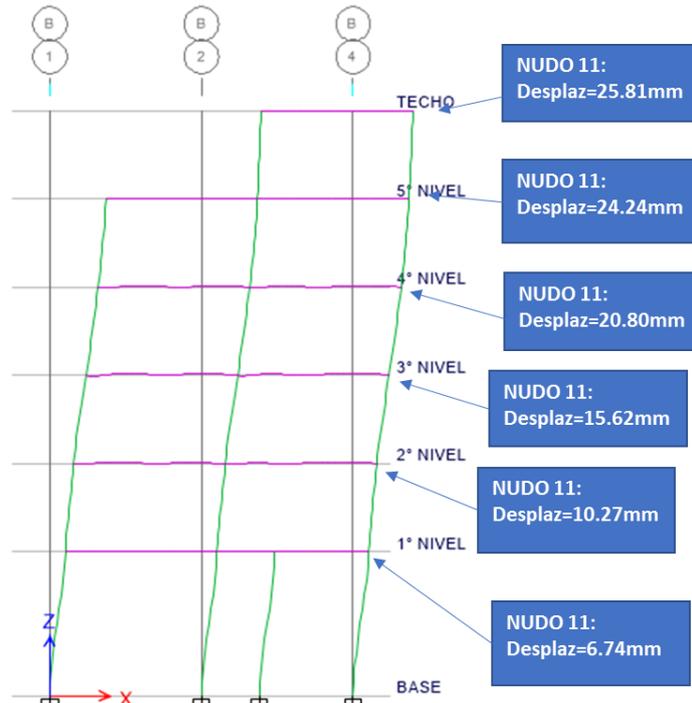


Figura 5.6: Desplazamientos por acción del sismo dinámico Dirección X-X; Pórtico de Eje B-B

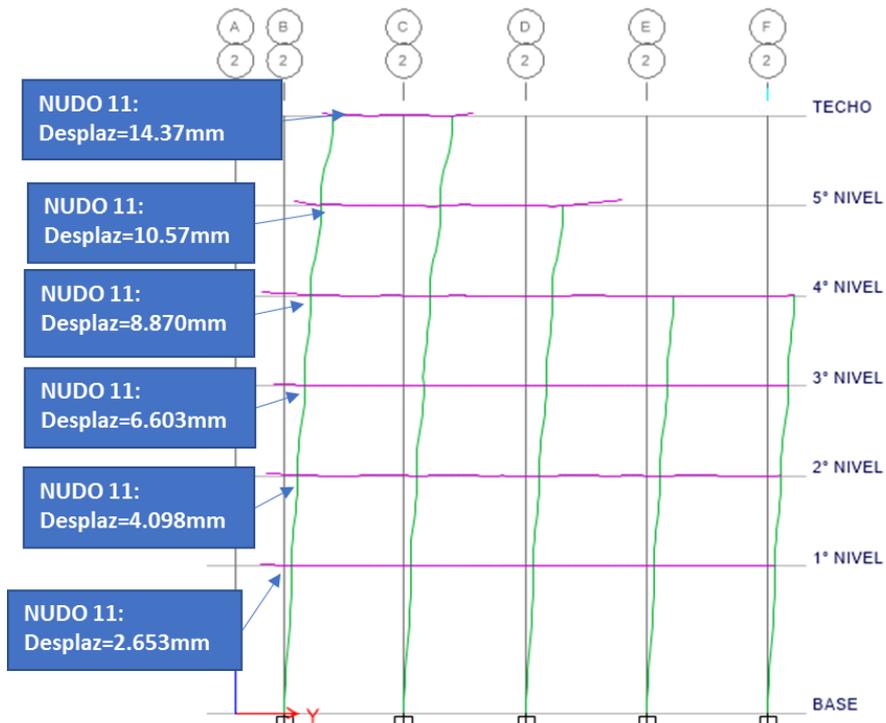


Figura 5.7: Desplazamientos por acción del sismo dinámico Dirección Y-Y; Pórtico de Eje 2-2

Desplazamientos laterales relativos de entrepiso - dirección de análisis "X"

Tabla 5.9: Derivas inelásticas calculadas para el caso de Sismo Dinámico SDX

Piso	Altura m	Desp. mm	Derivas $\Delta_{elástica}$	Derivas inelásticas $\Delta_{inelástica} = \Delta_{elástica} * R$	Deriva límite $\Delta_{límite}$	Chequeo
Techo	17.90	26.905	0.000716	0.003866	0.007	¡OK...!!!
5°	15.20	25.162	0.001445	0.007803	0.007	Rigidizar
4°	12.50	21.995	0.002155	0.011637	0.007	Rigidizar
3°	9.80	16.5	0.002205	0.011907	0.007	Rigidizar
2°	7.10	10.838	0.001418	0.007657	0.007	Rigidizar
1°	4.40	6.7436	0.001533	0.008278	0.007	Rigidizar

Fuente: Elaboración propia.

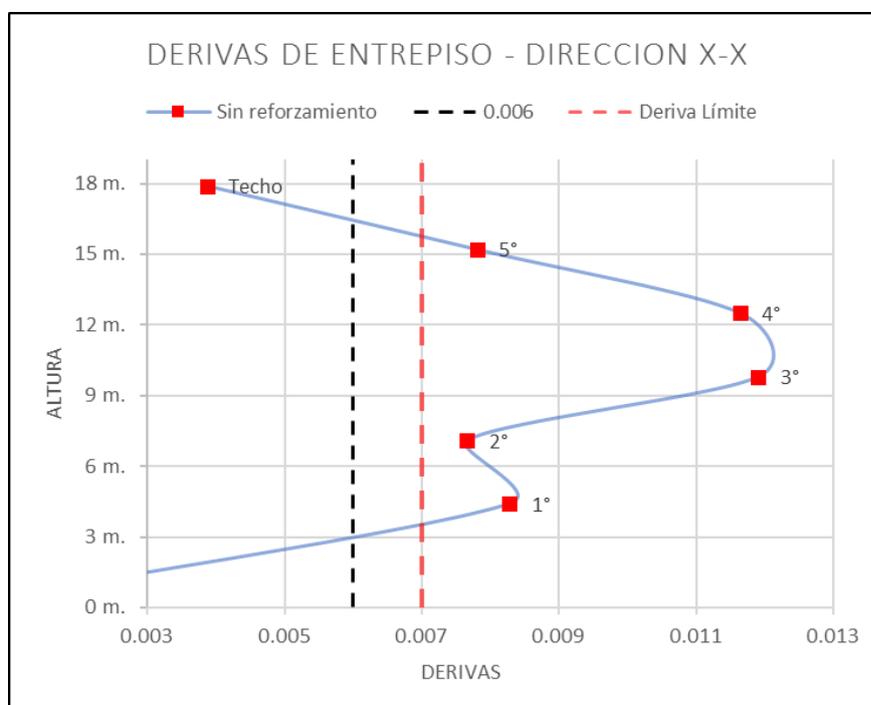


Gráfico 5.2: Derivas de entrepiso en la dirección de análisis X

Desplazamientos laterales relativos de entrepiso - dirección de análisis "Y"

Tabla 5.10: Derivas inelásticas calculadas para el caso de Sismo Dinámico SDY

Piso	Altura m	Desp. mm	Derivas $\Delta_{elástica}$	Derivas inelásticas $\Delta_{inelástica} = \Delta_{elástica} * R$	Deriva límite $\Delta_{límite}$	Chequeo
Techo	17.90	14.37	0.001264	0.006826	0.007	OK...!!!
5°	15.20	10.57	0.001171	0.006323	0.007	OK...!!!
4°	12.50	8.87	0.000863	0.004660	0.007	OK...!!!
3°	9.80	6.603	0.000943	0.005092	0.007	OK...!!!
2°	7.10	4.098	0.000791	0.004271	0.007	OK...!!!
1°	4.40	2.653	0.000603	0.003256	0.007	OK...!!!

Fuente: Elaboración propia.

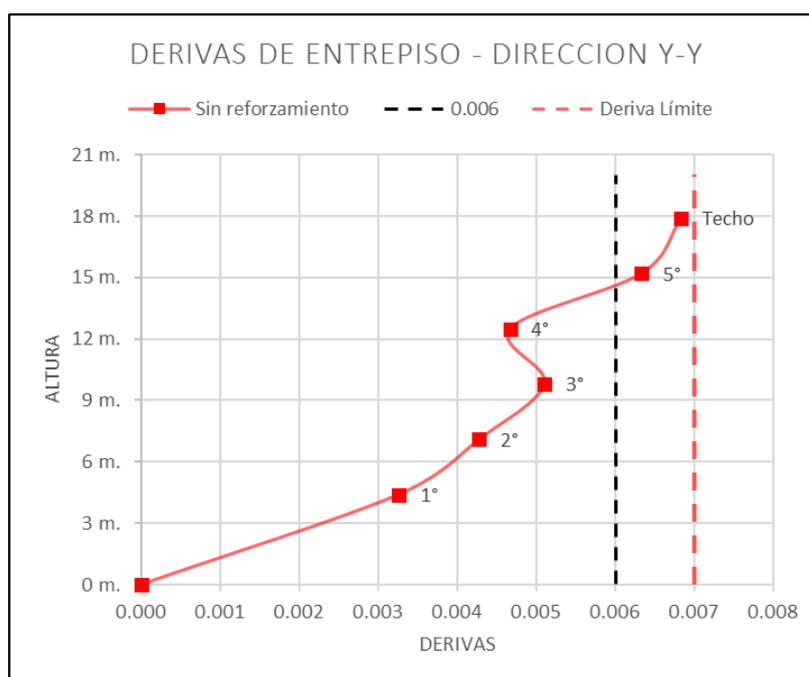


Gráfico 5.3: Derivas de entrepiso en la dirección de análisis Y.

B. Análisis de los desplazamientos laterales relativos

Las derivas de entrepiso son calculadas según lo estipulado en el numeral 5.2 de la Norma E. 030-2016, previa multiplicación de los desplazamientos laterales por el factor de reducción de fuerzas sísmicas “R” por tratarse de una estructura Irregular. El máximo desplazamiento relativo de entrepiso no debe exceder la fracción de la altura de entrepiso, en este caso, para el concreto armado es Δ/h es 0.007.

Según el cálculo de las derivas de entrepiso, dados en la Tabla 5.8 y Tabla 5.9, así como en sus Gráficos correspondientes, se requiere rigidizar la edificación en la dirección de análisis X, esto se debe a que los desplazamientos máximos relativos son mayores a los límites permisibles señalados en la Norma E. 030.

C. Riesgo al colapso y necesidad de reforzamiento

Del análisis de las derivas de entrepiso, la edificación no es segura y tiende al colapso debido a que los desplazamientos a los que es sometido por acción de la demanda sísmica y las sobrecargas no previstas, son mayores a los que puede tolerar la edificación existente, poniendo en peligro la seguridad de las personas que la ocuparán. Por lo cual hace necesario el reforzamiento de la edificación.

5.3.6 DETERMINACION DE LA CAPACIDAD RESISTENTE DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

5.3.6.1 INTRODUCCIÓN

La capacidad resistente de los elementos estructurales de la super estructura se determinará según las verificaciones para el diseño de los elementos estructurales, se utilizará el diseño por resistencia, utilizando los factores de carga y factores de reducción de resistencia, según lo estipulado en la Norma E. 060 de concreto armado. Todos los elementos estructurales existentes serán verificados para resistir los efectos máximos producidos por las cargas amplificadas determinadas en el análisis estructural. El análisis de la cimentación se realiza en la situación final, por lo cual, se verificará si las zapatas tienen la capacidad de resistir las cargas provenientes de la superestructura, teniendo en consideración la capacidad de carga del suelo.

5.3.6.2 COMBINACIONES BÁSICAS DE DISEÑO:

Tabla 5.11: Combinaciones de carga

Comb	CM	CV	CS	Dir
COMB1:	1.4	1.7		
COMB2:	1.25	1.25	1	X
COMB3:	1.25	1.25	-1	X
COMB4:	1.25	1.25	1	Y
COMB5:	1.25	1.25	-1	Y
COMB6:	0.9		1.25	X
COMB7:	0.9		-1.25	X
COMB8:	0.9		1.25	Y
COMB9:	0.9		-1.25	Y

Fuente: Norma E. 060 2016 RNE (9.2 Resistencia requerida)

5.3.6.3 RESPUESTA DE LOS ELEMENTOS SISMORRESISTENTES

Para el diseño de los elementos sismorresistentes, conformado por pórticos, se utilizará las ecuaciones (9-4) y (9-5) por combinación de carga según la E. 060.

$$U = 1.25 (CM + CV) \pm CS \quad \text{Ecuación (9-4) de E. 060-2016}$$

$$U = 0.9 CM \pm 1.25CS \quad \text{Ecuación (9-5) de E. 060-2016}$$

A continuación, se muestran graficas de resultados del análisis de la edificación, ya sean los diagramas de momentos, fuerza cortante de la estructura:

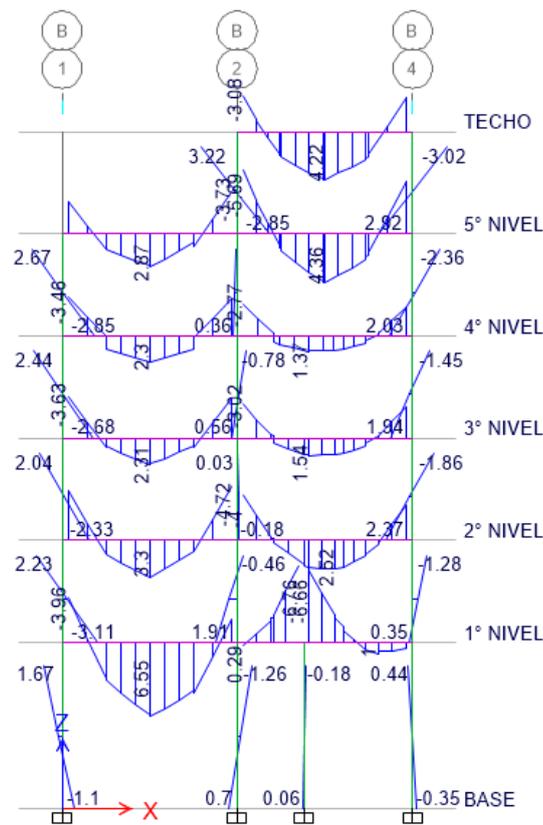


Gráfico 5.4: Diagrama de momentos Dirección X, Eje B-B: Comb1 (Tn-m)

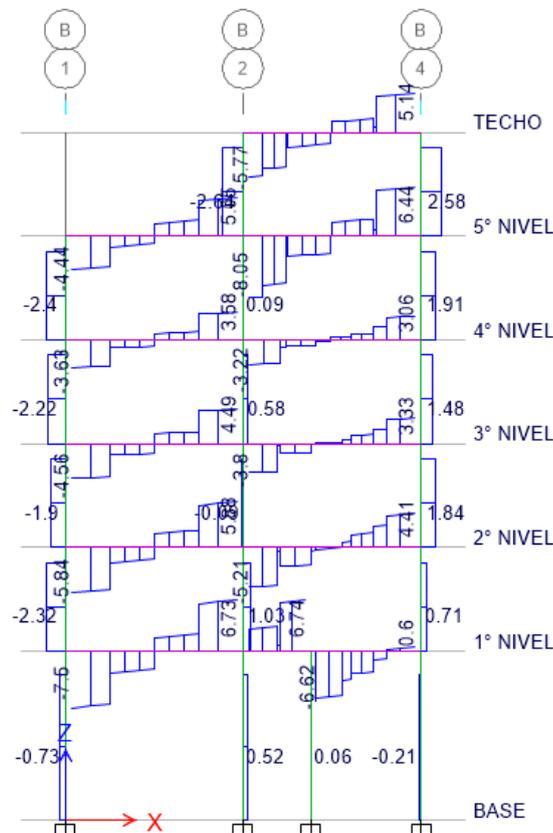


Gráfico 5.5: Diagrama de fuerza cortante Dirección X, Eje B-B: Comb1(Tn-m)

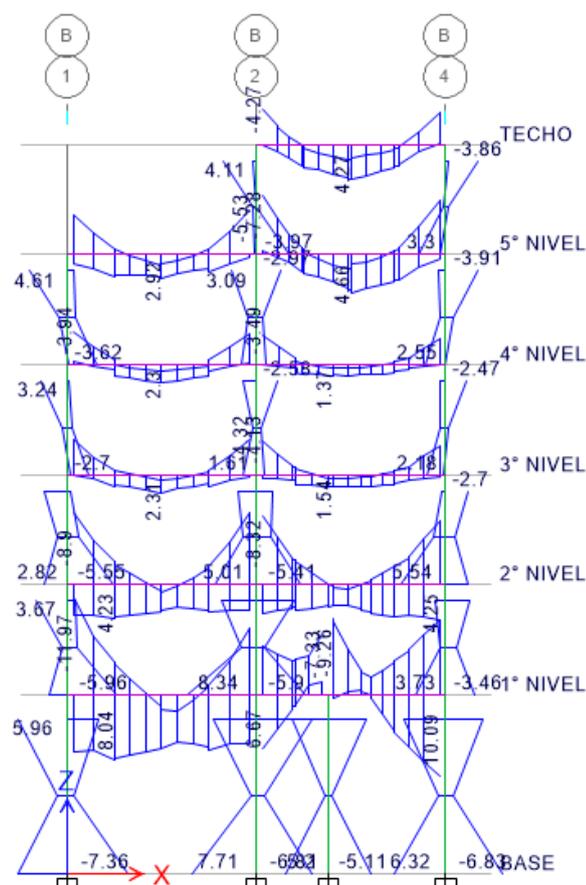


Gráfico 5.6: Diagrama de momentos Dirección X, Eje B-B: Envoltente(Tn-m)

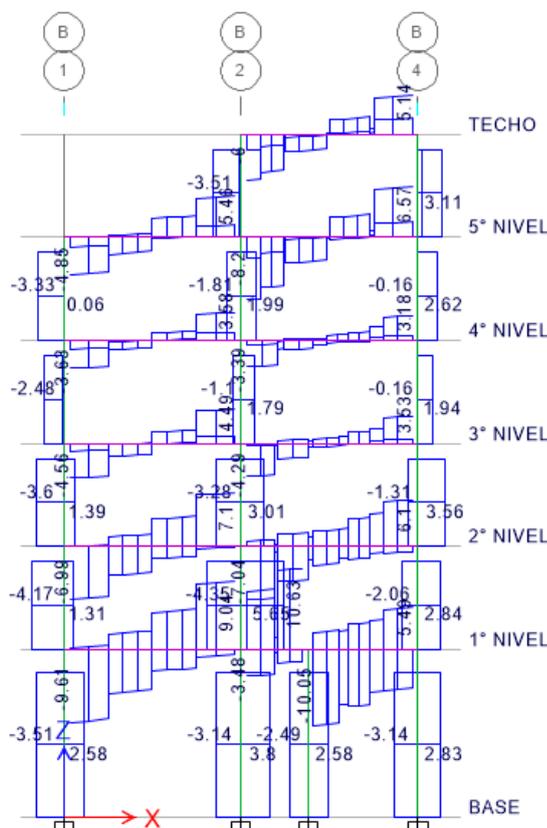


Gráfico 5.7: Diagrama de cortante Dirección X, Eje B-B: Envoltente(Tn-m)

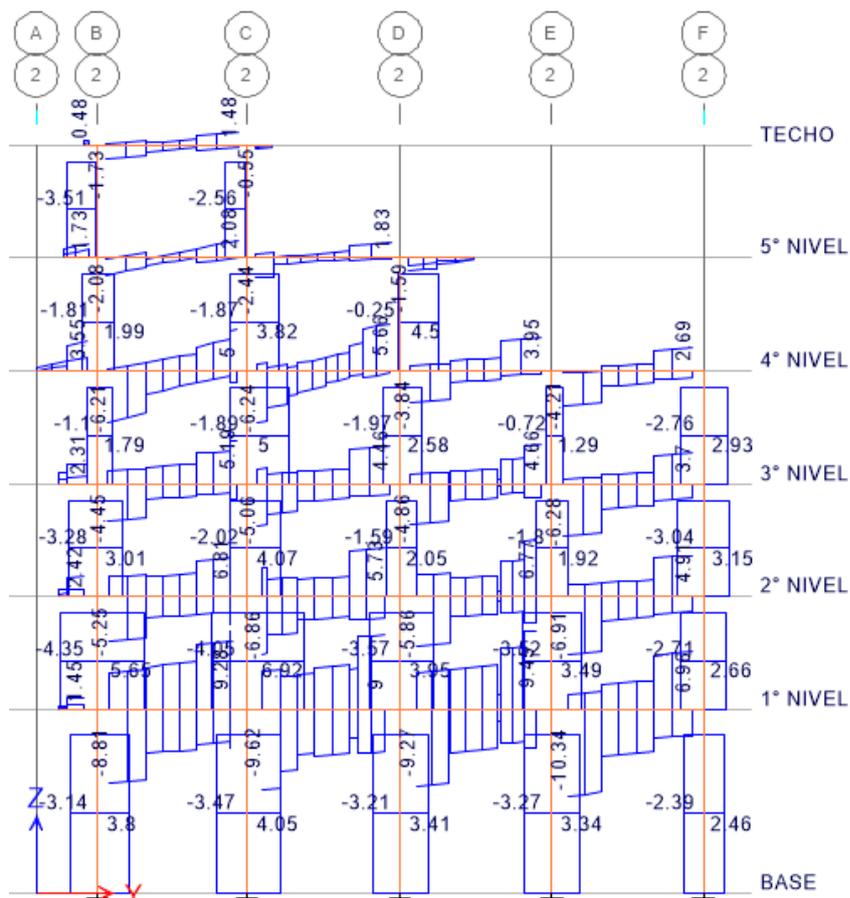


Gráfico 5.8: Diagrama de cortantes Dirección Y, Eje 2-2: Envolvente (Tn-m)

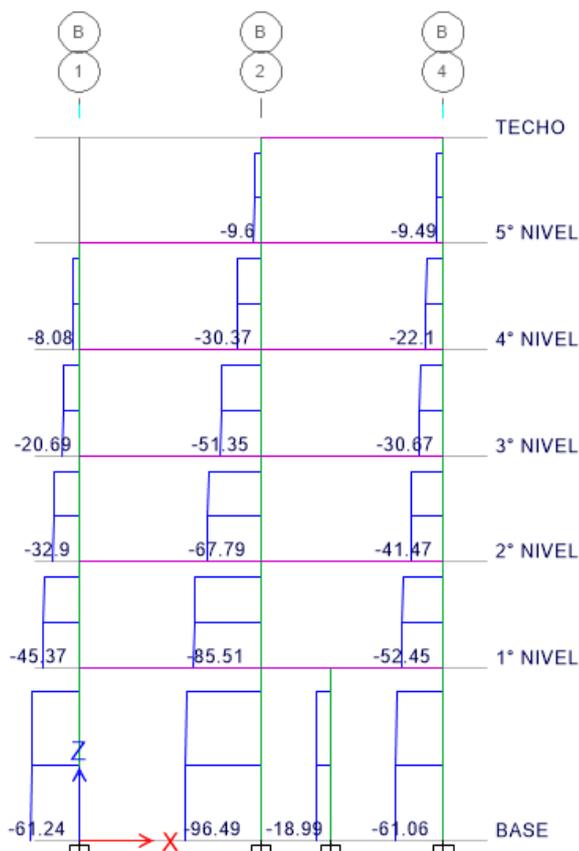


Gráfico 5.9: Diagrama de carga axial Dirección X, Eje B-B: Comb1 (Tn-m)

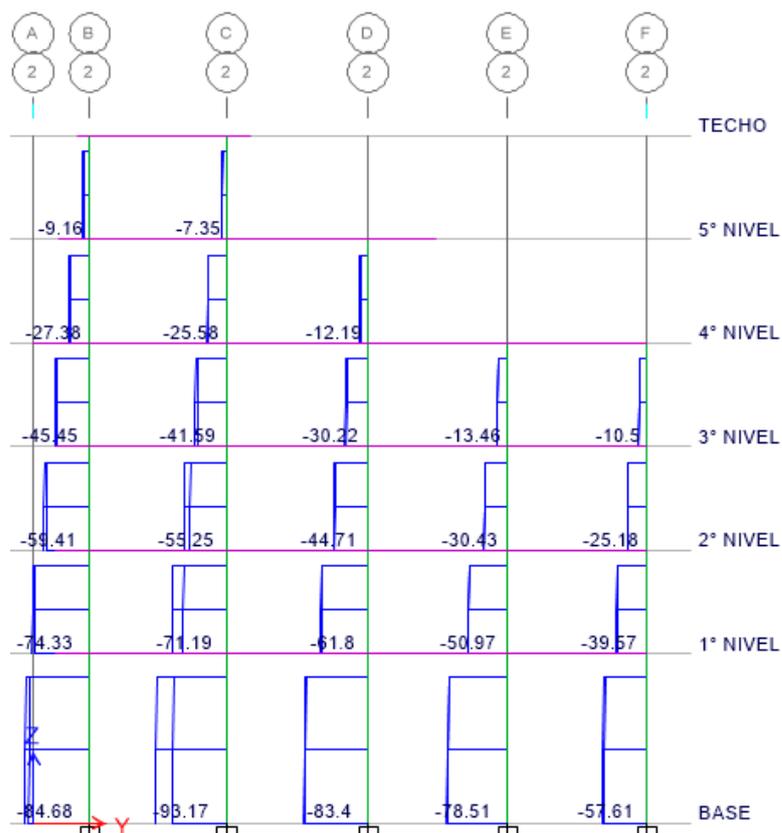


Gráfico 5.10: Diagrama de carga axial Dirección Y, Eje 2-2: Comb2 (Tn-m)

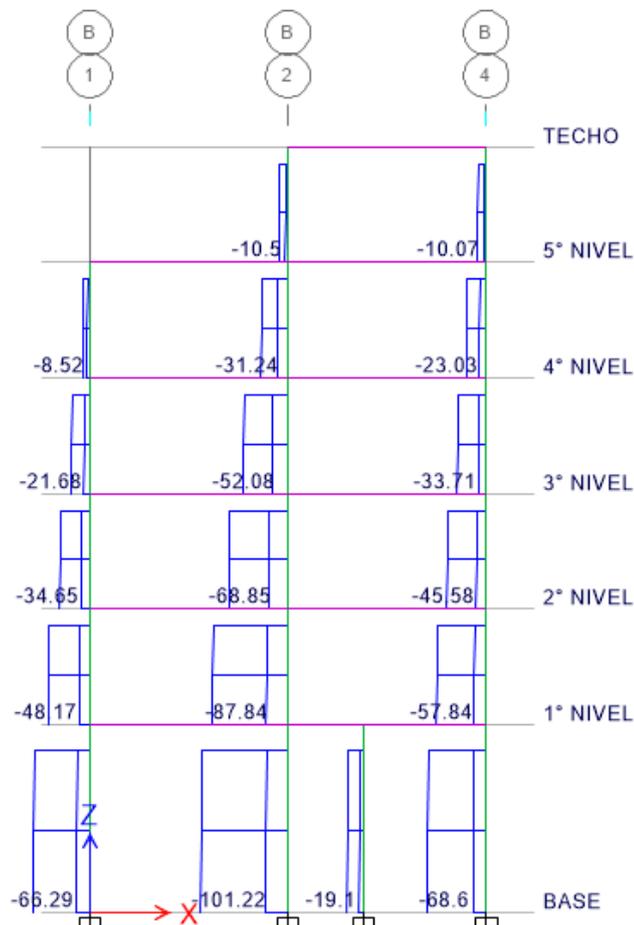


Gráfico 5.11: Diagrama de carga axial Dirección X-X, Eje B-B: Envolverte (Tn-m)

5.3.6.4 DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD RESISTENTE A FLEXION Y CORTE DE VIGAS

Las vigas son elementos horizontales, utilizadas básicamente para absorber los esfuerzos de flexión y por cortante, la fuerza axial se desprecia por ser muy pequeña, las vigas en general, deben tener una falla dúctil.

A modo de ejemplo se determina la capacidad resistente de las vigas V30x40cm, V30x20 y V30x60.

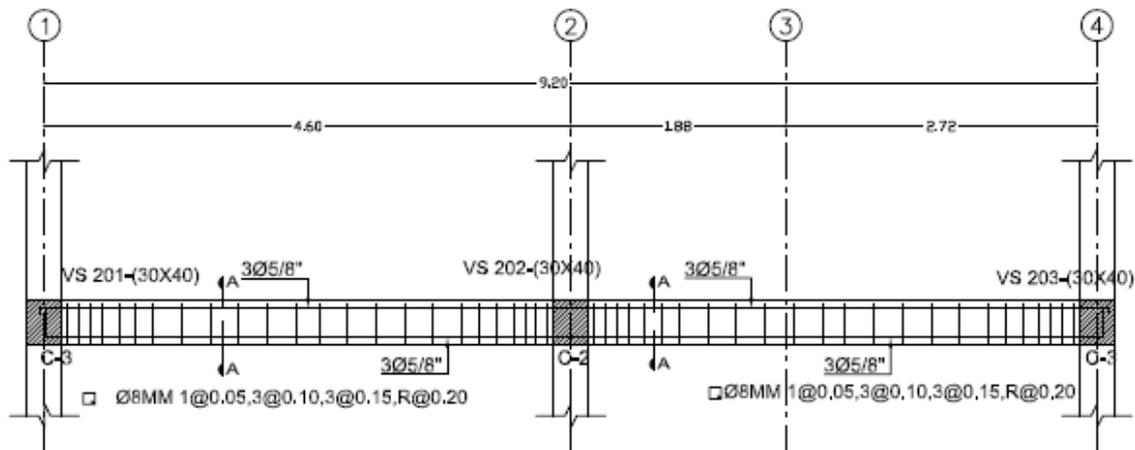


Figura 5.8: Disposición de acero existente en vigas (30x40); (30x20)

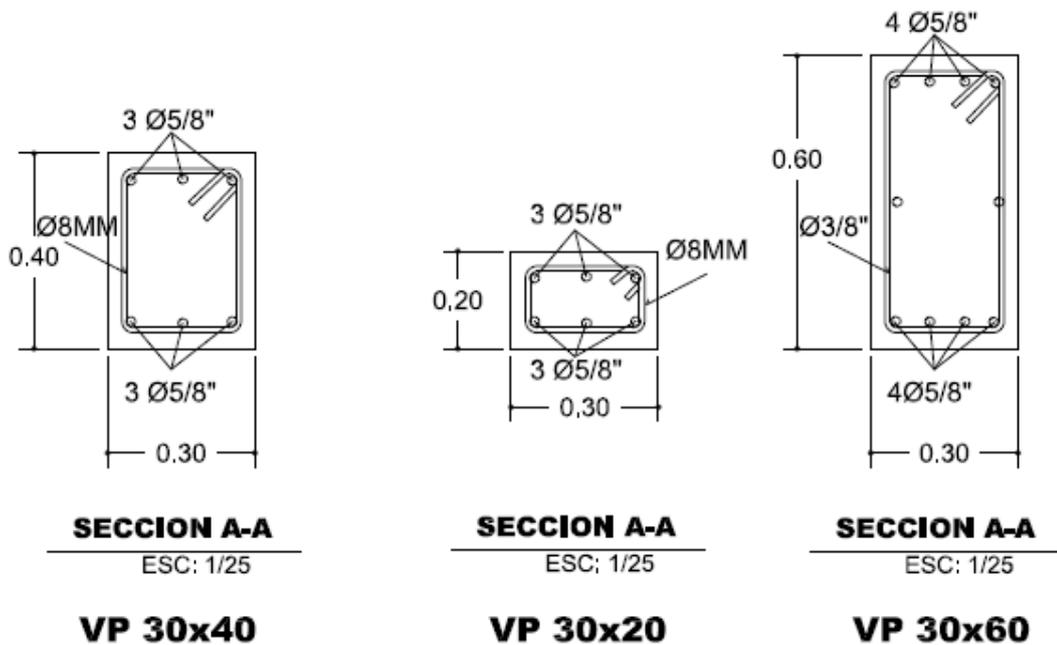
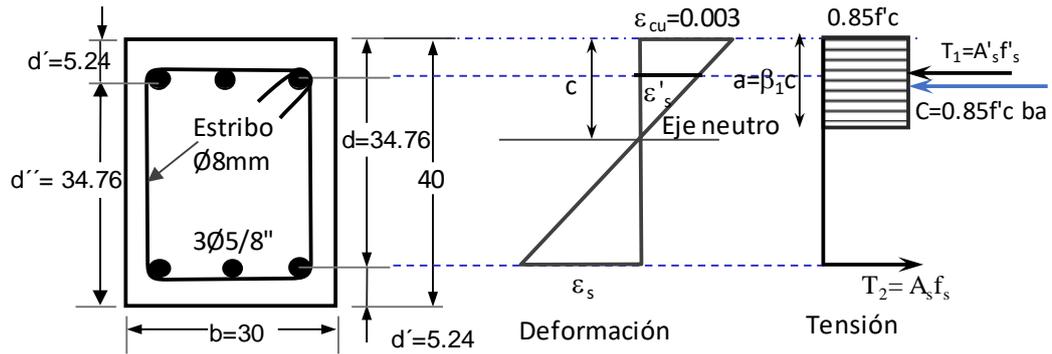


Figura 5.9: Disposición de acero existente en vigas (30x40); (30x20); (30x60)

VIGA VP- 402 EJE C-C, TRAMO 1-2 (30cmx40cm)



Propiedades de la sección existente:

- Concreto
- $E_c = 223969.19 \text{ Kg/cm}^2$
- $f'_c = 220 \text{ Kg/cm}^2$
- $\beta_1 = 0.85$
- $\epsilon_{cu} = 0.003$
- Sección
- $b = 30 \text{ cm}$ Ancho de la sección
- $h = 40 \text{ cm}$ Altura de la sección
- $d' \approx 5.24 \text{ cm}$ Distancia desde la fibra extrema en tracción al centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

Acero existente					
A's	3	Ø	5/8"	5.97	Superior
As	3	Ø	5/8"	5.97	Inferior

- Acero
- $f_v = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
- $E_s = 2039000 \text{ Kg/cm}^2$

A. CAPACIDAD RESISTENTE A FLEXION PARA MOMENTO POSITIVO

1. Cálculo del momento resistente

Asumiendo que el acero en tracción está en fluencia $f_s = f_y$

Por equilibrio

$$A's f'_s + 0.85 f'_c b a = A_s f_s$$

$$a = \frac{A_s f_s - A's f'_s}{0.85 f'_c b} \dots \dots \dots (1)$$

Del diagrama de deformaciones:

$$\epsilon_s = \epsilon_{cu} \left(\frac{\beta_1 d - a}{a} \right); \rightarrow f_s = \epsilon_s E_s = \epsilon_{cu} \left(\frac{\beta_1 d - a}{a} \right) E_s \dots \dots \dots (2)$$

$$\epsilon'_s = \epsilon_{cu} \left(\frac{a - \beta_1 d'}{a} \right); \rightarrow f'_s = \epsilon'_s E_s = \epsilon_{cu} \left(\frac{a - \beta_1 d'}{a} \right) E_s \dots \dots \dots (3)$$

(3) en (1)

$$a^2 + \frac{A's \epsilon_{cu} E_s - A_s f_s}{0.85 f'_c b} a - \frac{A's \beta_1 d' \epsilon_{cu} E_s}{0.85 f'_c b} = 0$$

Resolviendo y reemplazando valores, se tiene que:

$$a = \frac{-\frac{A's \epsilon_{cu} E_s - A_s f_s}{0.85 f'_c b} \pm \sqrt{\left(\frac{A's \epsilon_{cu} E_s - A_s f_s}{0.85 f'_c b}\right)^2 - 4(1)\left(-\frac{A's \beta_1 d' \epsilon_{cu} E_s}{0.85 f'_c b}\right)}}{2(1)}$$

$a = 4.46 \text{ cm}$ Alternativamente, se puede determinar realizando iteraciones.

Luego, en la ecuación (2):

$$f_s = \varepsilon_s E_s = \varepsilon_{cu} \left(\frac{\beta_1 d - a}{a} \right) E_s = 34403.25 \text{ Kg/cm}^2$$

Por lo tanto, el acero en tracción está en fluencia y confirma la consideración inicial.

En el caso si $f_s > 4200 \text{ Kg/cm}^2$ se adopta el valor de 4200 kg/cm^2 por ser la resistencia nominal del acero

$$\therefore f_s = f_y = 4200.00 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f'_s = \varepsilon_s E_s = \varepsilon_{cu} \left(\frac{a - \beta_1 d'}{a} \right) E_s = 8.65 \text{ Kg/cm}^2$$

El momento nominal resistente será:

$$M_n = A_s f_s \left(d - \frac{a}{2} \right) + A'_s f'_s \left(\frac{a}{2} - d' \right) \dots \dots \dots (4)$$

$$d' = 5.24 \text{ cm}$$

$$d = 40 - 5.24 = 34.76 \text{ cm}$$

$$A'_s = 3 \times 1.99 = 5.97 \text{ cm}^2 \quad ; A'_s = 5.97 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3 \times 1.99 = 5.97 \text{ cm}^2 \quad ; A_s = 5.97 \text{ cm}^2$$

Luego, reemplazando en (4):

$$M_n = A_s f_s \left(d - \frac{a}{2} \right) + A'_s f'_s \left(\frac{a}{2} - d' \right)$$

$$M_n = 5.97 \times 4200 (34.76 - 2.23) + 5.97 \times 8.65 (2.23 - 5.24)$$

$$= 815657.22 \quad + \quad (-155.44)$$

$$M_n = 815501.78 \quad \text{Kg-cm}$$

$$M_n = 8.16 \text{ Tn-m} \quad ; \phi = 0.90$$

$$\phi M_n = 0.9(8.16) = \mathbf{7.34 \text{ Tn-m}}$$

2.- Cálculo de la cuantía balanceada

Cuantía balanceada para vigas doblemente reforzadas:

$$\rho_b = \frac{\beta_1 0.85 f'_c}{f_y} \left(\frac{6117}{6117 + f_y} \right) + \frac{A'_s f'_s}{b d f_y}$$

$$\rho_b = \bar{\rho}_b + \rho' \frac{f'_s}{f_y} = 0.02244 \quad + \quad 0.000012$$

$$\rho_b = 0.02245$$

Luego:

$$\rho = \frac{A_s}{b d} = 0.005725 < \rho_b \quad ; \text{ Conforme..!!}$$

3. Verificación de límites de refuerzo:

$$\text{Acero máximo} \quad A_{s_{max}} = 0.75 \rho_b b d + \rho' \frac{f'_s}{f_y} b d$$

$$= 17.55 \quad + \quad 0.0123$$

$$A_{s_{max}} = 17.56 \text{ cm}^2$$

Acero mínimo por flexión (ACI):

$$A_{s_{min}} = \max \left\{ \frac{0.8\sqrt{f'c}}{f_y} bd; \frac{14}{f_y} bd \right\} = 3.48 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 5.97 \text{ cm}^2 > A_{s_{min}} \implies \text{Conforme}$$

$$A_s = 5.97 \text{ cm}^2 < A_{s_{max}} \implies \text{Conforme}$$

Por lo tanto, cumple con los requisitos de cuantía

El cálculo se determinó al caso de una sección doblemente reforzadas, sin embargo, se verifica que el aporte de acero en compresión es relativamente bajo, por lo que no influye considerablemente en la resistencia nominal a flexión de la viga y es debido al acero en tracción (3Ø5/8”). Sucede lo contrario a áreas de acero mayores, según se muestra en la siguiente tabla:

Tabla 5.12: Verificación del aporte del acero en compresión para la determinación de la capacidad resistente de vigas

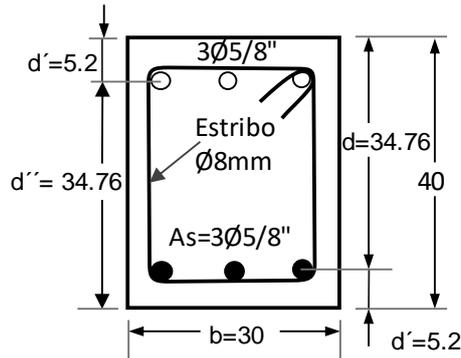
Acero en compresión			Acero en Tracción				
A's	ε's	f's	A _s	ε _s	f _s	ØMn	Observaciones
cm ²		Kg/cm ²	cm ²		Kg/cm ²	Tn-m	
5.97	0.000004	8.65	5.97	0.0169	4200.0	7.3440	Doblemente reforzada
0	0	0.00	5.97	0.0168	4200.0	7.3440	Simplemente reforzada
5.97	0.000733	1495.44	10.00	0.012	4200.0	11.8440	Asumiendo si A _s =10 cm ²
5.97	0.001378	2810.28	15.00	0.0078	4200.0	17.2080	Asumiendo si A _s =15 cm ²

Fuente: Elaboración propia

Las secciones doblemente reforzadas, según Morales (2006), se vuelven necesarias cuando por limitaciones arquitectónicas, de pre dimensionamiento y otras, la sección no es capaz de resistir el momento aplicado, aunque se le provee de la cuantía máxima permitida. Para casos de evaluación de la capacidad de resistencia de las vigas es decisión de cada evaluador considerar el criterio de análisis.

Por lo tanto, la capacidad resistente a flexión de todas las vigas se determinará asumiendo el criterio de diseño de vigas simplemente reforzadas, por lo que los efectos del acero a compresión son despreciables para el caso de las vigas analizadas, al mismo tiempo se determinará la resistencia nominal a la fuerza cortante; las cuales serán comparadas con las sollicitaciones a flexión de momentos y cortantes últimos determinadas del análisis estructural para verificar la necesidad de reforzamiento.

VIGA VP- 402 EJE C-C, TRAMO 1-2 (30cmx40cm)



Propiedades de la sección existente:

<p>Concreto</p> <p>$E_c = 223969.19 \text{ Kg/cm}^2$</p> <p>$f'_c = 220 \text{ Kg/cm}^2$</p> <p>$\beta_1 = 0.85$</p> <p>Sección</p> <p>$b = 30 \text{ cm}$ Ancho de la sección</p> <p>$h = 40 \text{ cm}$ Altura de la sección</p> <p>$d' \approx 5.24 \text{ cm}$ Distancia desde la fibra extrema en tracción al centroide del refuerzo longitudinal en tracción.</p>	<p>Acero</p> <p>$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$</p> <p>$E_s = 2E+06 \text{ Kg/cm}^2$</p>
---	---

A. CAPACIDAD RESISTENTE A FLEXION PARA MOMENTO POSITIVO

1.- Cálculo de la cuantía balanceada

Cálculo de la cuantía balanceada

$$\rho_b = \frac{\beta_1 0.85 f'_c}{f_y} \left(\frac{6117}{6117 + f_y} \right) = 0.0224$$

2. Cálculo del momento resistente

$$d = 40 - 5.24 = 34.76 \text{ cm} ; b = 30 \text{ cm}$$

$$As = 3 \times 1.99 = 5.97 \text{ cm}^2 ; As = 5.97 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{As}{bd} = 0.005725 < \rho_b ; \text{Conforme..!!}$$

Por lo tanto, el modo de falla controlada es por tracción.

Luego: $M_n = As F_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$

$$a = \frac{As \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = 4.47 \text{ cm}$$

$$M_n = As F_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 5.97 \times 4200 (34.76 - 2.23) = 815657.22 \text{ Kg-cm}$$

$$Mn = 8.16 \text{ Tn-m} ; \phi = 0.90$$

$$\phi Mn = 0.9(8.16) = \mathbf{7.34 \text{ Tn-m}}$$

3. Acero máximo y mínimo

Acero máximo

$$A_{s_{max}} = 0.75\rho_b bd = 17.55 \text{ cm}^2$$

Acero mínimo por flexión (ACI):

$$A_{s_{min}} = \max \left\{ \frac{0.8\sqrt{f'_c}}{f_y} bd; \frac{14}{f_y} bd \right\} = 3.48 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 5.97 \text{ cm}^2 > A_{s_{min}} \implies \text{Conforme}$$

$$A_s = 5.97 \text{ cm}^2 < A_{s_{max}} \implies \text{Conforme}$$

Por lo tanto, cumple con los requisitos de cuantía

B. CAPACIDAD RESISTENTE A FLEXION PARA MOMENTO NEGATIVO

La capacidad resistente a flexión para momento negativo será la misma calculada para el momento positivo, debido a que el acero de refuerzo existente inferior es similar al acero de refuerzo superior. Así mismo, la distancia desde la fibra extrema en tracción al centroide del refuerzo longitudinal en tracción es igual a la de compresión, por lo tanto:

$$\phi Mn = 0.9(8.16) = 7.34 \text{ Tn-m}$$

C. CAPACIDAD RESISTENTE A CORTANTE:

$$\text{Estribos } 8\text{mm}; \quad A_{st} = 0.50 \text{ cm}^2 \quad s = 10 \text{ cm},$$

$$\phi = 0.85$$

$$A_v = 2 \times 0.5 = 1 \text{ cm}^2$$

Capacidad de corte del concreto:

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

$$\phi V_c = 6967.98 \text{ Kg}$$

$$0.5 \phi V_c = 3483.99 \text{ Kg}$$

Capacidad de corte del refuerzo transversal:

$$\phi V_s = \phi \frac{A_v \cdot F_y \cdot d}{s}$$

$$\phi V_s = 12409.32 \text{ Kg}$$

RESISTENCIA A CORTANTE (E. 060 Sección 11.1.1)

$$\phi V_n = \phi V_c + \phi V_s = 19377.30 \text{ Kg}$$

RESUMEN

$$\phi Mn^{(+)} = 7.34 \text{ Tn-m} \quad \text{Capacidad resistente a flexión para momento positivo}$$

$$\phi Mn^{(-)} = 7.34 \text{ Tn-m} \quad \text{Capacidad resistente a flexión para momento negativo}$$

$$\phi V_n = 19.38 \text{ Tn} \quad \text{Capacidad resistente a cortante (Máximos y mínimos)}$$

D. SOLICITACIONES A FLEXION Y CORTANTE

Del análisis estructural efectuado, se muestran las solicitaciones máximas a flexión y cortante en todo el tramo de la viga V30cmx40 cm, las cuales se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 5.13: Solicitaciones a flexión y cortantes máximos de la viga 30x40 a cada estación.

Viga 30x40	Estación m	Momentos máximos		Cortantes máximos	
		Mu ⁽⁺⁾ Tn.m	Mu ⁽⁻⁾ Tn.m	Vmax Tn	Vmin Tn
B19	0.15	1.87	-9.76	-1.98	-9.52
B19	0.65	2.83	-5.05	-1.85	-9.34
B19	1.15	4.8	-1.5	-1.72	-9.16
B19	1.15	3.86	-1.9	0.41	-4.67
B19	1.5333	4.19	-0.65	0.51	-4.53
B19	1.9167	4.47	0.57	0.61	-4.39
B19	2.3	5.17	1.74	0.71	-4.25
B19	2.3	5.35	1.95	4.23	-0.76
B19	2.6833	4.24	1.31	4.37	-0.66
B19	3.0667	3.75	0.1	4.51	-0.56
B19	3.45	3.45	-1.15	4.65	-0.46
B19	3.45	4.65	-0.54	9.1	1.6
B19	3.95	2.54	-3.86	9.28	1.73
B19	4.45	1.65	-8.55	9.46	1.86

Fuente: Elaboración propia.

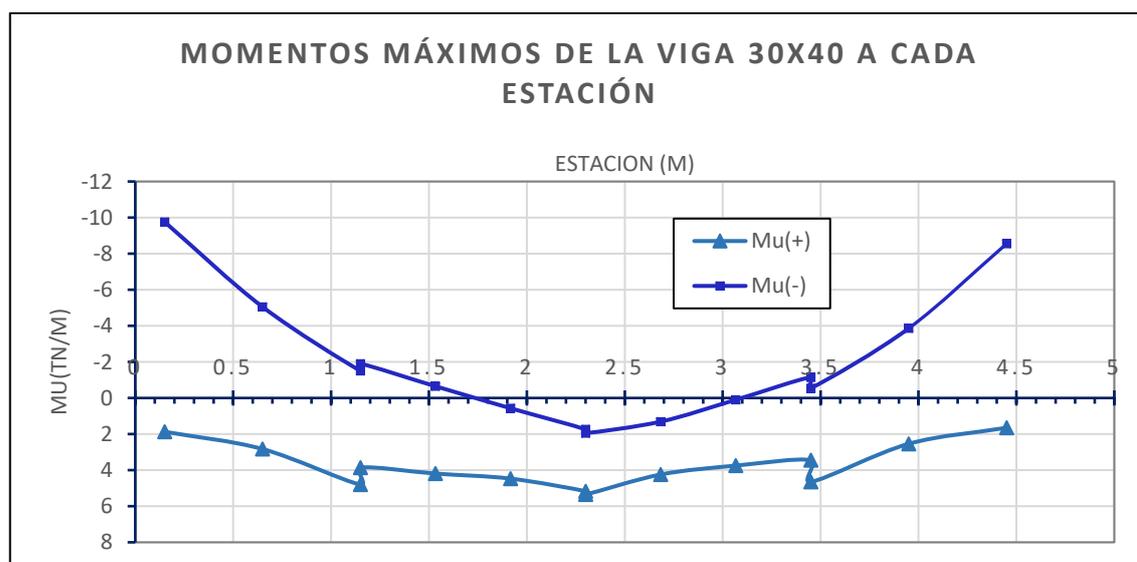


Gráfico 5.12: Diagrama de Momentos máximos de la viga 30x40 a cada estación

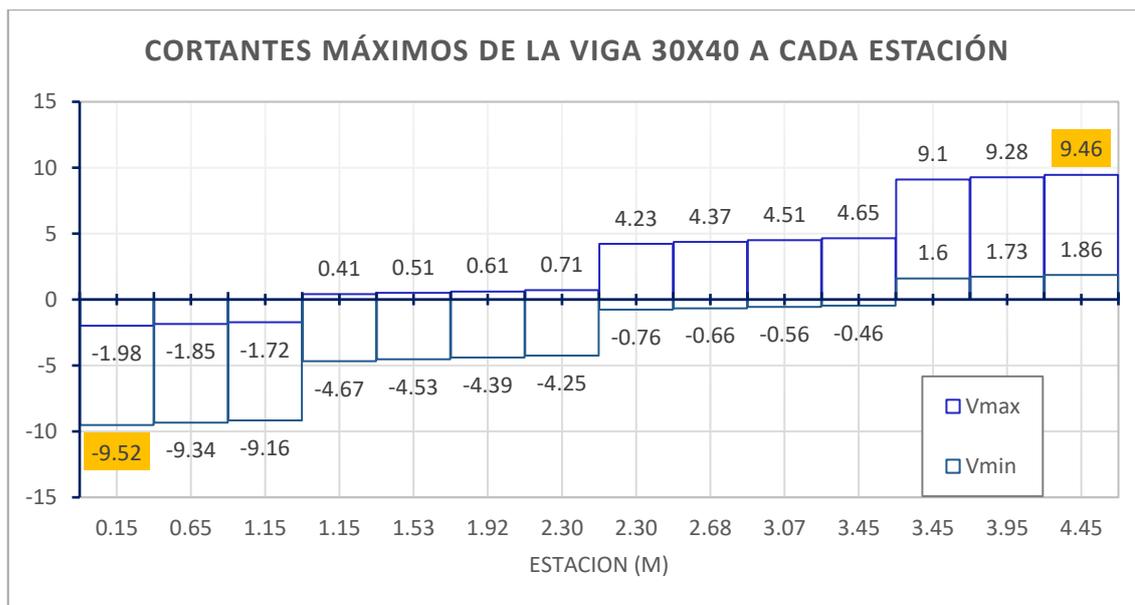


Gráfico 5.13: Diagrama de cortantes máximos de la viga 30x40 a cada estación

E. DETERMINACION DE LA NECESIDAD DE REFORZAMIENTO DE LA VIGA 30x40

Tabla 5.14: Momentos resistentes - Momentos actuantes máximos de la viga 30x40 a cada estación.

Viga 30x40	Estación m	Momento resistente		Momentos últimos	
		$\phi M_n^{(+)}$ Tn.m	$\phi M_n^{(-)}$ Tn.m	$M_u^{(+)}$ Tn.m	$M_u^{(-)}$ Tn.m
B19	0.15	7.341	-7.341	1.87	-9.76
B19	0.65	7.341	-7.341	2.83	-5.05
B19	1.15	7.341	-7.341	4.8	-1.5
B19	1.15	7.341	-7.341	3.86	-1.9
B19	1.5333	7.341	-7.341	4.19	-0.65
B19	1.9167	7.341	-7.341	4.47	0.57
B19	2.3	7.341	-7.341	5.17	1.74
B19	2.3	7.341	-7.341	5.35	1.95
B19	2.6833	7.341	-7.341	4.24	1.31
B19	3.0667	7.341	-7.341	3.75	0.1
B19	3.45	7.341	-7.341	3.45	-1.15
B19	3.45	7.341	-7.341	4.65	-0.54
B19	3.95	7.341	-7.341	2.54	-3.86
B19	4.45	7.341	-7.341	1.65	-8.55

Fuente: Elaboración propia.

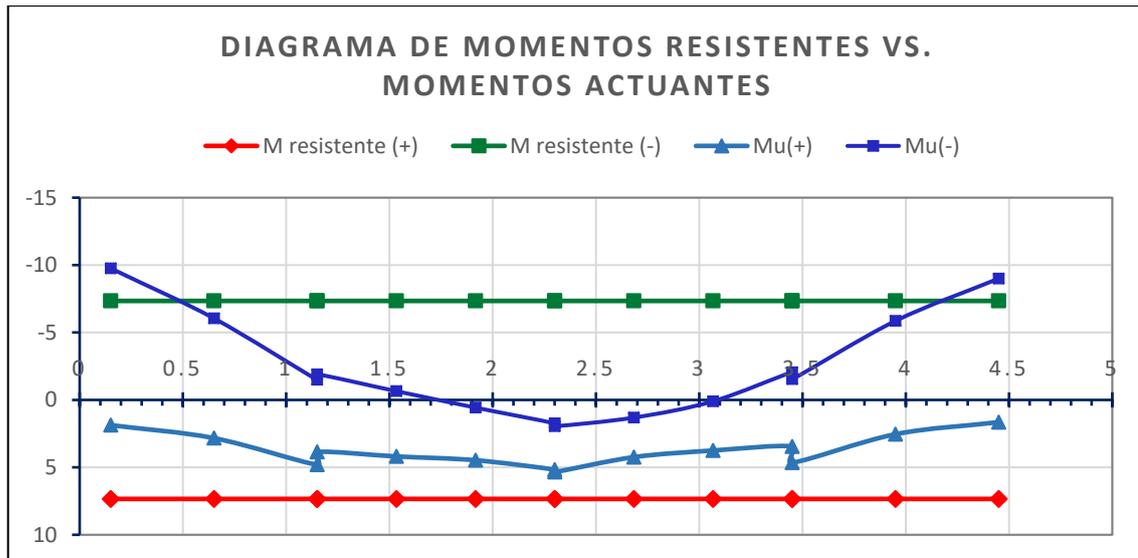


Gráfico 5.14: Diagrama de momentos resistentes Vs. momentos máximos - Viga 30x40

Cortantes VIGA 30X40

b= 30.00 cm Estribos Ø8mm
 d= 34.76 cm 1@5 cm
 f'c= 220.00 Kg/cm² 3@10 cm
 fy= 4200.00 Kg/cm² 3@15 cm
 Av= 1.00 cm² r@20 cm

Tabla 5.15: Capacidad resistente a fuerza cortante - Cortantes máximos VIGA 30x40

Viga 30x40	Estación	s	Cap. Resist. A Fuerza Cortante			Cortantes últimos	
			ØVc	ØVs	ØVn	Vmax	Vmin
	m	cm	Kg	Kg	Tn	Tn	Tn
B19	0.15	10	6967.98	12409.32	19.377	-1.98	-9.52
B19	0.65	15	6967.98	8272.88	15.241	-1.85	-9.34
B19	1.15	20	6967.98	6204.66	13.173	-1.72	-9.16
B19	1.15	20	6967.98	6204.66	13.173	0.41	-4.67
B19	1.53	20	6967.98	6204.66	13.173	0.51	-4.53
B19	1.92	20	6967.98	6204.66	13.173	0.61	-4.39
B19	2.30	20	6967.98	6204.66	13.173	0.71	-4.25
B19	2.30	20	6967.98	6204.66	13.173	4.23	-0.76
B19	2.68	20	6967.98	6204.66	13.173	4.37	-0.66
B19	3.07	20	6967.98	6204.66	13.173	4.51	-0.56
B19	3.45	20	6967.98	6204.66	13.173	4.65	-0.46
B19	3.45	20	6967.98	6204.66	13.173	9.1	1.6
B19	3.95	15	6967.98	8272.88	15.241	9.28	1.73
B19	4.45	10	6967.98	12409.32	19.377	9.46	1.86

Fuente: Elaboración propia.

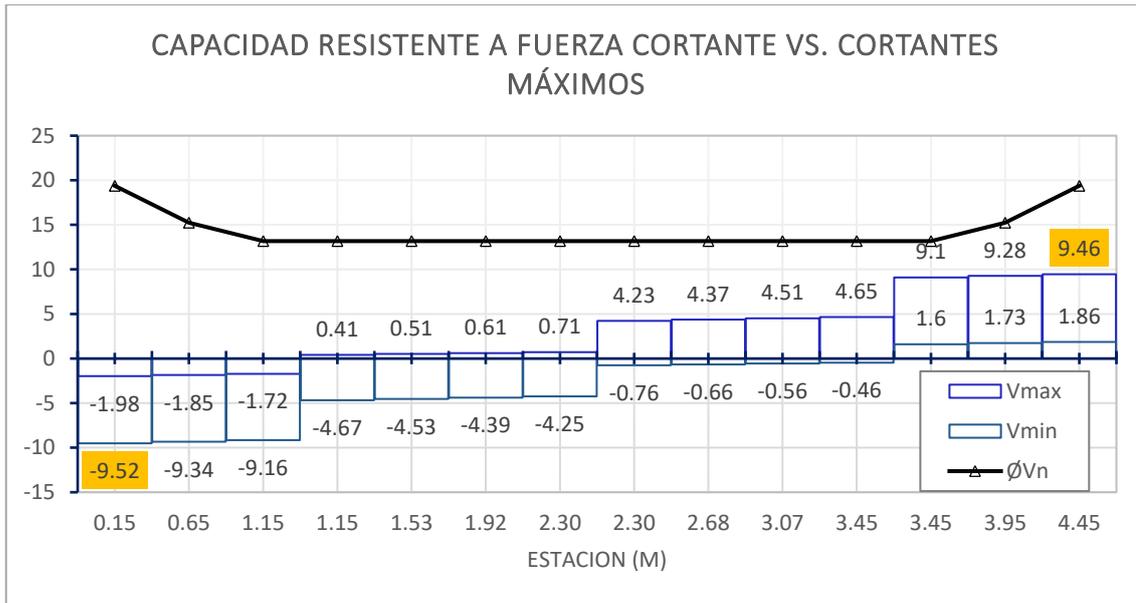
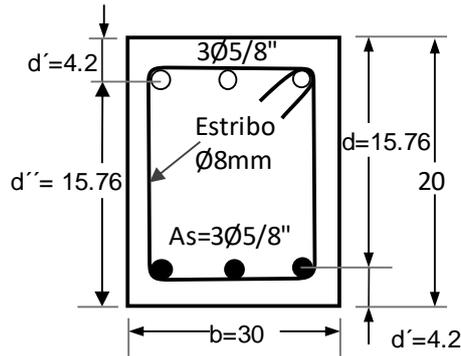


Gráfico 5.15: Capacidad resistente a fuerza cortante vs. Cortantes máximos VIGA 30x40

$$\begin{aligned} \phi M_n^{(+)} = 7.34 \text{ Tn-m} &> M_u^{(+)} = 5.35 \text{ Tn-m} && \text{Conforme} \\ \phi M_n^{(-)} = 7.34 \text{ Tn-m} &< M_u^{(-)} = 9.76 \text{ Tn-m} && \text{No conforme. Reforzar..!} \\ \phi V_n = 19.38 \text{ Tn} &> V_{\max} = 9.46 \text{ Tn} && \text{Conforme} \\ \phi V_n = 19.38 \text{ Tn} &> V_{\min} = 9.52 \text{ Tn} && \text{Conforme} \end{aligned}$$

De los cálculos efectuados para la determinación de la capacidad resistente a flexión y cortante de la viga **V 30cm x 40cm**, así como de las sollicitaciones máximas dadas en tablas y Gráficos superpuestos, se verifica que la viga no tiene la capacidad para resistir sollicitaciones a flexión Negativa en los apoyos. Sin embargo, tiene suficiente capacidad para resistir sollicitaciones de flexión Positiva y fuerza cortante. Según lo descrito en el párrafo anterior, es necesario el reforzamiento de la sección de viga a flexión negativa.

VIGA VP- 402 EJE C-C, TRAMO 1-2 (30cmx20cm)



Propiedades de la sección existente:

Concreto	Acero
$E_c = 223969.19 \text{ Kg/cm}^2$	$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
$f'_c = 220 \text{ Kg/cm}^2$	$E_s = 2E+06 \text{ Kg/cm}^2$

Sección

$b = 30 \text{ cm}$	Ancho de la sección	$\beta_1 = 0.85$
$h = 20 \text{ cm}$	Altura de la sección	
$d' \approx 4.24 \text{ cm}$	Distancia desde la fibra extrema en tracción al centroide del refuerzo longitudinal en tracción.	

A. CAPACIDAD RESISTENTE A FLEXION PARA MOMENTO POSITIVO

1.- Cálculo de la cuantía balanceada

Cálculo de la cuantía balanceada

$$\rho_b = \frac{\beta_1 0.85 f'_c}{f_y} \left(\frac{6117}{6117 + f_y} \right) = 0.0224$$

2. Cálculo del momento resistente

$$d = 20 - 4.24 = 15.76 \text{ cm} ; b = 30 \text{ cm}$$

$$As = 3 \times 1.99 = 5.97 \text{ cm}^2 ; As = 5.97 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{As}{bd} = 0.012627 < \rho_b ; \text{Conforme...!!}$$

Por lo tanto, el modo de falla controlada es por tracción.

Luego: $M_n = As F_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$

$$a = \frac{As \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = 4.47 \text{ cm}$$

$$M_n = As F_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 5.97 \times 4200 (15.76 - 2.23) = 339251.22 \text{ Kg-cm}$$

$$M_n = 3.39 \text{ Tn-m} ; \phi = 0.90$$

$$\phi M_n = 0.9(3.39) = \mathbf{3.05 \text{ Tn-m}}$$

3. Acero máximo y mínimo

Acero máximo

$$A_{s_{max}} = 0.75\rho_b bd = 7.96 \text{ cm}^2$$

Acero mínimo por flexión (ACI-318):

$$A_{s_{min}} = \max \left\{ \frac{0.8\sqrt{f'_c}}{f_y} bd; \frac{14}{f_y} bd \right\} = 1.58 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 5.97 \text{ cm}^2 > A_{s_{min}} \implies \text{Conforme}$$

$$A_s = 5.97 \text{ cm}^2 < A_{s_{max}} \implies \text{Conforme}$$

Por lo tanto, cumple con los requisitos de cuantía

B. CAPACIDAD RESISTENTE A FLEXION PARA MOMENTO NEGATIVO

La capacidad resistente a flexión para momento negativo será la misma calculada para el momento positivo, debido a que el acero de refuerzo existente inferior es similar al acero de refuerzo superior. Así mismo, la distancia desde la fibra extrema en tracción al centroide del refuerzo longitudinal en tracción es igual a la de compresión, por lo tanto:

$$\phi Mn = 0.9(3.39) = 3.05 \text{ Tn-m}$$

C. CAPACIDAD RESISTENTE A CORTANTE:Estribos 8mm; $A_{st} = 0.50 \text{ cm}^2$ $s = 10 \text{ cm}$,

$$\phi = 0.85$$

$$A_v = 2 \times 0.5 = 1 \text{ cm}^2$$

Capacidad de corte del concreto:

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

$$\phi V_c = 3159.25 \text{ Kg}$$

$$0.5 \phi V_c = 1579.62 \text{ Kg}$$

Capacidad de corte del refuerzo transversal:

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

$$\phi V_s = 5626.32 \text{ Kg}$$

RESISTENCIA A CORTANTE (E. 060 Sección 11.1.1)

$$\phi V_n = \phi V_c + \phi V_s = 8785.57 \text{ Kg}$$

RESUMEN

$\phi Mn^{(+)} = 3.05 \text{ Tn-m}$	Capacidad resistente a flexión para momento positivo
$\phi Mn^{(-)} = 3.05 \text{ Tn-m}$	Capacidad resistente a flexión para momento negativo
$\phi V_n = 8.79 \text{ Tn}$	Capacidad resistente a cortante (Máximos y mínimos)

D. SOLICITACIONES A FLEXION Y CORTANTE

Del análisis estructural efectuado, se muestran las solicitaciones máximas a flexión y cortante en todo el tramo de la viga V30cmx20 cm, las cuales se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 5.16: Solicitaciones a flexión – Momentos y cortantes últimos de la viga 30x20 a cada estación.

Viga 30x40	Estación m	Momentos últimos		Cortantes últimos	
		Mu(+) Tn.m	Mu(-) Tn.m	Vmax Tn	Vmin Tn
B19	0.15	-0.14	-4.76	-1.15	-5.07
B19	0.65	0.42	-2.43	-1.08	-4.97
B19	1.15	1.28	-0.48	-1.02	-4.87
B19	1.15	1.48	-0.26	-0.12	-1.78
B19	1.5333	1.81	0.13	-0.07	-1.71
B19	1.9167	2.51	0.49	-0.02	-1.65
B19	2.3	2.96	0.83	0.03	-1.58
B19	2.3	3.06	0.86	1.63	-0.01
B19	2.6833	2.61	0.51	1.7	0.04
B19	3.0667	1.77	0.14	1.77	0.09
B19	3.45	1.43	-0.25	1.84	0.14
B19	3.45	1.29	-0.42	4.9	1.05
B19	3.95	0.39	-2.35	5	1.12
B19	4.45	-0.18	-4.67	5.1	1.18

Fuente: Elaboración propia.

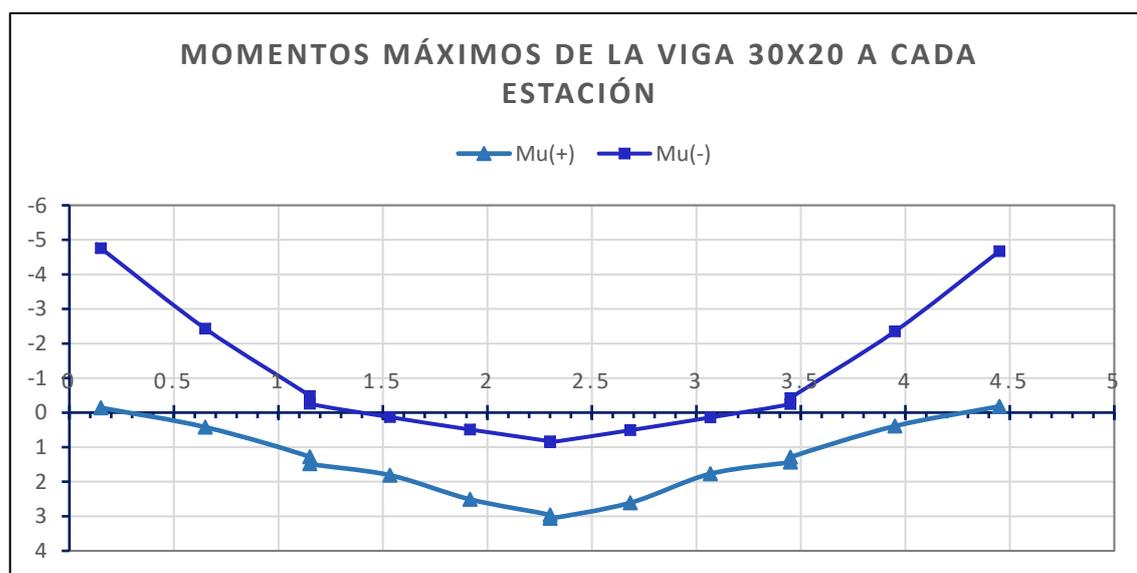


Gráfico 5.16: Diagrama Momentos últimos de la viga 30x20 a cada estación

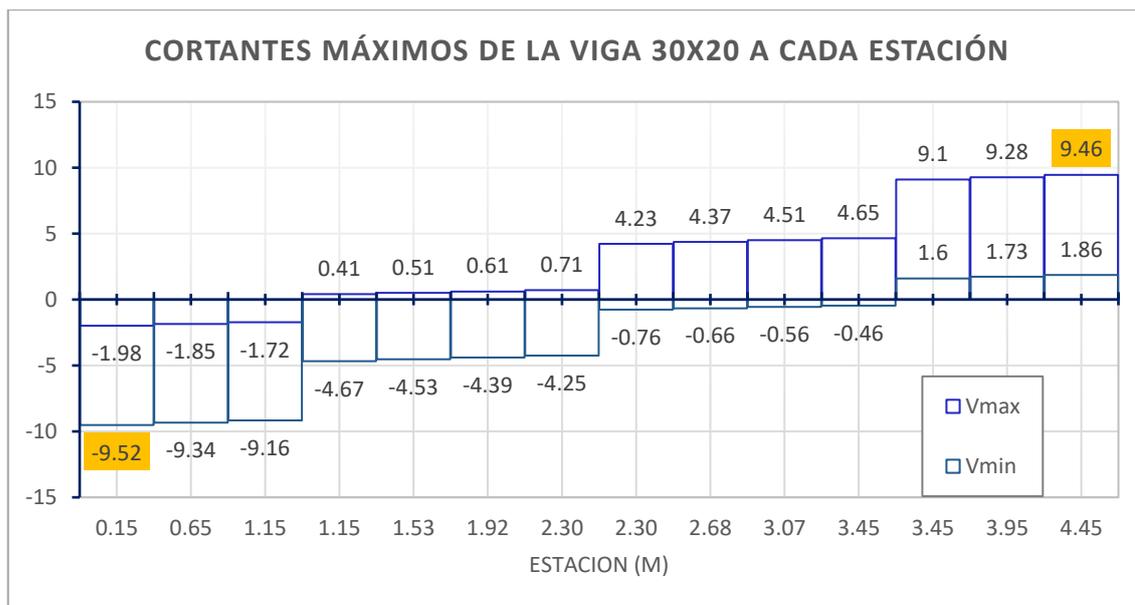


Gráfico 5.17: Diagrama de cortantes máximos de la viga 30x20 a cada estación

E. DETERMINACION DE LA NECESIDAD DE REFORZAMIENTO DE LA VIGA 30x20

Tabla 5.17: Momentos resistentes - Momentos máximos de la viga 30x20 a cada estación.

Viga 30x40	Estación m	Momento resistente		Momentos máximos	
		$\varnothing M_n^{(+)}$ Tn.m	$\varnothing M_n^{(-)}$ Tn.m	$M_u^{(+)}$ Tn.m	$M_u^{(-)}$ Tn.m
B19	0.15	3.05	-3.05	-0.14	-4.76
B19	0.65	3.05	-3.05	0.42	-2.43
B19	1.15	3.05	-3.05	1.28	-0.48
B19	1.15	3.05	-3.05	1.48	-0.26
B19	1.5333	3.05	-3.05	1.81	0.13
B19	1.9167	3.05	-3.05	2.51	0.49
B19	2.3	3.05	-3.05	2.96	0.83
B19	2.3	3.05	-3.05	3.06	0.86
B19	2.6833	3.05	-3.05	2.61	0.51
B19	3.0667	3.05	-3.05	1.77	0.14
B19	3.45	3.05	-3.05	1.43	-0.25
B19	3.45	3.05	-3.05	1.29	-0.42
B19	3.95	3.05	-3.05	0.39	-2.35
B19	4.45	3.05	-3.05	-0.18	-4.67

Fuente: Elaboración propia.

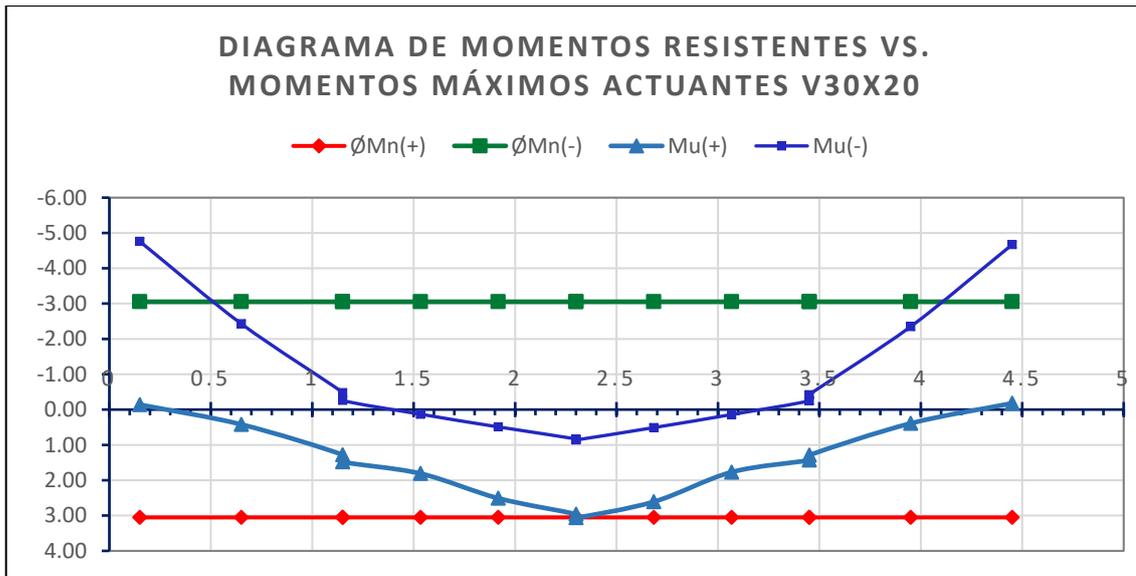


Gráfico 5.18: Diagrama de momentos resistentes Vs. momentos máximos - Viga 30x20

Cortantes VIGA 30X20

b= 30.00 cm EstribosØ8mm
 d= 34.76 cm 1@5 cm
 f'c= 220.00 Kg/cm² 3@10 cm
 fy= 4200.00 Kg/cm² 3@15 cm
 Av= 1.00 cm² r@20 cm

Tabla 5.18: Capacidad resistente a fuerza cortante - Cortantes máximos VIGA 30x20

Viga 30x40	Estación	s	Cap. Resist. A Fuerza Cortante			Cortantes máximos	
			ØVc	ØVs	ØVn	Vmax	Vmin
	m	cm	Kg	Kg	Tn	Tn	Tn
B19	0.15	10	3159.247	5626.320	8.786	-1.15	-5.07
B19	0.65	15	3159.247	3750.880	6.910	-1.08	-4.97
B19	1.15	20	3159.247	2813.160	5.972	-1.02	-4.87
B19	1.15	20	3159.247	2813.160	5.972	-0.12	-1.78
B19	1.53	20	3159.247	2813.160	5.972	-0.07	-1.71
B19	1.92	20	3159.247	2813.160	5.972	-0.02	-1.65
B19	2.30	20	3159.247	2813.160	5.972	0.03	-1.58
B19	2.30	20	3159.247	2813.160	5.972	1.63	-0.01
B19	2.68	20	3159.247	2813.160	5.972	1.7	0.04
B19	3.07	20	3159.247	2813.160	5.972	1.77	0.09
B19	3.45	20	3159.247	2813.160	5.972	1.84	0.14
B19	3.45	20	3159.247	2813.160	5.972	4.9	1.05
B19	3.95	15	3159.247	3750.880	6.910	5	1.12
B19	4.45	10	3159.247	5626.320	8.786	5.1	1.18

Fuente: Elaboración propia.

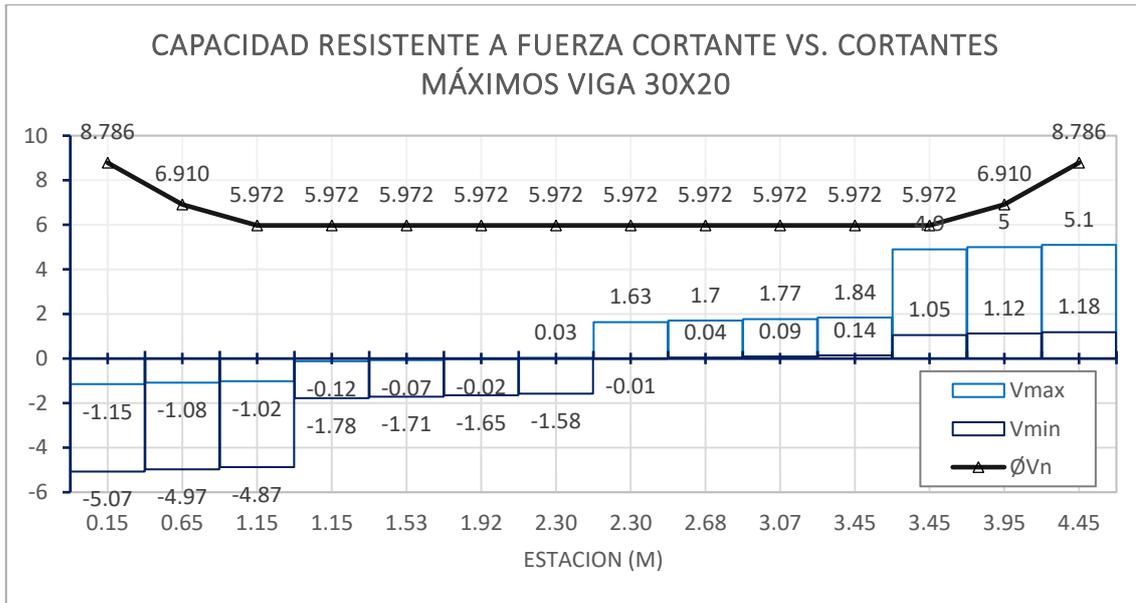


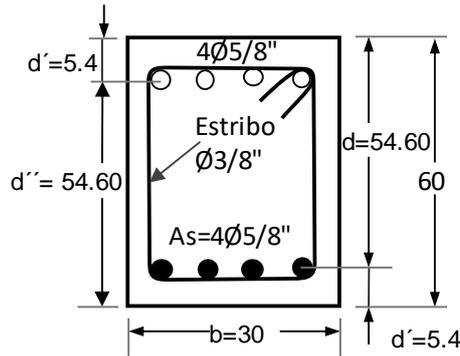
Gráfico 5.19: Capacidad resistente a fuerza cortante vs. Cortantes máximos VIGA 30x20

$$\begin{aligned} \phi M_n^{(+)} &= 3.05 \text{ Tn-m} < M_u^{(+)} = 3.06 \text{ Tn-m} && \text{No conforme. Reforzar..!} \\ \phi M_n^{(-)} &= 3.05 \text{ Tn-m} < M_u^{(-)} = 4.76 \text{ Tn-m} && \text{No conforme. Reforzar..!} \\ \phi V_n &= 8.79 \text{ Tn} > V_{\max} = 5.10 \text{ Tn} && \text{Conforme} \\ \phi V_n &= 8.79 \text{ Tn} > V_{\min} = 5.07 \text{ Tn} && \text{Conforme} \end{aligned}$$

De los cálculos efectuados para la determinación de la capacidad resistente a flexión y cortante de la viga **V 30cm x 20cm**, así como de las solicitaciones máximas dadas en tablas y Gráficos superpuestos, se verifica que la sección de viga no tiene capacidad para resistir solicitaciones a flexión Positiva y Negativa. Sin embargo, tiene suficiente resistencia para solicitaciones de fuerza cortante.

Según lo descrito en el párrafo anterior, es necesario el reforzamiento a flexión positiva y negativa.

VIGA VP- 402 EJE C-C, TRAMO 1-2 (30cmx60cm)



Propiedades de la sección existente:

Concreto	Acero
$E_c = 223969.19 \text{ Kg/cm}^2$	$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
$f'_c = 220 \text{ Kg/cm}^2$	$E_s = 2E+06 \text{ Kg/cm}^2$

Sección

$b = 30 \text{ cm}$	Ancho de la sección	$\beta_1 = 0.85$
$h = 60 \text{ cm}$	Altura de la sección	
$d' \approx 5.4 \text{ cm}$	Distancia desde la fibra extrema en tracción al centroide del refuerzo longitudinal en tracción.	

A. CAPACIDAD RESISTENTE A FLEXION PARA MOMENTO POSITIVO

1.- Cálculo de la cuantía balanceada

Cálculo de la cuantía balanceada

$$\rho_b = \frac{\beta_1 0.85 f'_c}{f_y} \left(\frac{6117}{6117 + f_y} \right) = 0.0224$$

2. Cálculo del momento resistente

$$d = 60 - 5.4 = 54.6 \text{ cm} ; b = 30 \text{ cm}$$

$$A_s = 4 \times 1.99 = 7.96 \text{ cm}^2 ; A_s = 7.96 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0.00486 < \rho_b ; \text{Conforme...!!}$$

Por lo tanto, el modo de falla controlada es por tracción.

Luego: $M_n = A_s F_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = 5.96 \text{ cm}$$

$$M_n = A_s F_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 7.96 \times 4200 \left(54.6 - 2.98 \right) = 1725759.8 \text{ Kg-cm}$$

$$M_n = 17.26 \text{ Tn-m} ; \phi = 0.90$$

$$\phi M_n = 0.9(17.26) \text{ 15.53 Tn-m}$$

3. Acero máximo y mínimo

Acero máximo

$$As_{max} = 0.75\rho_b bd = 27.57 \text{ cm}^2$$

Acero mínimo por flexión (ACI):

$$As_{min} = \max \left\{ \frac{0.8\sqrt{f'c}}{f_y} bd; \frac{14}{f_y} bd \right\} = 5.46 \text{ cm}^2$$

$$As = 7.96 \text{ cm}^2 > As_{min} \implies \text{Conforme}$$

$$As = 7.96 \text{ cm}^2 < As_{max} \implies \text{Conforme}$$

Por lo tanto, cumple con los requisitos de cuantía

B. CAPACIDAD RESISTENTE A FLEXION PARA MOMENTO NEGATIVO

La capacidad resistente a flexión para momento negativo será la misma calculada para el momento positivo, debido a que el acero de refuerzo existente inferior es similar al acero de refuerzo superior. Así mismo, la distancia desde la fibra extrema en tracción al centroide del refuerzo longitudinal en tracción es igual a la de compresión, por lo tanto:

$$\phi Mn = 0.9(17.26) \text{ 15.53 Tn-m}$$

C. CAPACIDAD RESISTENTE A CORTANTE:Estribos $\emptyset 3/8"$; $Ast = 0.71 \text{ cm}^2$ $s = 10 \text{ cm}$,

$$\emptyset = 0.85$$

$$Av = 2 \times 0.71 = 1.42 \text{ cm}^2$$

Capacidad de corte del concreto:

$$\phi Vc = \phi 0.53 \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d$$

$$\phi Vc = 10945.11 \text{ Kg}$$

$$0.5 \phi Vc = 5472.55 \text{ Kg}$$

Capacidad de corte del refuerzo transversal:

$$\phi Vs = \phi \frac{Av \cdot Fy \cdot d}{s}$$

$$\phi Vs = 27678.92 \text{ Kg}$$

RESISTENCIA A CORTANTE (E. 060 Sección 11.1.1)

$$\phi Vn = \phi Vc + \phi Vs = 38624.03 \text{ Kg}$$

RESUMEN

$\phi Mn^{(+)} = 15.53 \text{ Tn-m}$	Capacidad resistente a flexión para momento positivo
$\phi Mn^{(-)} = 15.53 \text{ Tn-m}$	Capacidad resistente a flexión para momento negativo
$\phi Vn = 38.62 \text{ Tn}$	Capacidad resistente a cortante (Máximos y mínimos)

D. SOLICITACIONES A FLEXION Y CORTANTE DE LA VIGA 30x60

Solicitaciones máximas a flexión y cortante en todo el tramo de la viga V30cmx60 cm,

Tabla 5.19: Solicitaciones a flexión y cortantes máximos de la viga 30x60 a cada estación.

Viga 30x40	Estación m	Momentos máximos		Cortantes máximos	
		Mu ⁽⁺⁾ Tn.m	Mu ⁽⁻⁾ Tn.m	Vmax Tn	Vmin Tn
B26	0.15	1.7	-13.17	-1.45	-11.04
B26	0.65	2.38	-7.72	-1.26	-10.77
B26	1.15	3.2	-2.64	-1.06	-10.5
B26	1.15	3.52	-2.44	0.78	-6.4
B26	1.5333	3.83	-0.67	0.93	-6.19
B26	1.9167	4.07	1.03	1.08	-5.99
B26	2.3	5.51	1.91	1.23	-5.78
B26	2.3	5.58	1.77	0.37	-0.6
B26	2.36	5.59	1.76	0.4	-0.57
B26	2.36	5.72	1.78	3.66	-2.38
B26	2.7233	6	0.63	3.86	-2.24
B26	3.0867	6.55	-0.57	4.05	-2.09
B26	3.45	7.03	-1.82	4.25	-1.95
B26	3.45	6.95	-1.91	8.19	-0.13
B26	3.95	5.54	-4.65	8.46	0.06
B26	4.45	5.23	-8.72	8.73	0.25

Fuente: Elaboración propia.

E. DETERMINACION DE LA NECESIDAD DE REFORZAMIENTO DE LA VIGA 30x60

$$\emptyset Mn^{(+)} = 15.53 \text{ Tn-m} > M_u^{(+)} = 7.03 \text{ Tn-m} \quad \text{Conforme}$$

$$\emptyset Mn^{(-)} = 15.53 \text{ Tn-m} > M_u^{(-)} = 13.17 \text{ Tn-m} \quad \text{Conforme}$$

$$\emptyset Vn = 38.62 \text{ Tn} > V_{max} = 8.73 \text{ Tn} \quad \text{Conforme}$$

$$\emptyset Vn = 38.62 \text{ Tn} > V_{min} = 11.04 \text{ Tn} \quad \text{Conforme}$$

De los cálculos efectuados para la determinación de la capacidad resistente a flexión y cortante de la viga **V 30cm x 60 cm**, así como de las solicitaciones máximas dadas en tabla, se verifica que la viga tiene suficiente capacidad de resistir solicitaciones a flexión Negativa y positiva, así como para fuerza cortante. Según lo descrito, no es necesario el reforzamiento.

De manera similar se hacen las verificaciones para cada elemento de vigas principales y vigas secundarias, las cuales se dan en la Tabla 5.20 y Tabla 5.21:

Tabla 5.20: Capacidad resistente de vigas principales Vs. Momentos y cortantes máximos – edificio Puno

VIGAS PRINCIPALES				FLEXION				CORTE			
Nivel	Descripción de viga			Capacidad resistente		Momentos Últimos		Capacidad resistente		Cortantes Últimos	
Story	Nº	L (m)	Viga BxH	ØMn+ Tn.m	ØMn- Tn.m	Mu+ Tn.m	Mu- Tn.m	ØVn+ Tn.m	ØVn- Tn.m	Vu+ Tn.m	Vu- Tn.m
TECHO	1	4.60	Viga 30x40	7.3409	-7.3409	4.27	-4.27	15.241	-15.24	5.14	-6
TECHO	2	4.60	Viga 30x40	7.3409	-7.3409	3.38	-3.39	15.241	-15.24	4.4	-4.49
5º Nivel	3	4.60	Viga 30x40	7.3409	-7.3409	2.92	-5.53	15.241	-15.24	5.46	-4.85
5º Nivel	4	4.60	Viga 30x40	7.3409	-7.3409	4.66	-7.28	15.241	-15.24	6.57	-8.2
5º Nivel	5	4.60	Viga 30x40	7.3409	-7.3409	4.03	-6.9	15.241	-15.24	6.67	-5.8
5º Nivel	6	4.60	Viga 30x40	7.3409	-7.3409	3.75	-6.93	15.241	-15.24	5.93	-7.1
5º Nivel	7	4.60	Viga 30x40	7.3409	-7.3409	5.75	-5.86	15.241	-15.24	7.34	-7.16
4º Nivel	8	4.60	Viga 30x20	3.0533	-3.0533	2.30	-3.94	6.9101	-6.91	3.58	-3.63
4º Nivel	9	4.60	Viga 30x20	3.0533	-3.0533	1.37	-3.49	6.9101	-6.91	3.18	-3.39
4º Nivel	10	4.60	Viga 30x40	7.3409	-7.3409	5.35	-9.76	15.241	-15.24	9.46	-9.52
4º Nivel	11	4.60	Viga 30x40	7.3409	-7.3409	4.64	-9.05	15.241	-15.24	8.92	-8.35
4º Nivel	12	4.60	Viga 30x40	7.3409	-7.3409	2.65	-6.31	15.241	-15.24	4.48	-6.38
4º Nivel	13	4.60	Viga 30x20	3.0533	-3.0533	1.81	-2.90	6.9101	-6.91	2.63	-2.48
4º Nivel	14	4.60	Viga 30x20	3.0533	-3.0533	1.35	-2.71	6.9101	-6.91	2.3	-2.79
4º Nivel	15	4.60	Viga 30x40	7.3409	-7.3409	2.98	-5.63	15.241	-15.24	6.1	-5.79
4º Nivel	16	4.60	Viga 30x40	7.3409	-7.3409	2.74	-5.27	15.241	-15.24	5.14	-5.56
3º Nivel	17	4.60	Viga 30x20	3.0533	-3.0533	2.31	-4.32	6.9101	-6.91	4.49	-4.56
3º Nivel	18	4.60	Viga 30x20	3.0533	-3.0533	1.54	-4.13	6.9101	-6.91	3.53	-4.29
3º Nivel	19	4.60	Viga 30x20	3.0533	-3.0533	3.06	-4.76	6.9101	-6.91	5.1	-5.07
3º Nivel	20	4.60	Viga 30x20	3.0533	-3.0533	3.06	-4.68	6.9101	-6.91	5.1	-4.99
3º Nivel	21	4.60	Viga 30x20	3.0533	-3.0533	2.05	-3.94	6.9101	-6.91	4.34	-4.22
3º Nivel	22	4.60	Viga 30x20	3.0533	-3.0533	2.74	-4.34	6.9101	-6.91	4.48	-4.35
3º Nivel	23	4.60	Viga 30x20	3.0533	-3.0533	2.41	-3.98	6.9101	-6.91	3.77	-3.94
3º Nivel	24	4.60	Viga 30x40	7.3409	-7.3409	4.49	-7.15	15.241	-15.24	9.75	-9.72
3º Nivel	25	4.60	Viga 30x40	7.3409	-7.3409	4.2	-7.29	15.241	-15.24	8.73	-8.87
2º Nivel	26	4.60	Viga 30x40	7.3409	-7.3409	4.23	-8.9	15.241	-15.24	7.1	-6.99
2º Nivel	27	4.60	Viga 30x40	7.3409	-7.3409	4.25	-8.32	15.241	-15.24	6.1	-7.04
2º Nivel	28	4.60	Viga 30x40	7.3409	-7.3409	4.09	-8.41	15.241	-15.24	7.45	-7.24
2º Nivel	29	4.60	Viga 30x40	7.3409	-7.3409	3.83	-8.62	15.241	-15.24	7.64	-6.94
2º Nivel	30	4.60	Viga 30x40	7.3409	-7.3409	3.69	-8.32	15.241	-15.24	7.66	-7.36
2º Nivel	31	4.60	Viga 30x40	7.3409	-7.3409	4.31	-8.93	15.241	-15.24	7.99	-7.28
2º Nivel	32	4.60	Viga 30x40	7.3409	-7.3409	4.16	-8.88	15.241	-15.24	7.18	-7.87
2º Nivel	33	4.60	Viga 30x40	7.3409	-7.3409	3.2	-7.33	15.241	-15.24	7.16	-6.95

2° Nivel	34	4.60	Viga 30x40	7.3409	-7.3409	3.27	-7.27	15.241	-15.24	6.88	-7.18
1° Nivel	35	4.60	Viga 30x60	15.5318	-15.5318	8.04	-11.97	29.398	-29.4	9.04	-9.61
1° Nivel	36	4.60	Viga 30x60	15.5318	-15.5318	7.55	-10.69	29.398	-29.4	10.24	-9.32
1° Nivel	37	4.60	Viga 30x60	15.5318	-15.5318	6.97	-12.07	29.398	-29.4	10.48	-8.58
1° Nivel	38	4.60	Viga 30x60	15.5318	-15.5318	6.35	-11.92	29.398	-29.4	8.09	-9.6
1° Nivel	39	4.60	Viga 30x60	15.5318	-15.5318	7.15	-13.21	29.398	-29.4	11.19	-8.79
1° Nivel	40	4.60	Viga 30x60	15.5318	-15.5318	7.03	-13.17	29.398	-29.4	8.73	-11.04
1° Nivel	41	4.60	Viga 30x60	15.5318	-15.5318	6.33	-9.74	29.398	-29.4	9.34	-7.84
1° Nivel	42	4.60	Viga 30x60	15.5318	-15.5318	6.22	-9.68	29.398	-29.4	7.85	-9.3

Fuente: Elaboración propia

Tabla 5.21: Capacidad resistente de vigas secundarias Vs. Momentos y cortantes máximos – edificio Puno

VIGAS SECUNDARIAS				FLEXION				CORTE			
Nivel	Descripción de viga			Capacidad resistente		Momentos Últimos		Capacidad resistente		Cortantes Últimos	
Story	N°	L (m)	Viga BxH	ØMn+ Tn.m	ØMn- Tn.m	Mu+ Tn.m	Mu- Tn.m	ØVn+ Tn.m	ØVn- Tn.m	Vu+ Tn.m	Vu- Tn.m
TECHO	43	3.6	Viga 30x20	2.0934	-2.0934	0.94	-1.6	5.5598	-5.56	1.48	-1.73
TECHO	44	3.6	Viga 30x20	2.0934	-2.0934	1.24	-1.83	5.5598	-5.56	1.72	-1.84
5° Nivel	45	3.6	Viga 30x20	2.0934	-2.0934	0.5	-1.12	5.5598	-5.56	1.39	-1.34
5° Nivel	46	3.7	Viga 30x20	2.0934	-2.0934	0.59	-1.47	5.5598	-5.56	1.68	-1.96
5° Nivel	47	3.6	Viga 30x20	2.0934	-2.0934	0.63	-1.63	5.5598	-5.56	2.08	-2.08
5° Nivel	48	3.7	Viga 30x20	2.0934	-2.0934	0.77	-1.81	5.5598	-5.56	1.83	-2.44
5° Nivel	49	3.6	Viga 30x20	2.0934	-2.0934	1.45	-2.07	5.5598	-5.56	2.64	-2.66
4° Nivel	50	3.6	Viga 30x40	7.3409	-7.3409	2.87	-5.36	15.241	-15.24	3.25	-5.12
4° Nivel	51	3.7	Viga 30x40	7.3409	-7.3409	2.62	-4.57	15.241	-15.24	4.01	-4.61
4° Nivel	52	3.6	Viga 30x40	7.3409	-7.3409	2.37	-3.73	15.241	-15.24	3.83	-3.74
4° Nivel	53	3.6	Viga 30x40	7.3409	-7.3409	2.2	-3.33	15.241	-15.24	2.91	-3.76
4° Nivel	54	3.6	Viga 30x40	7.3409	-7.3409	2.66	-5.56	15.241	-15.24	5	-6.21
4° Nivel	55	3.7	Viga 30x40	7.3409	-7.3409	2.53	-5.61	15.241	-15.24	5.66	-6.24
4° Nivel	56	3.6	Viga 30x40	7.3409	-7.3409	2.46	-4.19	15.241	-15.24	3.95	-3.84
4° Nivel	57	3.6	Viga 30x40	7.3409	-7.3409	2.66	-3.94	15.241	-15.24	2.69	-4.21
4° Nivel	58	3.6	Viga 30x40	7.3409	-7.3409	5.38	-5.97	15.241	-15.24	3.73	-5.27
4° Nivel	59	3.7	Viga 30x40	7.3409	-7.3409	4.67	-6.43	15.241	-15.24	5.05	-6.44
4° Nivel	60	3.6	Viga 30x40	7.3409	-7.3409	3.05	-4.11	15.241	-15.24	2.86	-3.39
4° Nivel	61	3.6	Viga 30x40	7.3409	-7.3409	3.23	-4.14	15.241	-15.24	3.65	-4.19
4° Nivel	62	3.6	Viga 30x20	2.0934	-2.0934	0.31	-0.69	5.5598	-5.56	0.32	-0.68
4° Nivel	63	3.7	Viga 30x20	2.0934	-2.0934	0.51	-1.51	5.5598	-5.56	0.34	-1.63

4° Nivel	64	3.6	Viga 30x20	2.0934	-2.0934	0.37	-1.55	5.5598	-5.56	1.3	-0.09
3° Nivel	65	3.6	Viga 30x40	7.3409	-7.3409	3.06	-5.74	15.241	-15.24	4.75	-5.4
3° Nivel	66	3.7	Viga 30x40	7.3409	-7.3409	3.05	-5.44	15.241	-15.24	4.79	-5.35
3° Nivel	67	3.6	Viga 30x40	7.3409	-7.3409	3.05	-5.18	15.241	-15.24	4.94	-5.39
3° Nivel	68	3.6	Viga 30x40	7.3409	-7.3409	3.25	-5.44	15.241	-15.24	4.7	-6.18
3° Nivel	69	3.6	Viga 30x40	7.3409	-7.3409	3.28	-4.86	15.241	-15.24	5.19	-4.45
3° Nivel	70	3.7	Viga 30x40	7.3409	-7.3409	3.01	-5.32	15.241	-15.24	4.46	-5.06
3° Nivel	71	3.6	Viga 30x40	7.3409	-7.3409	3.28	-4.92	15.241	-15.24	4.66	-4.86
3° Nivel	72	3.6	Viga 30x40	7.3409	-7.3409	3.85	-5.89	15.241	-15.24	3.7	-6.28
3° Nivel	73	3.6	Viga 30x40	7.3409	-7.3409	3.65	-5.5	15.241	-15.24	4.51	-5.96
3° Nivel	74	3.7	Viga 30x40	7.3409	-7.3409	4.08	-6.61	15.241	-15.24	5.71	-7.62
3° Nivel	75	3.6	Viga 30x40	7.3409	-7.3409	4.53	-6.64	15.241	-15.24	5.49	-6.12
3° Nivel	76	3.6	Viga 30x40	7.3409	-7.3409	4.41	-6.34	15.241	-15.24	4.99	-6.48
2° Nivel	77	3.6	Viga 30x40	7.3409	-7.3409	3.35	-5.86	15.241	-15.24	4.9	-5.61
2° Nivel	78	3.7	Viga 30x40	7.3409	-7.3409	3.25	-5.5	15.241	-15.24	5.02	-5.38
2° Nivel	79	3.6	Viga 30x40	7.3409	-7.3409	3.25	-5.33	15.241	-15.24	5.29	-5.16
2° Nivel	80	3.6	Viga 30x40	7.3409	-7.3409	3.32	-5.38	15.241	-15.24	5.39	-5.7
2° Nivel	81	3.6	Viga 30x40	7.3409	-7.3409	4.13	-5.5	15.241	-15.24	6.81	-5.25
2° Nivel	82	3.7	Viga 30x40	7.3409	-7.3409	4.22	-5.96	15.241	-15.24	5.73	-6.86
2° Nivel	83	3.6	Viga 30x40	7.3409	-7.3409	4.33	-5.72	15.241	-15.24	6.77	-5.86
2° Nivel	84	3.6	Viga 30x40	7.3409	-7.3409	4.08	-6	15.241	-15.24	4.91	-6.91
2° Nivel	85	3.6	Viga 30x40	7.3409	-7.3409	4.24	-5.96	15.241	-15.24	4.82	-6
2° Nivel	86	3.7	Viga 30x40	7.3409	-7.3409	4.41	-6.9	15.241	-15.24	6.09	-7.35
2° Nivel	87	3.6	Viga 30x40	7.3409	-7.3409	4.29	-6.28	15.241	-15.24	5.65	-5.73
2° Nivel	88	3.6	Viga 30x40	7.3409	-7.3409	4.21	-6.1	15.241	-15.24	5.75	-6.22
1° Nivel	89	3.6	Viga 30x60	11.817	-11.817	6.92	-10.24	29.398	-29.4	7.43	-8.64
1° Nivel	90	3.7	Viga 30x60	11.817	-11.817	4.43	-6.81	29.398	-29.4	6.52	-6.98
1° Nivel	91	3.6	Viga 30x60	11.817	-11.817	4.49	-7.11	29.398	-29.4	6.98	-6.81
1° Nivel	92	3.6	Viga 30x60	11.817	-11.817	6.56	-7.78	29.398	-29.4	7.26	-8.23
1° Nivel	93	3.6	Viga 30x60	11.817	-11.817	7.82	-9.7	29.398	-29.4	9.28	-8.81
1° Nivel	94	3.7	Viga 30x60	11.817	-11.817	7.83	-10.8	29.398	-29.4	9	-9.62
1° Nivel	95	3.6	Viga 30x60	11.817	-11.817	8.41	-10.31	29.398	-29.4	9.45	-9.27
1° Nivel	96	3.6	Viga 30x60	11.817	-11.817	7.07	-10.31	29.398	-29.4	6.96	-10.34
1° Nivel	97	3.6	Viga 30x60	11.817	-11.817	6.22	-8.71	29.398	-29.4	5.96	-7.2
1° Nivel	98	3.7	Viga 30x60	11.817	-11.817	4.19	-6.69	29.398	-29.4	6.59	-6.25
1° Nivel	99	3.6	Viga 30x60	11.817	-11.817	4.48	-7.04	29.398	-29.4	6.01	-6.7
1° Nivel	100	3.6	Viga 30x60	11.817	-11.817	6.32	-7.36	29.398	-29.4	6.87	-8.17

Fuente: Elaboración propia

5.3.6.5 DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD RESISTENTE A FLEXION Y CORTE DE LOSAS

El criterio para la determinación de la capacidad resistente de losas será el mismo caso de vigas, en este caso se determinará la capacidad resistente de las viguetas. A modo de ejemplo se determinará la capacidad resistente de la losa del 1° Nivel. La distribución de refuerzo es similar para todos los niveles.

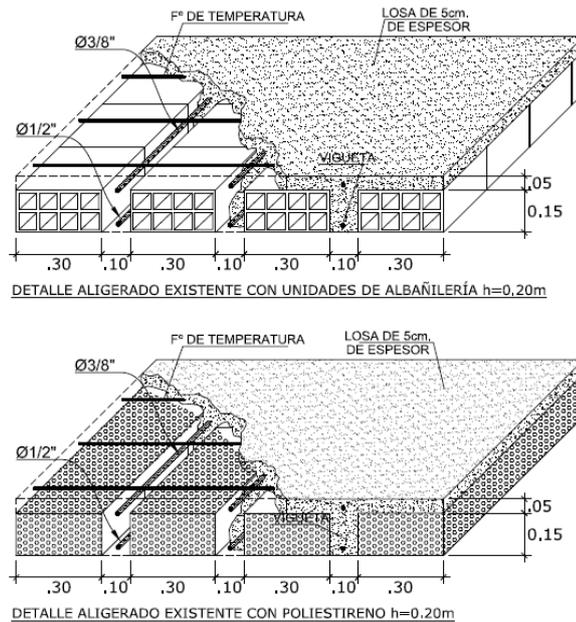


Figura 5.10: Detalle de aligerado existente con unidades de albañilería (1°, 4°, 5° y 6° Nivel) y con poli estireno (2° y 3° Nivel) - Puno

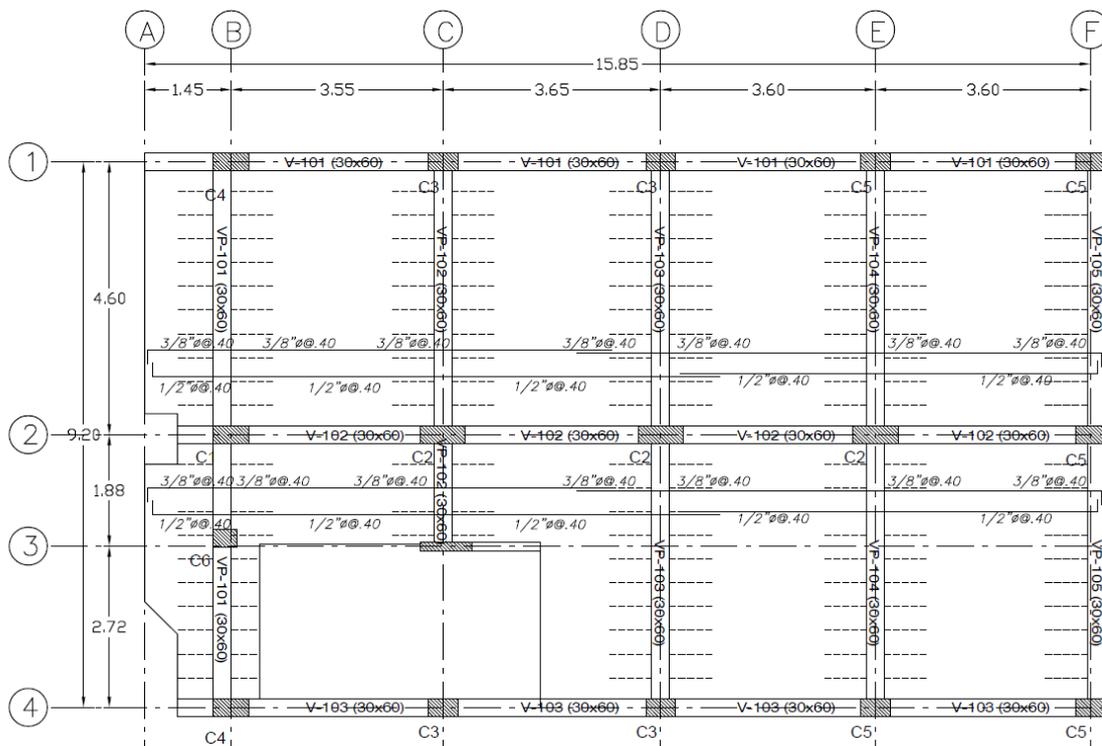
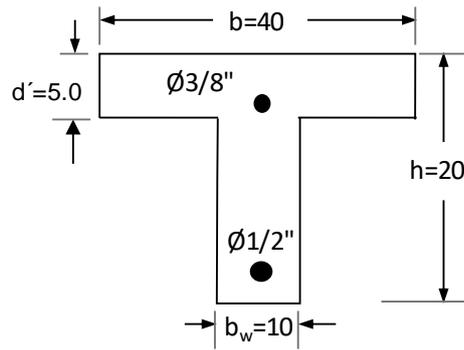


Figura 5.11: Detalle de aligerado existente 1° Nivel – Puno

DETERMINACION DE LA CAPACIDAD RESISTENTE DE LOSA 1° NIVEL



Acero existente				
1	Ø	3/8"	0.71	Superior
1	Ø	1/2"	1.29	Inferior

Propiedades de la sección existente:

Concreto	Acero
$E_c = 223969.19 \text{ Kg/cm}^2$	$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
$f'_c = 220 \text{ Kg/cm}^2$	$E_s = 2039000 \text{ Kg/cm}^2$
Sección	
$b_w = 10 \text{ cm}$ Ancho del alma	
$b = 40 \text{ cm}$ Ancho del ala	$\beta_1 = 0.85$
$h = 20 \text{ cm}$ Altura de la sección	
$t = 5 \text{ cm}$ Espesor del ala	

A. CAPACIDAD RESISTENTE A FLEXION PARA MOMENTO POSITIVO

1.- Cálculo de la cuantía balanceada

$$\rho_b = \frac{\beta_1 0.85 f'_c}{f_y} \left(\frac{6117}{6117 + f_y} \right) = 0.0223$$

2. Cálculo del momento resistente

$$d = 20 - (2 + 1.27/2) = 17.365 \text{ cm};$$

$$A_s = 1.29 \text{ cm}^2 \quad (1\text{Ø}1/2")$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0.001857 < \rho_b \quad ; \text{ Conforme..!!}$$

Por lo tanto, el modo de falla controlada es por tracción.

Considerando que actúa como sección rectangular:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = 0.724 \text{ cm}$$

$$a = 0.724 \text{ cm} < t = 5 \text{ cm} \quad \therefore \text{ Analizar como sección rectangular}$$

Luego:

$$M_n = A_s F_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 1.29 \times 4200 (17.365 - 0.362) = 92121.36 \text{ Kg-cm}$$

$$M_n = 0.921 \text{ Tn-m} \quad ; \quad \phi = 0.90$$

$$\phi M_n = 0.9 (0.921) = \mathbf{0.829 \text{ Tn-m}}$$

3. Verificación de límites de refuerzo

Acero máximo

$$A_{s_{max}} = 0.75\rho_b b d = 11.60 \text{ cm}^2$$

Acero mínimo por flexión (ACI):

$$A_{s_{min}} = \max \left\{ \frac{0.8\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d; \frac{14}{f_y} b_w d \right\} = 0.58 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1.29 \text{ cm}^2 > A_{s_{min}} \implies \text{Conforme}$$

$$A_s = 1.29 \text{ cm}^2 < A_{s_{max}} \implies \text{Conforme}$$

Por lo tanto, cumple con los requisitos de cuantía

B. CAPACIDAD RESISTENTE A FLEXION PARA MOMENTO NEGATIVO

1.- Cálculo de la cuantía balanceada

$$\rho_b = \frac{\beta_1 0.85 f'_c}{f_y} \left(\frac{6117}{6117 + f_y} \right) = 0.0223$$

2. Cálculo del momento resistente

$$d = 20 - (5 + 0.95/2) = 14.525 \text{ cm}$$

$$A_s = 0.71 \text{ cm}^2 \quad (1\emptyset 3/8")$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_w d} = 0.004888 < \rho_b \quad ; \text{Conforme...!!}$$

Por lo tanto, el modo de falla controlada es por tracción.

Se asume sección rectangular de ancho b_w :

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b_w} = 1.595 \text{ cm}$$

Luego:

$$M_n = A_s F_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 0.71 \times 4200 (14.525 - 0.797) = 40935.92 \text{ Kg-cm}$$

$$M_n = 0.409 \text{ Tn-m} \quad ; \emptyset = 0.90$$

$$\emptyset M_n = 0.9 (0.409) = \mathbf{0.368 \text{ Tn-m}}$$

3. Verificación de límites de refuerzo

Acero máximo

$$A_{s_{max}} = 0.75\rho_b b_w d = 2.43 \text{ cm}^2$$

Acero mínimo por flexión (ACI):

$$A_{s_{min}} = \max \left\{ \frac{0.8\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d; \frac{14}{f_y} b_w d \right\} = 0.48 \text{ cm}^2$$

$$\text{No mayor que: } A_{s_{min}} = \frac{1.6\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d = 0.82 \text{ cm}^2$$

$$\text{Entonces; } A_{s_{min}} = 0.48 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0.71 \text{ cm}^2 > A_{s_{min}} \implies \text{Conforme}$$

$$A_s = 0.71 \text{ cm}^2 < A_{s_{max}} \implies \text{Conforme}$$

Por lo tanto, cumple con los requisitos de cuantía

C. CAPACIDAD RESISTENTE A CORTANTE:

En losas aligeradas, la resistencia a cortante es absorbido solo por el concreto de la vigueta, sin necesidad de requerir refuerzo por cortante (Estribos).

Por tanto, la resistencia a corte de la vigueta será:

$$\begin{aligned} \emptyset V_n &= \emptyset V_c \\ &= \emptyset 0.53 \sqrt{f'c} \cdot b_w \cdot d \quad ; \emptyset = 0.85 \end{aligned}$$

$$\emptyset V_n = \emptyset V_c = 1160.33 \text{ Kg}$$

La norma permite considerar el incremento del 10% en la resistencia V_c al tomar en cuenta el aporte del concreto de las alas de la vigueta:

$$\begin{aligned} \emptyset V_n &= 1.1 \emptyset 0.53 \sqrt{f'c} \cdot b_w \cdot d \\ &= 1276.36 \text{ Kg (Con aporte del concreto de las alas de la vigueta).} \end{aligned}$$

RESUMEN

$\emptyset M_n(+)$	= 0.829 Tn.m	Capacidad resistente a flexión para momento positivo
$\emptyset M_n(-)$	= 0.368 Tn.m	Capacidad resistente a flexión para momento negativo
$\emptyset V_n$	= 1160.328 Tn.m	Capacidad resistente a cortante(Máximos y mínimos)
$1.1 \emptyset V_n$	= 1276.361 Tn.m	Capacidad resistente a cortante(Máximos y mínimos)

D. SOLICITACIONES A FLEXION Y CORTANTE DE LAS VIGUETAS

Del análisis estructural efectuado, se muestran las solicitaciones máximas a flexión y cortante del tramo A-F entre los ejes 1-2 de losas, las cuales se muestran en la siguiente tabla y Gráfico:

Tabla 5.22: Solicitaciones a flexión máximos en viguetas de losas de 1° Nivel a cada estación

Momentos máximos					
Estación	$M_u^{(+)}$	$M_u^{(-)}$	Estación	$M_u^{(+)}$	$M_u^{(-)}$
m	Tn.m	Tn.m	m	Tn.m	Tn.m
0.00	0.01	0.00	7.74	0.23	-0.03
0.73	0.00	-0.14	8.65	0.00	-0.36
1.45	0.00	-0.44	9.85	0.21	0.00
2.63	0.23	0.00	11.05	0.20	-0.10
3.82	0.24	-0.01	12.25	0.00	-0.46
5.00	0.00	-0.40	13.45	0.52	0.00
5.91	0.21	-0.05	14.65	0.55	0.00
6.83	0.33	0.00	15.85	0.06	0.00

Fuente: Elaboración propia.

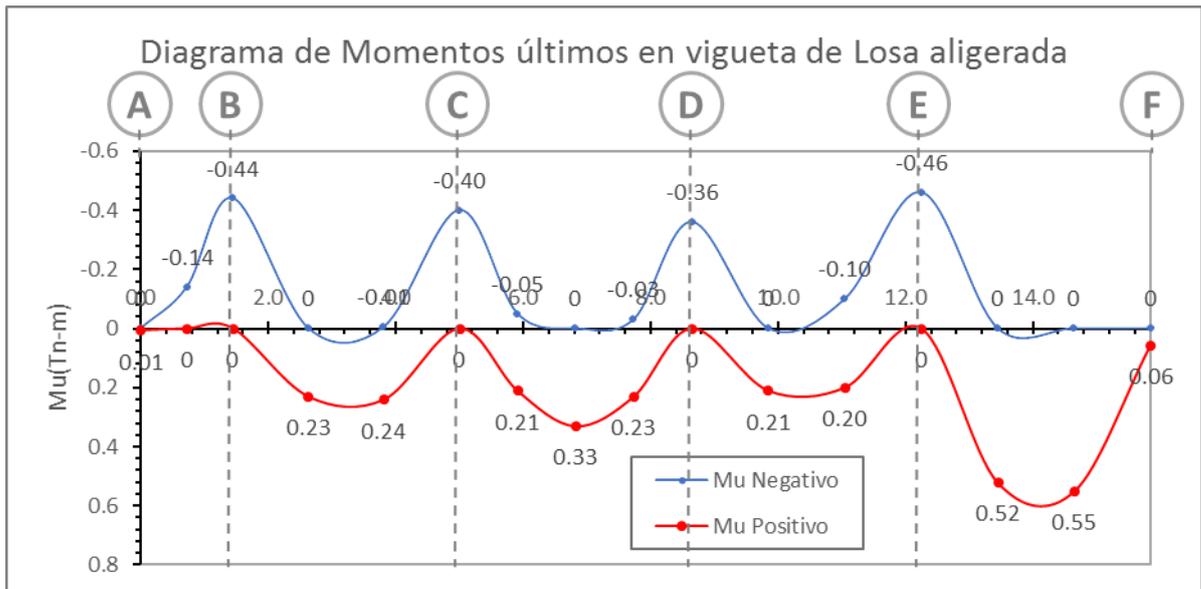


Gráfico 5.20: Solicitaciones a flexión en viguetas de losas de 1° Nivel a cada estación

Tabla 5.23: Solicitaciones de cortantes máximas en viguetas de losas de 1° Nivel a cada estación

Cortantes máximas y mínimas					
Estación	Vmax	Vmin	Estación	Vmax	Vmin
m	Kg	Kg	m	Kg	Kg
0.0	0	0	8.2	597	304
0.5	197	115	8.7	799	413
1.0	394	230	8.7	-374	-736
1.5	592	345	9.1	-267	-537
1.5	-440	-764	9.6	-160	-338
1.9	-334	-568	10.0	-53	-139
2.3	-229	-372	10.5	67	54
2.8	-123	-176	10.9	266	161
3.2	42	-18	11.4	465	269
3.7	239	88	11.8	664	376
4.1	435	194	12.3	863	483
4.6	631	299	12.3	-729	-1134
5.0	827	405	12.7	-584	-897
5.0	-456	-825	13.2	-439	-661
5.5	-348	-623	13.6	-294	-424
5.9	-239	-422	14.1	-148	-187
6.4	-130	-220	14.5	89	-4
6.8	-8	-22	15.0	325	141
7.3	194	87	15.4	562	285
7.7	395	195	15.9	799	430

Fuente: Elaboración propia.

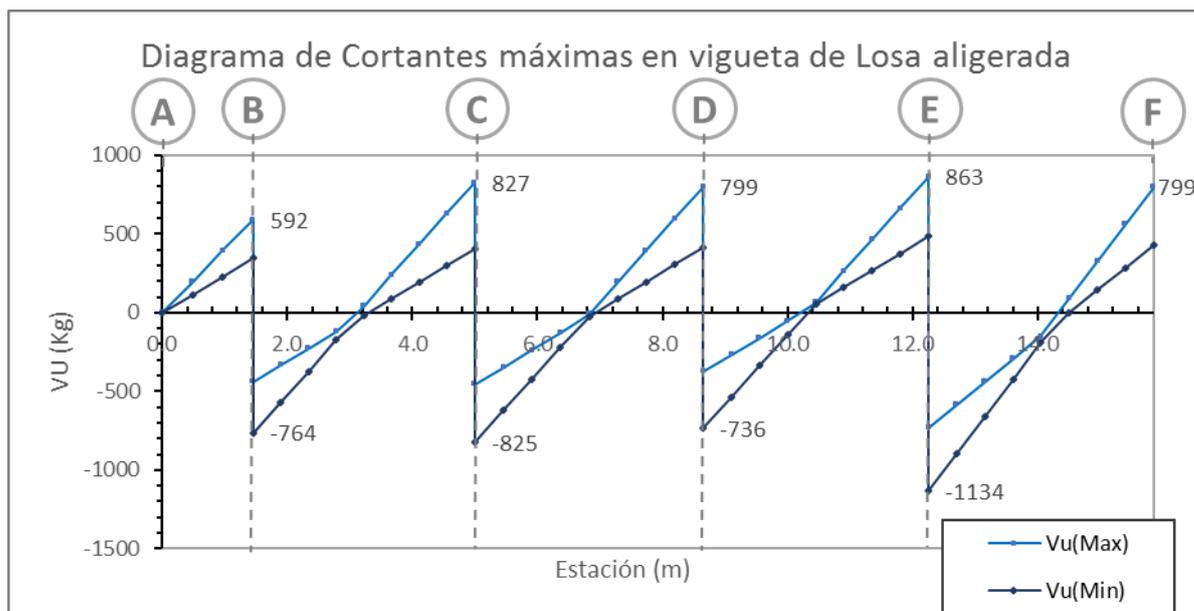


Gráfico 5.21: Diagrama de cortantes máximas de losa 1° Nivel.

E. DETERMINACION DE LA NECESIDAD DE REFORZAMIENTO DE VIGUETAS DE LOSA ALIGERADA

Tabla 5.24: Momentos resistentes - Momentos máximos de viguetas a cada estación.

Estación n m	Momento resistente		Momentos últimos	
	$\phi M_n^{(+)}$ Tn.m	$\phi M_n^{(-)}$ Tn.m	$M_u^{(+)}$ Tn.m	$M_u^{(-)}$ Tn.m
0.0	0.829	-0.368	0.01	0
0.7	0.829	-0.368	0	-0.14
1.5	0.829	-0.368	0	-0.44
2.6	0.829	-0.368	0.23	0
3.8	0.829	-0.368	0.24	-0.01
5.0	0.829	-0.368	0	-0.40
5.9	0.829	-0.368	0.21	-0.05
6.8	0.829	-0.368	0.33	0
7.7	0.829	-0.368	0.23	-0.03
8.7	0.829	-0.368	0	-0.36
9.9	0.829	-0.368	0.21	0
11.1	0.829	-0.368	0.20	-0.10
12.3	0.829	-0.368	0	-0.46
13.5	0.829	-0.368	0.52	0
14.7	0.829	-0.368	0.55	0
15.9	0.829	-0.368	0.06	0

Fuente: Elaboración propia.

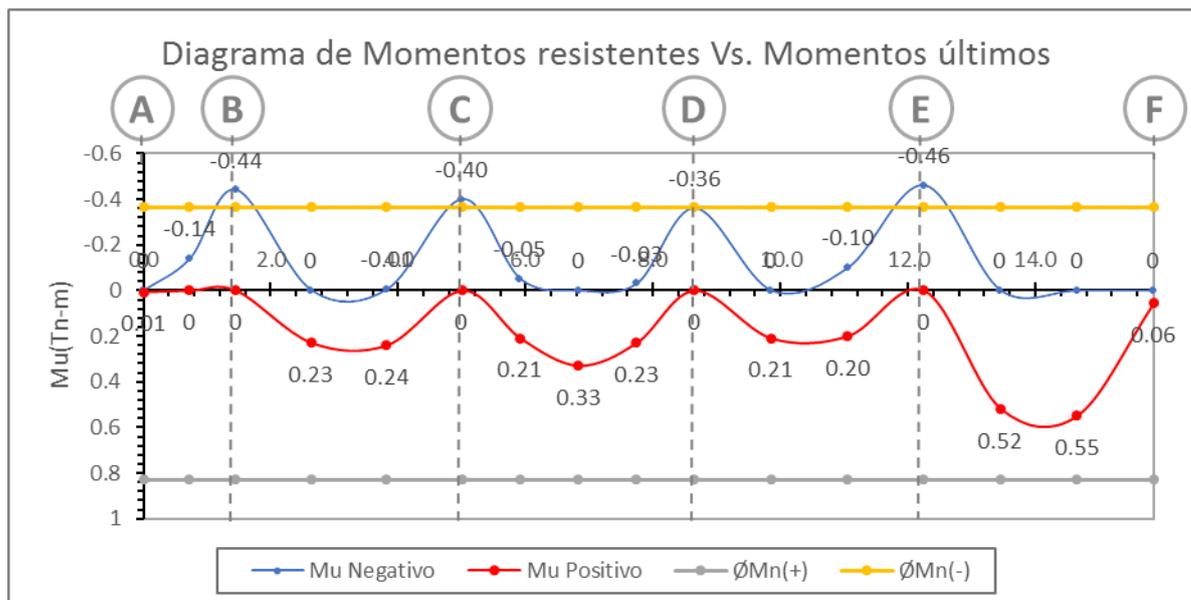


Gráfico 5.22: Diagrama de momentos resistentes Vs. momentos máximos – losa

Tabla 5.25: Capacidad resistente a fuerza cortante - Cortantes máximos – losa

Capacidad Resistente a fuerza Cortante			Cortantes máximos	
Estación	ϕV_n	$1.1\phi V_n$	V_{max}	V_{min}
m	Kg	Kg	Kg	Kg
0.0	1160	1276.36	0	0
0.5	1160	1276.36	197	115
1.0	1160	1276.36	394	230
1.5	1160	1276.36	592	345
1.5	1160	1276.36	-440	-764
1.9	1160	1276.36	-334	-568
2.3	1160	1276.36	-229	-372
2.8	1160	1276.36	-123	-176
3.2	1160	1276.36	42	-18
3.7	1160	1276.36	239	88
4.1	1160	1276.36	435	194
4.6	1160	1276.36	631	299
5.0	1160	1276.36	827	405
5.0	1160	1276.36	-456	-825
5.5	1160	1276.36	-348	-623
5.9	1160	1276.36	-239	-422
6.4	1160	1276.36	-130	-220
6.8	1160	1276.36	-8	-22
7.3	1160	1276.36	194	87
7.7	1160	1276.36	395	195
8.2	1160	1276.36	597	304

8.7	1160	1276.36	799	413
8.7	1160	1276.36	-374	-736
9.1	1160	1276.36	-267	-537
9.6	1160	1276.36	-160	-338
10.0	1160	1276.36	-53	-139
10.5	1160	1276.36	67	54
10.9	1160	1276.36	266	161
11.4	1160	1276.36	465	269
11.8	1160	1276.36	664	376
12.3	1160	1276.36	863	483
12.3	1160	1276.36	-729	-1134
12.7	1160	1276.36	-584	-897
13.2	1160	1276.36	-439	-661
13.6	1160	1276.36	-294	-424
14.1	1160	1276.36	-148	-187
14.5	1160	1276.36	89	-4
15.0	1160	1276.36	325	141
15.4	1160	1276.36	562	285
15.9	1160	1276.36	799	430

Fuente: Elaboración propia.

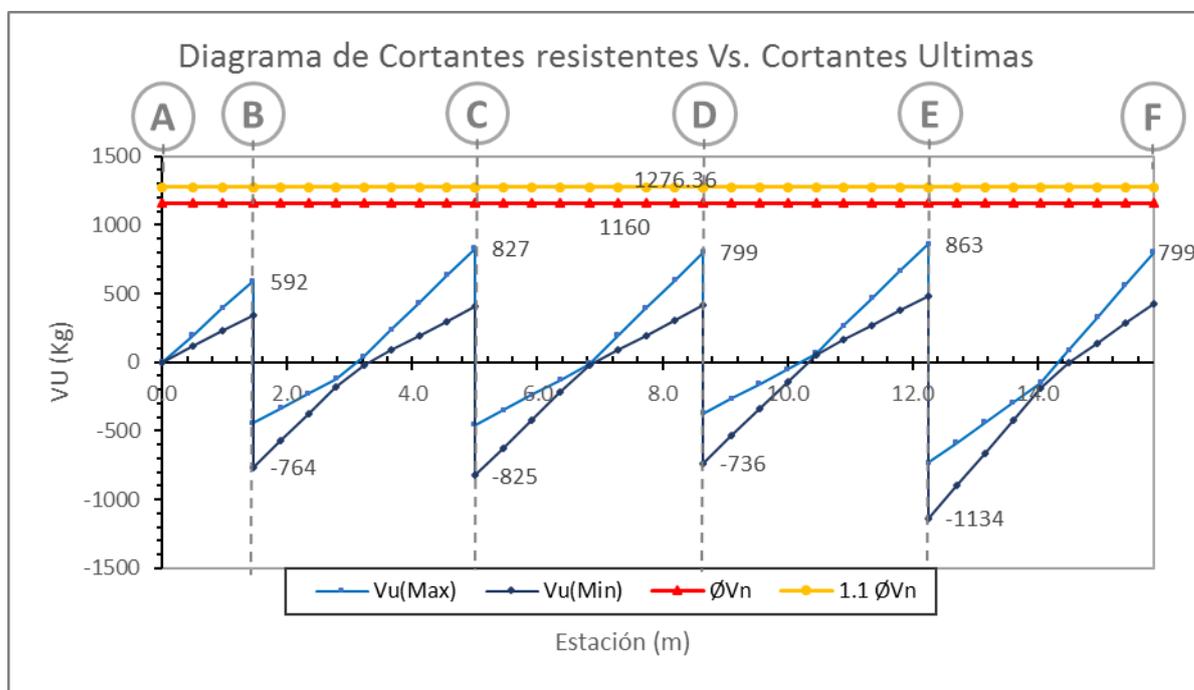


Gráfico 5.23: Capacidad resistente a fuerza cortante vs. Cortantes últimos – Losa.

RESUMEN (Análisis primer nivel):

$$\begin{aligned} \emptyset Mn^{(+)} &= 0.829 \text{ Tn-m} > M_u^{(+)} = 0.55 \text{ Tn-m} && \text{Conforme} \\ \emptyset Mn^{(-)} &= 0.368 \text{ Tn-m} < M_u^{(-)} = 0.44 \text{ Tn-m} && \text{No conforme. Reforzar..! ; EJE B} \\ \emptyset Mn^{(-)} &= 0.368 \text{ Tn-m} < M_u^{(-)} = 0.40 \text{ Tn-m} && \text{No conforme. Reforzar..! ; EJE C} \\ \emptyset Mn^{(-)} &= 0.368 \text{ Tn-m} > M_u^{(-)} = 0.36 \text{ Tn-m} && \text{Conforme ; EJE D} \\ \emptyset Mn^{(-)} &= 0.368 \text{ Tn-m} < M_u^{(-)} = 0.46 \text{ Tn-m} && \text{No conforme. Reforzar..! ; EJE E} \\ \emptyset Vn &= 1160.33 \text{ Tn} > V_{\max} = 1134.00 \text{ Tn} && \text{Conforme ; Todos los ejes} \end{aligned}$$

De los cálculos efectuados para la determinación de la capacidad resistente a flexión y cortante de las viguetas de losas del primer nivel, así como de las solicitaciones máximas dadas en tablas y Gráficos superpuestos, se verifica que las viguetas de losas no tienen capacidad para resistir solicitaciones de flexión negativa. Sin embargo, tiene suficiente resistencia para solicitaciones de flexión positiva y fuerza cortante.

Por lo tanto, si es necesario el reforzamiento a flexión negativa en los ejes indicados.

A continuación, se da un resumen de la capacidad resistente y solicitaciones máximas de momentos de todos los niveles, por lo cual se resaltan los tramos críticos a reforzar:

Tabla 5.26: Capacidad resistente de viguetas de losas y Solicitaciones de momentos últimos negativos – edificio Puno

Nivel	Momento resistente Negativo		M _u ⁽⁻⁾ Tn-m (En ejes de Apoyos)					
			A	B	C	D	E	F
1°	∅Mn(-)	0.368 Tn-m	0.00	0.44	0.40	0.36	0.46	0.00
2°	∅Mn(-)	0.368 Tn-m	0.00	0.20	0.50	0.34	0.44	0.00
3°	∅Mn(-)	0.368 Tn-m	0.00	0.20	0.50	0.34	0.44	0.00
4°	∅Mn(-)	0.368 Tn-m	0.00	0.16	0.51	0.51	0.05	0.00
5°	∅Mn(-)	0.368 Tn-m	0.00	0.21	0.36	0.31		
6°	∅Mn(-)	0.368 Tn-m	0.00	0.29	0.28			

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 5.27: Capacidad resistente de viguesas de losas y Solicitaciones de Momentos positivos – edificio Puno

Nivel	Momento resistente Positivo		M _u ⁽⁺⁾ Tn-m (tramo intermedio)				
			A-B	B-C	C-D	D-E	E-F
1°	∅Mn(+)	0.829 Tn-m	0.00	0.24	0.33	0.21	0.55
2°	∅Mn(+)	0.829 Tn-m	0.00	0.29	0.34	0.26	0.45
3°	∅Mn(+)	0.829 Tn-m	0.00	0.29	0.34	0.26	0.45
4°	∅Mn(+)	0.829 Tn-m	0.00	0.14	0.26	0.27	0.44
5°	∅Mn(+)	0.829 Tn-m	0.00	0.28	0.34		
6°	∅Mn(+)	0.829 Tn-m	0.00	0.38			

Fuente: Elaboración propia.

5.3.6.6 DETERMINACION DE LA CAPACIDAD RESISTENTE DE COLUMNAS

La verificación del diseño de las columnas se realizará por flexo-compresión y por corte.

Para elementos sometidos a flexo compresión se deberá construir el correspondiente diagrama de interacción, que representa la combinación de valores de carga axial y momento flector nominal que la sección puede resistir. Por lo cual se verificará los esfuerzos últimos respecto a las combinaciones de momento flector y carga axial resistente, así mismo las verificaciones de los límites de cuantía. La norma E.060 limita la cuantía mínima para el acero longitudinal al 1% de la sección bruta de concreto y un máximo de 6%.

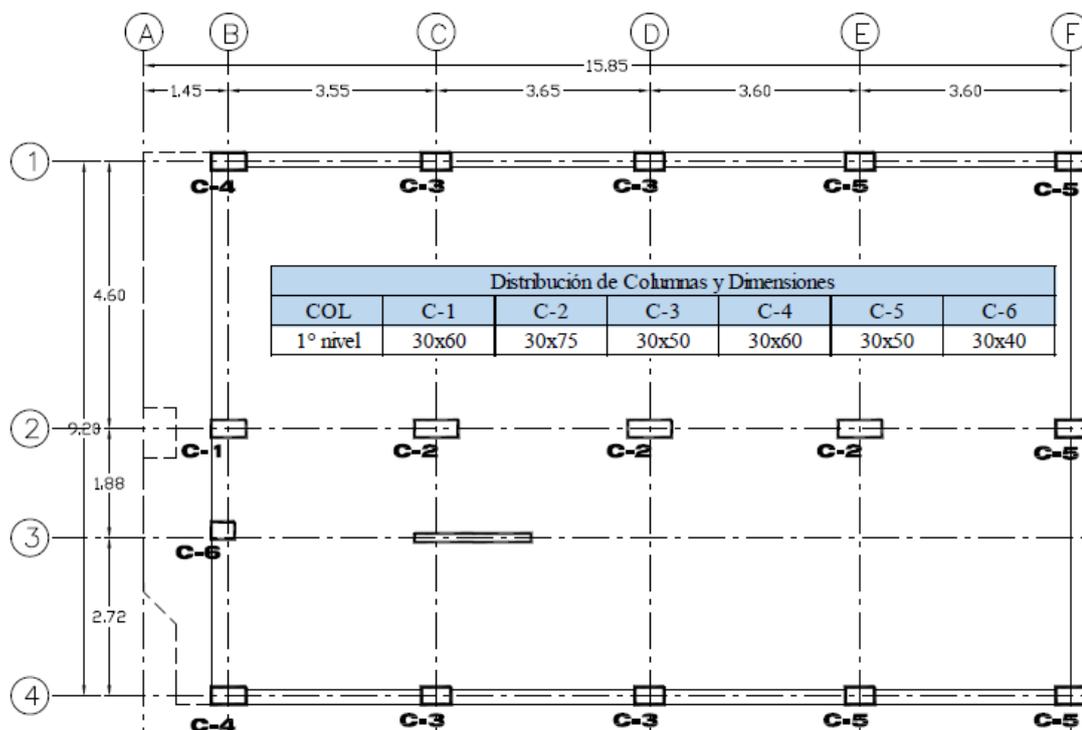


Figura 5.12: Distribución de columnas y dimensiones (1° planta-1° Nivel)

Tabla 5.28: Verificación de límites de cuantía en Columnas

Columnas Existentes					
b (cm)	h (cm)	bxh	As (cm ²)	Distribución	Cuantía
30	40	30x40	11.94	6Ø5/8"	1.00%
30	50	30x50	15.92	8Ø5/8"	1.06%
30	60	30x60	19.90	10Ø5/8"	1.11%
30	75	30x75	23.88	12Ø5/8"	1.06%

Fuente: Elaboración propia

Según la Tabla 5.28, se verifica que los aceros existentes en columnas cumplen con los límites de cuantía.

Diagrama de interacción

Para su construcción bastará analizar el equilibrio de la sección variando la ubicación del eje neutro. Esta se obtiene considerando la carga máxima del concreto y del acero longitudinal colocado en el elemento.

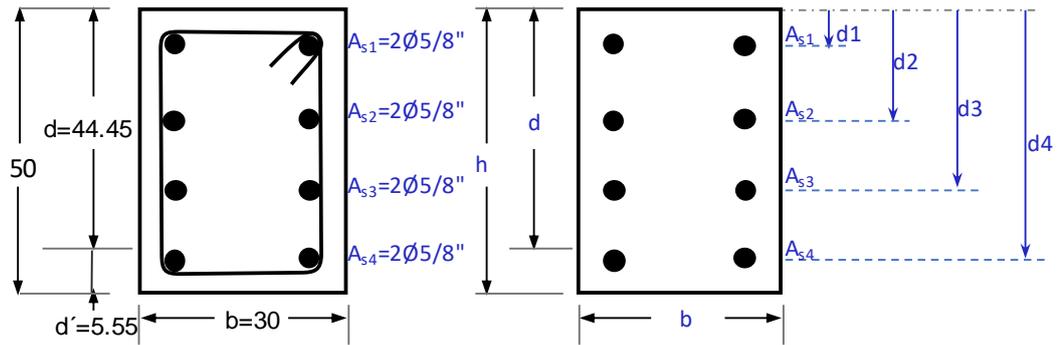
$$P_n = 0.85f'_c(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}$$

La Condición Balanceada, es aquella cuando el concreto en compresión ha llegado a una deformación máxima de 0.003 y simultáneamente el acero extremo opuesto en tracción ha llegado a la fluencia con una deformación de 0.0021 (f_y/E_s). Esta condición balanceada es representada en el diagrama de interacción como P_b , M_b . La obtención de los valores P_b y M_b , se realiza por equilibrio conociendo la extensión del bloque comprimido

A continuación, se verificará la columna **C-2 30x50**, columna que posee un armado longitudinal de $8\varnothing 5/8''$:

NIVEL	TIPO	C-5
1º Nivel	SECCION	0.30x0.50
	Cuantla	8 \varnothing 5/8"
	Resistencia	$f'_c=215$ kg/cm2
	Estribos	Estribos \varnothing 3/8"; 1 @ 0.05, 3 @ 0.10, 3 @ 0.15, r @ 0.20,
	Armado de Acero	

Figura 5.13: Disposición de acero de refuerzo existente en columna 0.30m x 0.50m



Propiedades de la sección existente:

<p>Concreto</p> <p>$E_c = 221409.46 \text{ Kg/cm}^2$</p> <p>$f'_c = 215 \text{ Kg/cm}^2$</p> <p>$\epsilon_{cu} = 0.003$</p> <p>Sección</p> <p>$b = 30 \text{ cm}$ Ancho de la sección</p> <p>$h = 50 \text{ cm}$ Altura de la sección</p> <p>$d' \approx 5.55 \text{ cm}$</p>	<p>Acero</p> <p>$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$</p> <p>$E_s = 2039000 \text{ Kg/cm}^2$</p> <p>$\beta_1 = 0.85$</p>
---	--

Acero	d_i (cm)	Refuerzo longitudinal		
		#	\varnothing	A_s (cm ²)
A_{s1}	5.55	2	5/8"	3.98
A_{s2}	18.52	2	5/8"	3.98
A_{s3}	31.48	2	5/8"	3.98
A_{s4}	44.45	2	5/8"	3.98

A. CAPACIDAD RESISTENTE A FLEXO-COMPRESION

Calculo del centroide plastico

$$y_p = \frac{h}{2} = 25 \text{ cm}$$

Compresión Pura: (Carga nominal máxima que soportaría la columna antes de su colapso)

$$\rho_{no} = 0.85 f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st} = 271215.62 + 66864 = 338079.62 \text{ Kg}$$

$$\varnothing = 0.7 \quad ; \quad \varnothing P_{no} = 236655.73 \text{ Kg}$$

Tensión pura:

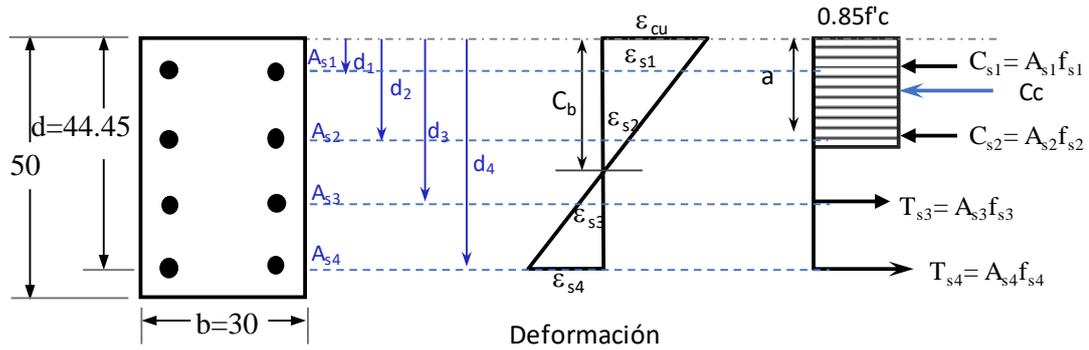
$$\rho_{nt} = -f_y A_{st} = 4200 \times 15.92 = 66864.00 \text{ Kg}$$

$$\varnothing = 0.9 \quad ; \quad \varnothing P_{no} = 60177.60 \text{ Kg}$$

1.- Condición de falla balanceada

$$C_b = \left(\frac{6117}{6117 + f_y} \right) d = 26.355 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} a &= \beta_1 C_b \\ &= 0.85 \times 26.35 \\ &= 22.40 \text{ cm} \end{aligned}$$



Del diagrama de deformaciones para la condición balanceada:

fs1:

$$\frac{\varepsilon_{s1}}{\varepsilon_{cu}} = \frac{C_b - d_1}{C_b}; \rightarrow \varepsilon_{s1} = \left(\frac{C_b - d_1}{C_b} \right) \varepsilon_{cu}$$

$$\varepsilon_{s1} = 0.00237$$

Esfuerzo de tracción en el acero

$$f_{s1} = \varepsilon_{s1} E_s = 0.00237 \times 2039000 = 4832.43 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\therefore f_{s1} = 4200.00 \text{ Kg/cm}^2$$

En el caso si $f_s > 4200 \text{ Kg/cm}^2$ se adopta el valor de 4200 kg/cm^2 por ser la resistencia nominal del acero

fs2:

$$\frac{\varepsilon_{s2}}{\varepsilon_{cu}} = \frac{C_b - d_2}{C_b}; \rightarrow \varepsilon_{s2} = \left(\frac{C_b - d_2}{C_b} \right) \varepsilon_{cu}$$

$$\varepsilon_{s2} = 0.00089$$

$$f_{s2} = \varepsilon_{s2} E_s = 0.00089 \times 2039000 = 1814.71 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\therefore f_{s2} = 1814.71 \text{ Kg/cm}^2$$

fs3:

$$\frac{\varepsilon_{s3}}{\varepsilon_{cu}} = \frac{d_3 - C_b}{C_b}; \rightarrow \varepsilon_{s3} = \left(\frac{d_3 - C_b}{C_b} \right) \varepsilon_{cu}$$

$$\varepsilon_{s3} = 0.00058$$

$$f_{s3} = \varepsilon_{s3} E_s = 0.00058 \times 2039000 = 1182.62 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\therefore f_{s3} = 1182.62 \text{ Kg/cm}^2$$

fs4:

$$\frac{\varepsilon_{s4}}{\varepsilon_{cu}} = \frac{d_4 - C_b}{C_b}; \rightarrow \varepsilon_{s4} = \left(\frac{d_4 - C_b}{C_b} \right) \varepsilon_{cu}$$

$$\varepsilon_{s4} = 0.00206$$

$$f_{s4} = \varepsilon_{s4} E_s = 0.00206 \times 2039000 = 4200.34 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\therefore f_{s4} = 4200.00 \text{ Kg/cm}^2$$

La fuerza axial nominal será:

$$P_n = C_c + C_s - T_s$$

Donde:

$$C_c = 0.85f'_c ab = 122794.29 \text{ Kg}$$

$$C_s = A_{s1}f_{s1} + A_{s2}f_{s2} = 16716 + 7222.55 \\ = 23938.55 \text{ Kg}$$

$$T_s = A_{s3}f_{s3} + A_{s4}f_{s4} = 4706.83 + 16716 \\ = 21422.83 \text{ Kg}$$

$$P_n = 125310.01 \text{ Kg}$$

El momento nominal resistente será:

$$M_n = C_c \left(y_p - \frac{a}{2} \right) + \sum C_s (y_p - d_i) + \sum T_s (d_i - y_p)$$

$$M_n = 2422309.29 \text{ Kg-cm}$$

$$M_n = 24223.09 \text{ Kg-m}$$

Cálculo de ϕ :

El factor ϕ se determina por las condiciones de deformación unitaria en la sección transversal, en el estado de resistencia nominal

$$\phi = \begin{cases} 0.90 & \text{para } \varepsilon_s \geq 0.005 \\ 0.70 + \frac{0.20(\varepsilon_s - \varepsilon_{sy})}{0.005 - \varepsilon_{sy}} & \text{para } \varepsilon_{sy} < \varepsilon_s < 0.005 \\ 0.70 & \text{para } \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sy} \end{cases}$$

Deformación unitaria neta en tracción en el acero extremo en tracción:

$$\varepsilon_s = \left(\frac{d - C_b}{C_b} \right) \varepsilon_{cu} = \left(\frac{d_4 - C_b}{C_b} \right) \varepsilon_{cu} \\ \varepsilon_s = 0.00206 \leq \varepsilon_{sy} \\ \therefore \phi = 0.70$$

Por lo tanto:

$$\phi P_{nb} = 0.70 \times 125310.01$$

$$= 87717.01 \text{ Kg}$$

$$\phi M_{nb} = 0.70 \times 24223.09$$

$$= 16956.16 \text{ Kg-m}$$

Para la condición, se tiene una excentricidad balanceada:

$$e_b = \frac{M_{nb}}{P_{nb}} = 0.193$$

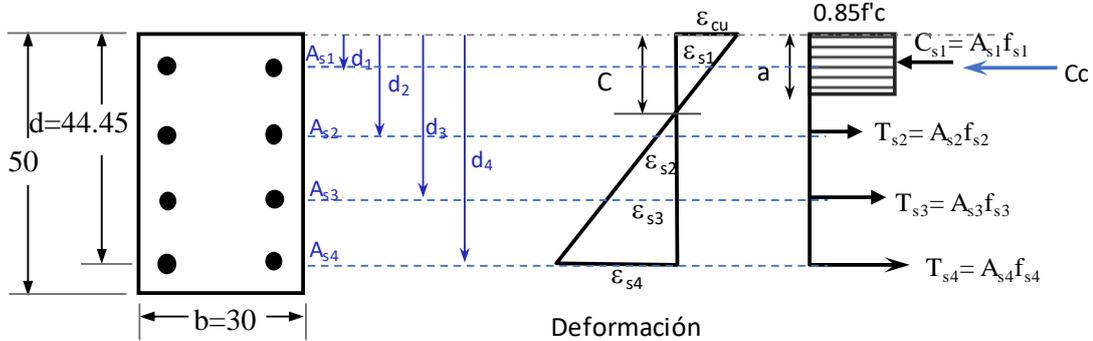
2. Para una variación de Puntos: Condición $C < C_b$

Para $C = 9.56 \text{ cm}$

$$a = \beta_1 C$$

$$= 0.85 \times 9.56$$

$$= 8.13 \text{ cm}$$



Del diagrama de deformaciones:

fs1:

$$\frac{\epsilon_{s1}}{\epsilon_{cu}} = \frac{c - d_1}{c}; \rightarrow \epsilon_{s1} = \left(\frac{c - d_1}{c}\right) \epsilon_{cu}$$

$$\epsilon_{s1} = 0.00126$$

Esfuerzo de tracción en el acero

$$f_{s1} = \epsilon_{s1} E_s = 0.00126 \times 2039000 = 2569.14 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\therefore f_{s1} = 2569.14 \text{ Kg/cm}^2$$

En el caso si $f_s > 4200 \text{ Kg/cm}^2$ se adopta el valor de 4200 Kg/cm^2 por ser la resistencia nominal del acero

fs2:

$$\frac{\epsilon_{s2}}{\epsilon_{cu}} = \frac{d_2 - c}{c}; \rightarrow \epsilon_{s2} = \left(\frac{d_2 - c}{c}\right) \epsilon_{cu}$$

$$\epsilon_{s2} = 0.00281$$

$$f_{s2} = \epsilon_{s2} E_s = 0.00281 \times 2039000 = 5729.59 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\therefore f_{s2} = 4200.00 \text{ Kg/cm}^2$$

fs3:

$$\frac{\epsilon_{s3}}{\epsilon_{cu}} = \frac{d_3 - c}{c}; \rightarrow \epsilon_{s3} = \left(\frac{d_3 - c}{c}\right) \epsilon_{cu}$$

$$\epsilon_{s3} = 0.00688$$

$$f_{s3} = \epsilon_{s3} E_s = 0.00688 \times 2039000 = 14028.32 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\therefore f_{s3} = 4200.00 \text{ Kg/cm}^2$$

fs4:

$$\frac{\varepsilon_{s4}}{\varepsilon_{cu}} = \frac{d_4 - c}{c}; \rightarrow \varepsilon_{s4} = \left(\frac{d_4 - c}{c} \right) \varepsilon_{cu}$$

$$\varepsilon_{s4} = 0.01095$$

$$f_{s4} = \varepsilon_{s4} E_s = 0.01095 \times 2039000 = 22327.05 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\therefore f_{s4} = 4200.00 \text{ Kg/cm}^2$$

La fuerza axial nominal será:

$$P_n = C_c + C_s - T_s$$

Donde:

$$C_c = 0.85 f'_c ab = 44550.80 \text{ Kg}$$

$$C_s = A_{s1} f_{s1} = 10225.18 \text{ Kg}$$

$$= 10225.18 \text{ Kg}$$

$$T_s = A_{s2} f_{s2} + A_{s3} f_{s3} + A_{s4} f_{s4} = 16716 + 16716 + 16716$$

$$= 50148.00 \text{ Kg}$$

$$P_n = 4627.97 \text{ Kg}$$

El momento nominal resistente será:

$$M_n = C_c \left(y_p - \frac{a}{2} \right) + \sum C_s (y_p - d_i) + \sum T_s (d_i - y_p)$$

$$M_n = 1456765.95 \text{ Kg-cm}$$

$$M_n = 14567.66 \text{ Kg-m}$$

Cálculo de \emptyset :

Deformación unitaria neta en tracción en el acero extremo en tracción:

$$\varepsilon_s = \left(\frac{d - C_b}{C_b} \right) \varepsilon_{cu} = \left(\frac{d_4 - C_b}{C_b} \right) \varepsilon_{cu}$$

$$\varepsilon_s = 0.01095 \geq 0.005$$

$$\therefore \emptyset = 0.90 \quad \text{Falla dúctil}$$

Por lo tanto:

$$\emptyset P_{nb} = 0.90 \times 4627.97$$

$$= 4165.17 \text{ Kg}$$

$$\emptyset M_{nb} = 0.90 \times 14567.66$$

$$= 13110.89 \text{ Kg-m}$$

Para la condición Condición $C < C_b$, se tiene una excentricidad:

$$e_b = \frac{M_{nb}}{P_{nb}} = 3.148$$

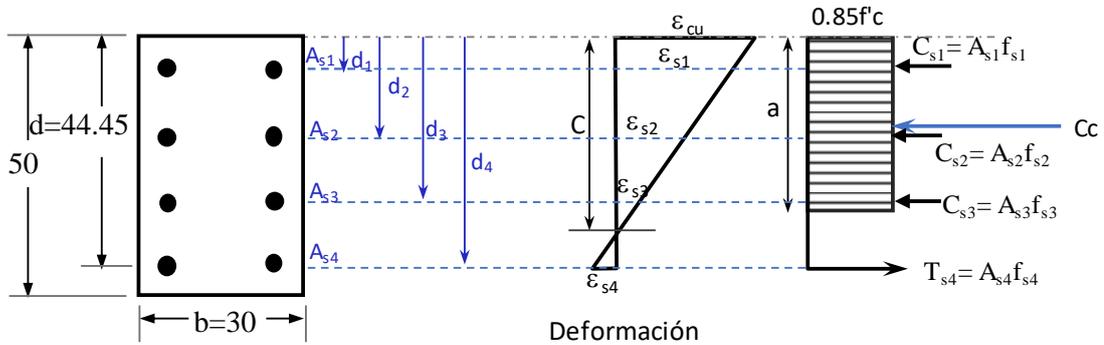
3. Para una variación de Puntos: Condición $C > C_b$

Para $C = 42.40 \text{ cm}$

$$a = \beta_1 C$$

$$= 0.85 \times 42.4$$

$$= 36.04 \text{ cm}$$



Del diagrama de deformaciones:

fs1:

$$\frac{\epsilon_{s1}}{\epsilon_{cu}} = \frac{c - d_1}{c}; \rightarrow \epsilon_{s1} = \left(\frac{c - d_1}{c} \right) \epsilon_{cu}$$

$$\epsilon_{s1} = 0.00261$$

Esfuerzo de tracción en el acero

$$f_{s1} = \epsilon_{s1} E_s = 0.00261 \times 2039000 = 5321.79 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\therefore f_{s1} = 4200.00 \text{ Kg/cm}^2$$

En el caso si $f_s > 4200 \text{ Kg/cm}^2$ se adopta el valor de 4200 kg/cm^2 por ser la resistencia nominal del acero

fs2:

$$\frac{\epsilon_{s2}}{\epsilon_{cu}} = \frac{c - d_2}{c}; \rightarrow \epsilon_{s2} = \left(\frac{c - d_2}{c} \right) \epsilon_{cu}$$

$$\epsilon_{s2} = 0.00169$$

$$f_{s2} = \epsilon_{s2} E_s = 0.00169 \times 2039000 = 3445.91 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\therefore f_{s2} = 3445.91 \text{ Kg/cm}^2$$

fs3:

$$\frac{\epsilon_{s3}}{\epsilon_{cu}} = \frac{c - d_3}{c}; \rightarrow \epsilon_{s3} = \left(\frac{c - d_3}{c} \right) \epsilon_{cu}$$

$$\epsilon_{s3} = 0.00077$$

$$f_{s3} = \epsilon_{s3} E_s = 0.00077 \times 2039000 = 1570.03 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\therefore f_{s3} = 1570.03 \text{ Kg/cm}^2$$

fs4:

$$\frac{\varepsilon_{s4}}{\varepsilon_{cu}} = \frac{d_4 - c}{c}; \rightarrow \varepsilon_{s4} = \left(\frac{d_4 - c}{c} \right) \varepsilon_{cu}$$

$$\varepsilon_{s4} = 0.00015$$

$$f_{s4} = \varepsilon_{s4} E_s = 0.00015 \times 2039000 = 305.85 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\therefore f_{s4} = 305.85 \text{ Kg/cm}^2$$

La fuerza axial nominal será:

$$P_n = C_c + C_s - T_s$$

Donde:

$$C_c = 0.85 f'_c ab = 197589.30 \text{ Kg}$$

$$C_s = A_{s1} f_{s1} + A_{s3} f_{s3} + A_{s3} f_{s3} = 16716 + 13714.72 + 6248.72$$

$$= 36679.44 \text{ Kg}$$

$$T_s = A_{s3} f_{s3} = 1217.28 \text{ Kg}$$

$$= 1217.28 \text{ Kg}$$

$$P_n = 233051.46 \text{ Kg}$$

El momento nominal resistente será:

$$M_n = C_c \left(y_p - \frac{a}{2} \right) + \sum C_s (y_p - d_i) + \sum T_s (d_i - y_p)$$

$$M_n = 1776380.18 \text{ Kg-cm}$$

$$M_n = 17763.80 \text{ Kg-m}$$

Cálculo de \emptyset :

Deformación unitaria neta en tracción en el acero extremo en tracción:

$$\varepsilon_s = \left(\frac{d - C_b}{C_b} \right) \varepsilon_{cu} = \left(\frac{d_4 - C_b}{C_b} \right) \varepsilon_{cu}$$

$$\varepsilon_s = 0.00015 \leq \varepsilon_{sy}$$

$$\therefore \emptyset = 0.70 \quad \text{Falla frágil}$$

Por lo tanto:

$$\emptyset P_{nb} = 0.70 \times 233051.46$$

$$= 163136.02 \text{ Kg}$$

$$\emptyset M_{nb} = 0.70 \times 17763.8$$

$$= 12434.66 \text{ Kg-m}$$

Para la condición $C > C_b$, se tiene una excentricidad:

$$e_b = \frac{M_{nb}}{P_{nb}} = 0.076$$

De manera similar los demás puntos son obtenidos según la variación de puntos.

Tabla 5.29: Puntos de diagrama de interacción de columna 0.30m x 0.50.

Condición $C < C_b$: Puntos de zona de falla frágil							Condición $C > C_b$: Puntos de zona de falla dúctil								
Punto	c	a	Pn	Mn	Φ	ΦP_n	ΦM_n	Punto	c	a	Pn	Mn	Φ	ΦP_n	ΦM_n
#	(cm)	(cm)	(Tn)	(Tn.m)		(Tn)	(Tn.m)	#	(cm)	(cm)	(Tn)	(Tn.m)		(Tn)	(Tn.m)
1	27.83	23.66	136.8	23.9	0.7	95.78	16.73	1	9.56	8.13	4.6	14.56	0.9	4	12.67
2	29.31	24.91	147.9	23.53	0.7	103.52	16.47	2	11.02	9.37	13.43	16.04	0.9	11.01	13.15
3	30.78	26.16	158.5	23.11	0.7	110.94	16.18	3	12.12	10.3	23.38	17.28	0.87	17.54	12.96
4	32.26	27.42	168.8	22.64	0.7	118.17	15.85	4	13.21	11.23	32.45	18.38	0.82	22.72	12.86
5	33.74	28.68	178.8	22.12	0.7	125.19	15.48	5	14.31	12.16	40.99	19.38	0.8	28.69	13.57
6	35.22	29.94	188.6	21.54	0.7	132.02	15.08	6	15.4	13.09	48.97	20.29	0.7	34.28	14.2
7	36.7	31.2	198.1	20.89	0.7	138.69	14.62	7	16.5	14.02	56.63	21.11	0.7	39.64	14.78
8	38.17	32.44	207.4	20.18	0.7	145.17	14.12	8	17.59	14.95	63.91	21.85	0.7	44.74	15.3
9	39.65	33.7	216.5	19.4	0.7	151.58	13.58	9	18.69	15.89	70.66	22.45	0.7	49.46	15.72
10	41.13	34.96	225.5	18.54	0.7	157.86	12.98	10	19.78	16.81	79.33	22.83	0.7	55.53	15.98
11	42.4	36.04	233.1	17.75	0.7	163.18	12.43	11	20.88	17.75	87.7	23.17	0.7	61.39	16.22
12	44.09	37.48	243.1	16.62	0.7	170.15	11.63	12	21.97	18.67	95.67	23.47	0.7	66.97	16.43
13	45.57	38.73	251.7	15.54	0.7	176.16	10.88	13	23.07	19.61	103.44	23.72	0.7	72.4	16.61
14	47.04	39.98	260.1	14.4	0.7	182.06	10.08	14	24.16	20.54	110.9	23.93	0.7	77.63	16.75
15	48.52	41.24	268.5	13.18	0.7	187.93	9.22	15	25.26	21.47	118.22	24.1	0.7	82.75	16.87

Fuente: Elaboración propia.

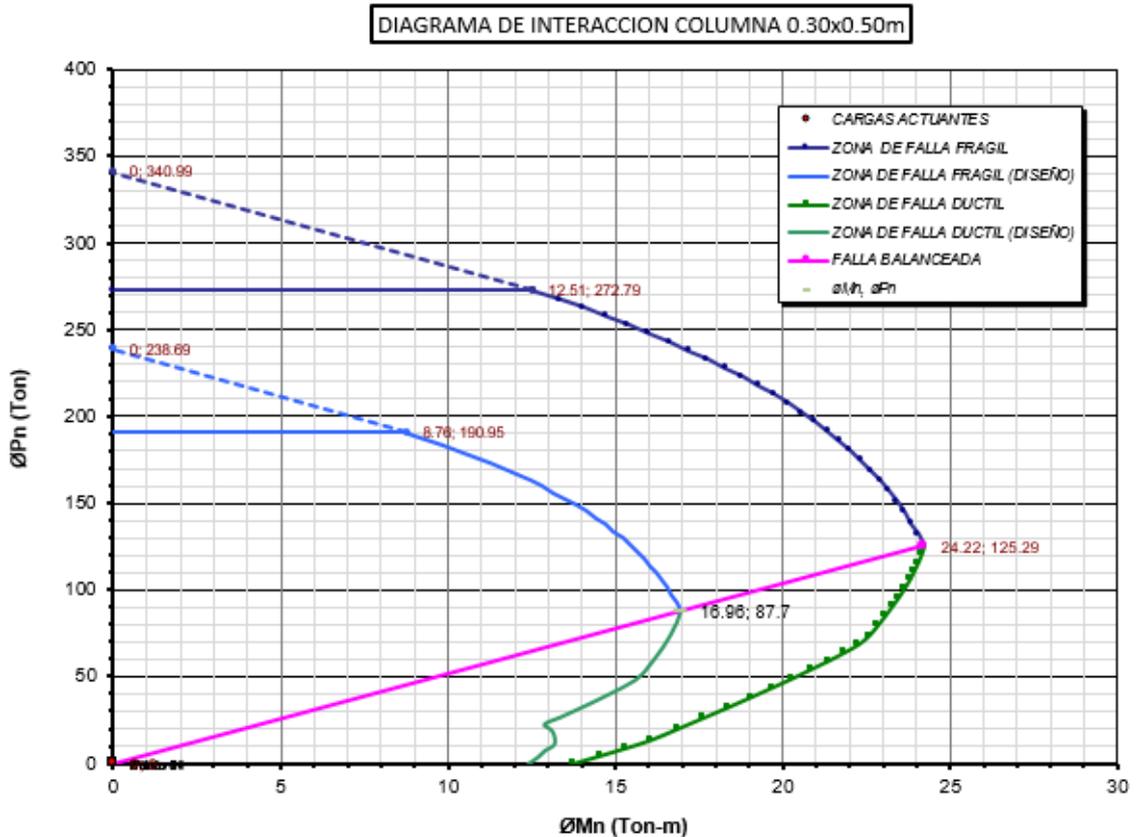


Gráfico 5.24: Diagrama de interacción para la columna 0.30m x 0.50m

C. CAPACIDAD RESISTENTE A CORTANTE EN COLUMNAS: C30x50

1. Capacidad resistente a cortante perpendicular a la base de la columna B=30 cm

$$b = 30.00 \quad \text{cm}$$

$$d = 44.45 \quad \text{cm}$$

$$f_c = 215.00 \quad \text{Kg/cm}^2$$

$$\text{Estribos } \emptyset 3/8"; \quad A_{st} = 0.71 \text{ cm}^2 \quad s = 10 \text{ cm},$$

$$\emptyset = 0.85$$

$$A_v = 2 \times 0.71 = 1.42 \text{ cm}^2$$

Capacidad de corte del concreto:

$$\emptyset V_c = \emptyset 0.53 \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d (1 + 0.0071 \frac{N_u}{A_g})$$

A efectos de determinación de la cortante nominal se utilizará la expresión:

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

$$\emptyset V_c = 8808.60 \quad \text{Kg}$$

$$0.5 \emptyset V_c = 4404.30 \quad \text{Kg}$$

Capacidad de corte del refuerzo transversal:

$$\emptyset V_s = \emptyset \frac{A_v \cdot F_y \cdot d}{s}$$

$$\emptyset V_s = 22533.48 \quad \text{Kg}$$

RESISTENCIA A CORTANTE (E. 060 Sección 11.1.1)

$$\emptyset V_n = \emptyset V_c + \emptyset V_s = \mathbf{31342.09 \text{ Kg}}$$

2. Capacidad resistente a cortante paralelo a la base de la columna B=30 cm

$$b = 50.00 \quad \text{cm}$$

$$d = 24.45 \quad \text{cm}$$

$$f_c = 215.00 \quad \text{Kg/cm}^2$$

$$\text{Estribos } \emptyset 3/8"; \quad A_{st} = 0.71 \text{ cm}^2 \quad s = 10 \text{ cm},$$

$$\emptyset = 0.85$$

$$A_v = 2 \times 0.71 = 1.42 \text{ cm}^2$$

Capacidad de corte del concreto:

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

$$\emptyset V_c = 8075.38 \quad \text{Kg}$$

$$0.5 \emptyset V_c = 4037.69 \quad \text{Kg}$$

Capacidad de corte del refuerzo transversal:

$$\emptyset V_s = \emptyset \frac{A_v \cdot F_y \cdot d}{s}$$

$$\emptyset V_s = 12394.68 \quad \text{Kg}$$

RESISTENCIA A CORTANTE (E. 060 Sección 11.1.1)

$$\emptyset V_n = \emptyset V_c + \emptyset V_s = \mathbf{20470.06 \text{ Kg}}$$

D. SOLICITACIONES DE CARGA EN COLUMNAS

Del análisis estructural efectuado, se muestran las máximas solicitaciones de flexión, carga axial y cortantes últimos en columnas en la siguiente tabla:

Tabla 5.30: Solicitaciones a flexión, carga axial y cortantes máximas en columnas

Story	Column	Load Case/Combo	P	V2	V3	T	M2	M3
			tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
1° NIVEL	C1	ENVOLV Max	-15.5	2.58	3.51	0.29	8.85	5.96
1° NIVEL	C1	ENVOLV Min	-66.29	-3.51	-4.14	-0.32	-9.99	-7.36
1° NIVEL	C2	ENVOLV Max	-25.92	3.8	2.58	0.29	6.53	7.71
1° NIVEL	C2	ENVOLV Min	-101.22	-3.14	-2.81	-0.32	-7.25	-6.81
1° NIVEL	C3	ENVOLV Max	-15.47	2.83	2.11	0.29	5.76	6.32
1° NIVEL	C3	ENVOLV Min	-68.6	-3.14	-2.84	-0.32	-7.33	-6.83
1° NIVEL	C4	ENVOLV Max	-24.14	2.02	2.94	0.22	6.45	4.57
1° NIVEL	C4	ENVOLV Min	-69.4	-2.64	-3.23	-0.24	-7	-5.51
1° NIVEL	C5	ENVOLV Max	-32.88	4.05	4.94	0.4	12.52	8.33
1° NIVEL	C5	ENVOLV Min	-96.86	-3.47	-5.52	-0.43	-14.08	-7.53
1° NIVEL	C6	ENVOLV Max	-23.69	1.37	1.95	0.21	4.4	3.6
1° NIVEL	C6	ENVOLV Min	-56.16	-1.36	-2.41	-0.22	-5.36	-3.6
1° NIVEL	C7	ENVOLV Max	-27.13	1.88	2.92	0.22	6.42	4.25
1° NIVEL	C7	ENVOLV Min	-70.72	-2.39	-3.02	-0.24	-6.69	-4.98
1° NIVEL	C8	ENVOLV Max	-40.79	3.41	5.17	0.4	12.84	7.21
1° NIVEL	C8	ENVOLV Min	-98.21	-3.21	-5.94	-0.43	-14.67	-6.94
1° NIVEL	C9	ENVOLV Max	-19.49	2.26	1.96	0.22	4.4	4.79
1° NIVEL	C9	ENVOLV Min	-54.01	-1.91	-2.35	-0.24	-5.27	-4.3
1° NIVEL	C10	ENVOLV Max	-24.17	1.88	2.95	0.22	6.46	4.25
1° NIVEL	C10	ENVOLV Min	-59.56	-2.4	-3.1	-0.24	-6.81	-4.98
1° NIVEL	C11	ENVOLV Max	-39.36	3.34	4.81	0.4	12.33	7.13
1° NIVEL	C11	ENVOLV Min	-92.77	-3.27	-5.81	-0.43	-14.49	-7.01
1° NIVEL	C12	ENVOLV Max	-21.88	2.42	1.93	0.22	4.37	5.04
1° NIVEL	C12	ENVOLV Min	-54.22	-1.86	-2.38	-0.24	-5.32	-4.21
1° NIVEL	C13	ENVOLV Max	-10.98	1.92	2.68	0.22	6.03	4.37
1° NIVEL	C13	ENVOLV Min	-48.15	-2.38	-2.29	-0.24	-5.6	-4.99
1° NIVEL	C14	ENVOLV Max	-19.25	2.46	2	0.22	4.45	5.16
1° NIVEL	C14	ENVOLV Min	-70.8	-2.39	-1.83	-0.24	-4.43	-5.02
1° NIVEL	C15	ENVOLV Max	-9.77	2.46	1.67	0.22	3.93	5.15
1° NIVEL	C15	ENVOLV Min	-47.25	-1.88	-1.49	-0.24	-3.99	-4.29
1° NIVEL	C16	ENVOLV Max	-5.55	2.58	0.75	0.15	1.88	5.2
1° NIVEL	C16	ENVOLV Min	-19.1	-2.49	-0.69	-0.17	-1.93	-5.11

Fuente: Elaboración propia de reporte ETABS v. 15.2

E. DETERMINACION DE LA NECESIDAD DE REFORZAMIENTO EN COLUMNAS

COLUMNA 0.30m x 0.50m: $\mu_u=7$ Tn-m, $P_u=69.4$ Tn

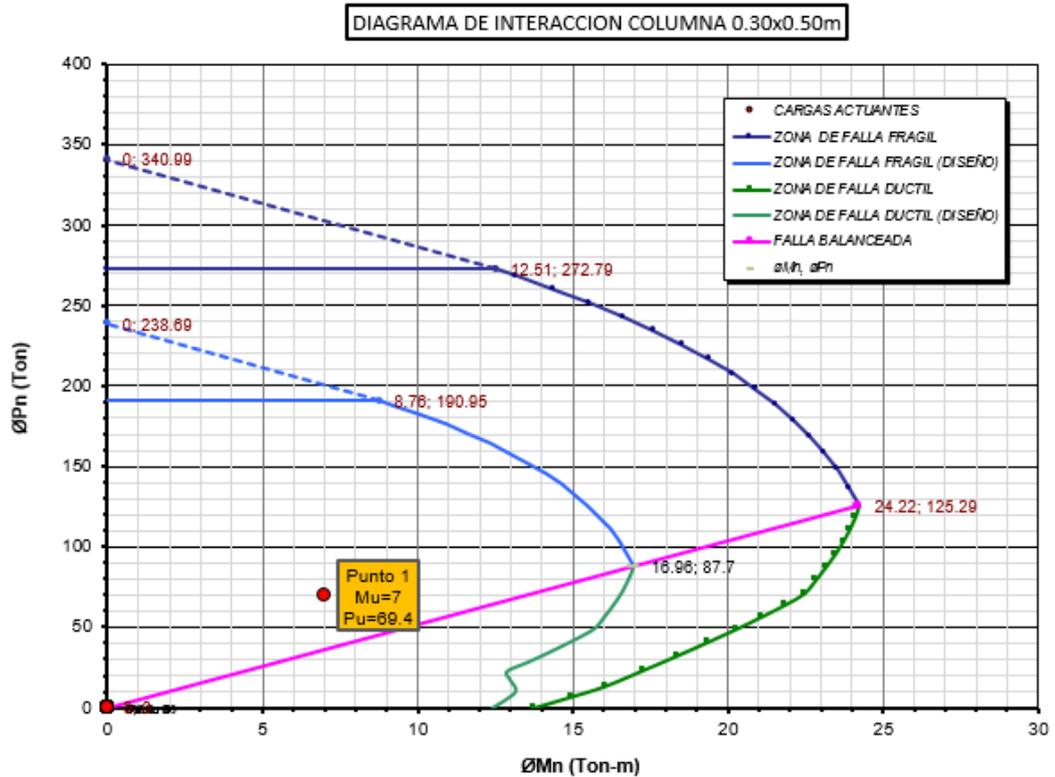


Gráfico 5.25: Diagrama de interacción de columna 0.30m x 0.50m

COLUMNA 0.30m x 0.60m: $\mu_u=7.25$ Tn-m, $101.22=7$ Tn

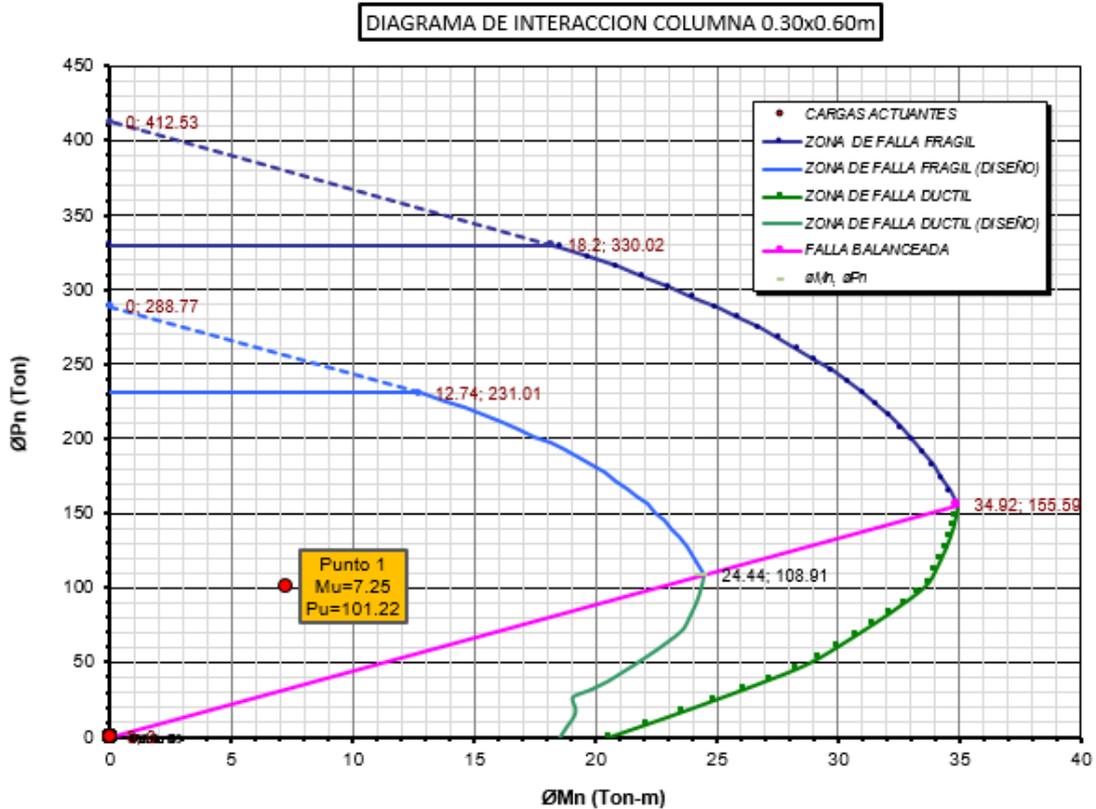


Gráfico 5.26: Diagrama de interacción de columna 0.30m x 0.60m

COLUMNA 0.30m x 0.75m: $\mu_u=14.08$ Tn-m, $P_u=96.86$ Tn

DIAGRAMA DE INTERACCION COLUMNA 0.30x0.75m

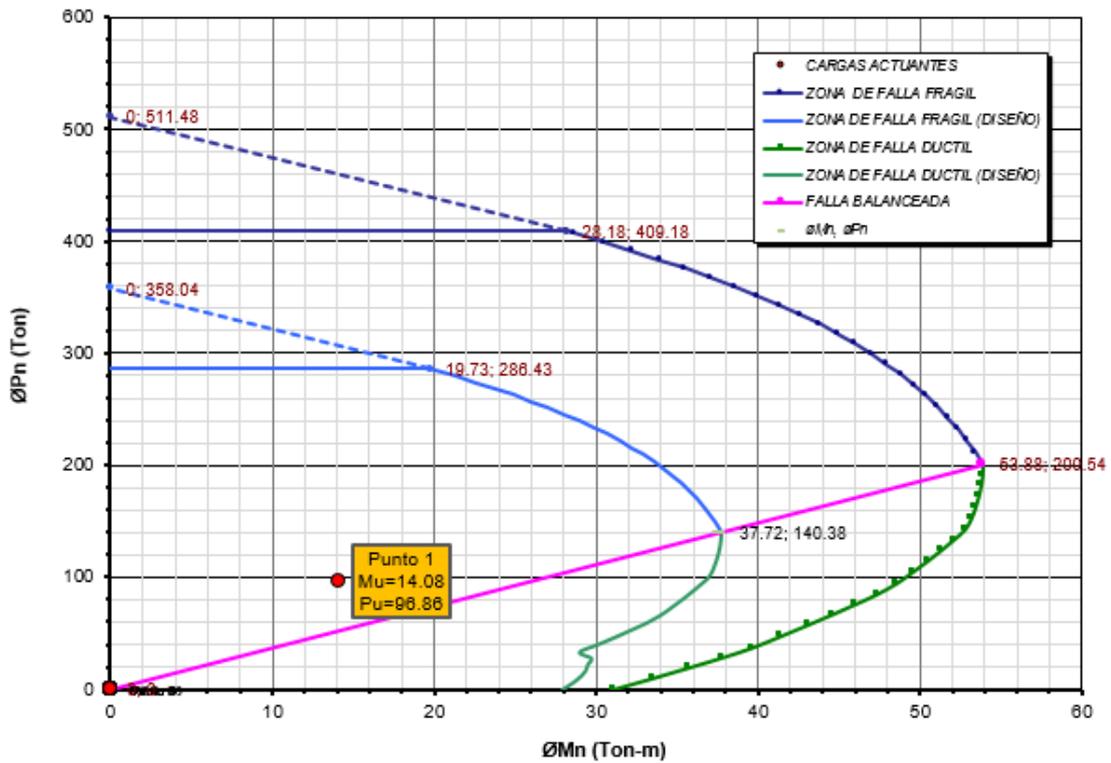


Gráfico 5.27: Diagrama de interacción de columna 0.30m x 0.60m

COLUMNA 0.30m x 0.40m: $\mu_u=1.93$ Tn-m, $P_u=19.1$ Tn

DIAGRAMA DE INTERACCION COLUMNA 0.30x0.40m

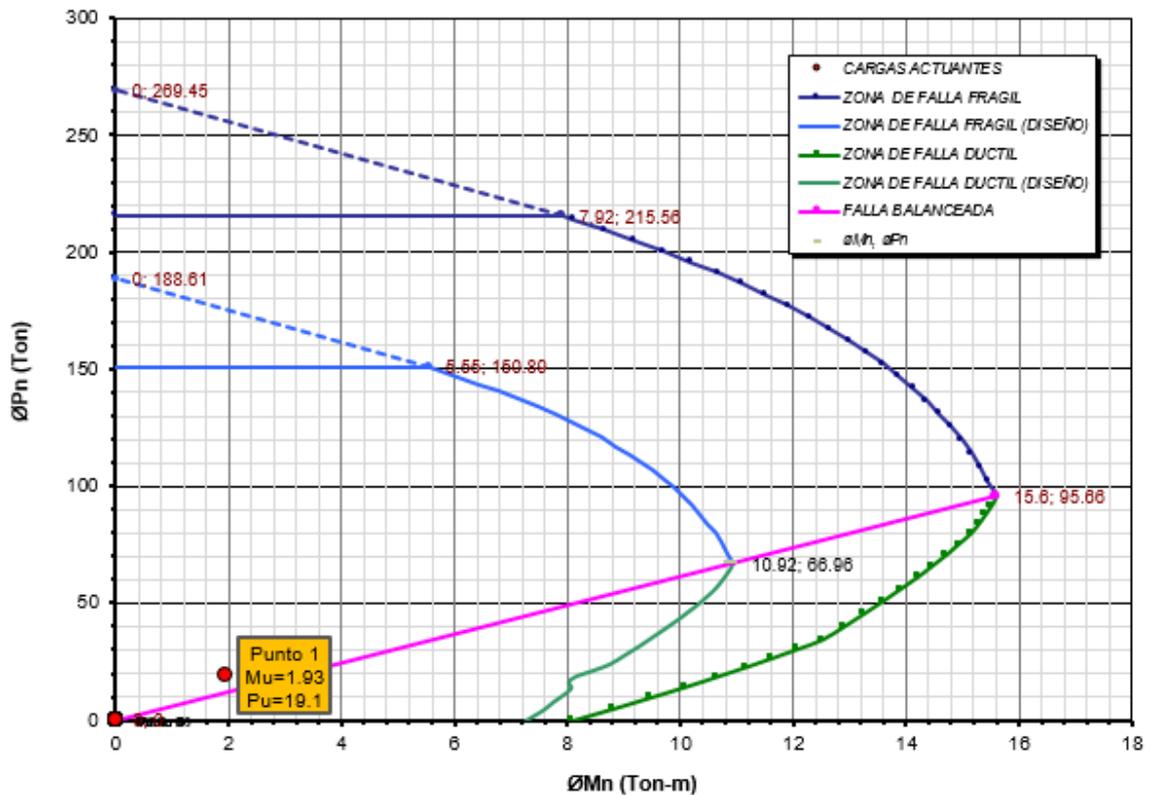


Gráfico 5.28: Diagrama de interacción de columna 0.30m x 0.40m

Según los diagramas de interacción superpuesto con los puntos de las máximas solicitaciones de carga, se verifica que dichos puntos están dentro del diagrama de interacción, por lo que su capacidad para cada una de las columnas es adecuada.

Respecto a la capacidad cortante, se muestra la siguiente tabla:

Tabla 5.31: Capacidad resistente a fuerza cortante - Cortantes máximas en columnas

Story	C	Secció	Carga	Paralelo a la base B=30				Perpendicular a la base B=30			
				ϕV_c	ϕV_s	ϕV_n	$V_u(2)$	ϕV_c	ϕV_s	ϕV_n	$V_u(3)$
				Tn	Tn	Tn	Tn	Tn	Tn	Tn	Tn
1° Nivel	C1	30x60	ENVOLV Max	9.69	12.39	22.09	2.58	10.79	27.60	38.39	3.51
1° Nivel	C1	30x60	ENVOLV Min	9.69	12.39	22.09	-3.51	10.79	27.60	38.39	-4.14
1° Nivel	C2	30x60	ENVOLV Max	9.69	12.39	22.09	3.8	10.79	27.60	38.39	2.58
1° Nivel	C2	30x60	ENVOLV Min	9.69	12.39	22.09	-3.14	10.79	27.60	38.39	-2.81
1° Nivel	C3	30x60	ENVOLV Max	9.69	12.39	22.09	2.83	10.79	27.60	38.39	2.11
1° Nivel	C3	30x60	ENVOLV Min	9.69	12.39	22.09	-3.14	10.79	27.60	38.39	-2.84
1° Nivel	C4	30x50	ENVOLV Max	8.075	12.39	20.47	2.02	8.81	22.53	31.34	2.94
1° Nivel	C4	30x50	ENVOLV Min	8.075	12.39	20.47	-2.64	8.81	22.53	31.34	-3.23
1° Nivel	C5	30x75	ENVOLV Max	12.11	12.39	24.51	4.05	13.76	35.21	48.97	4.94
1° Nivel	C5	30x75	ENVOLV Min	12.11	12.39	24.51	-3.47	13.76	35.21	48.97	-5.52
1° Nivel	C6	30x50	ENVOLV Max	8.075	12.39	20.47	1.37	8.81	22.53	31.34	1.95
1° Nivel	C6	30x50	ENVOLV Min	8.075	12.39	20.47	-1.36	8.81	22.53	31.34	-2.41
1° Nivel	C7	30x50	ENVOLV Max	8.075	12.39	20.47	1.88	8.81	22.53	31.34	2.92
1° Nivel	C7	30x50	ENVOLV Min	8.075	12.39	20.47	-2.39	8.81	22.53	31.34	-3.02
1° Nivel	C8	30x75	ENVOLV Max	12.11	12.39	24.51	3.41	13.76	35.21	48.97	5.17
1° Nivel	C8	30x75	ENVOLV Min	12.11	12.39	24.51	-3.21	13.76	35.21	48.97	-5.94
1° Nivel	C9	30x50	ENVOLV Max	8.075	12.39	20.47	2.26	8.81	22.53	31.34	1.96
1° Nivel	C9	30x50	ENVOLV Min	8.075	12.39	20.47	-1.91	8.81	22.53	31.34	-2.35
1° Nivel	C10	30x50	ENVOLV Max	8.075	12.39	20.47	1.88	8.81	22.53	31.34	2.95
1° Nivel	C10	30x50	ENVOLV Min	8.075	12.39	20.47	-2.4	8.81	22.53	31.34	-3.1
1° Nivel	C11	30x75	ENVOLV Max	12.11	12.39	24.51	3.34	13.76	35.21	48.97	4.81
1° Nivel	C11	30x75	ENVOLV Min	12.11	12.39	24.51	-3.27	13.76	35.21	48.97	-5.81
1° Nivel	C12	30x50	ENVOLV Max	8.075	12.39	20.47	2.42	8.81	22.53	31.34	1.93
1° Nivel	C12	30x50	ENVOLV Min	8.075	12.39	20.47	-1.86	8.81	22.53	31.34	-2.38
1° Nivel	C13	30x50	ENVOLV Max	8.075	12.39	20.47	1.92	8.81	22.53	31.34	2.68
1° Nivel	C13	30x50	ENVOLV Min	8.075	12.39	20.47	-2.38	8.81	22.53	31.34	-2.29
1° Nivel	C14	30x50	ENVOLV Max	8.075	12.39	20.47	2.46	8.81	22.53	31.34	2
1° Nivel	C14	30x50	ENVOLV Min	8.075	12.39	20.47	-2.39	8.81	22.53	31.34	-1.83
1° Nivel	C15	30x50	ENVOLV Max	8.075	12.39	20.47	2.46	8.81	22.53	31.34	1.67
1° Nivel	C15	30x50	ENVOLV Min	8.075	12.39	20.47	-1.88	8.81	22.53	31.34	-1.49
1° Nivel	C16	30x40	ENVOLV Max	6.46	12.39	18.85	2.58	6.83	17.46	24.29	0.75
1° Nivel	C16	30x40	ENVOLV Min	6.46	12.39	18.85	-2.49	6.83	17.46	24.29	-0.69

Fuente: Elaboración propia

La capacidad resistente a fuerza cortante, a fines de verificación con solicitaciones máximas, son determinadas en zonas próximas a las vigas por ser las más críticas.

Se verifica que las columnas tienen suficiente capacidad a cortante para las solicitaciones de carga impuestas. Por lo tanto, no hay necesidad de reforzar las columnas a cortante.

5.3.6.7 RESISTENCIA A FLEXIÓN RELATIVA DE ELEMENTOS EN UNIONES VIGA - COLUMNA

La verificación se realizará con el software de apoyo ETABS. En la siguiente figura se muestra el reporte del programa considerando el criterio del ACI-318:

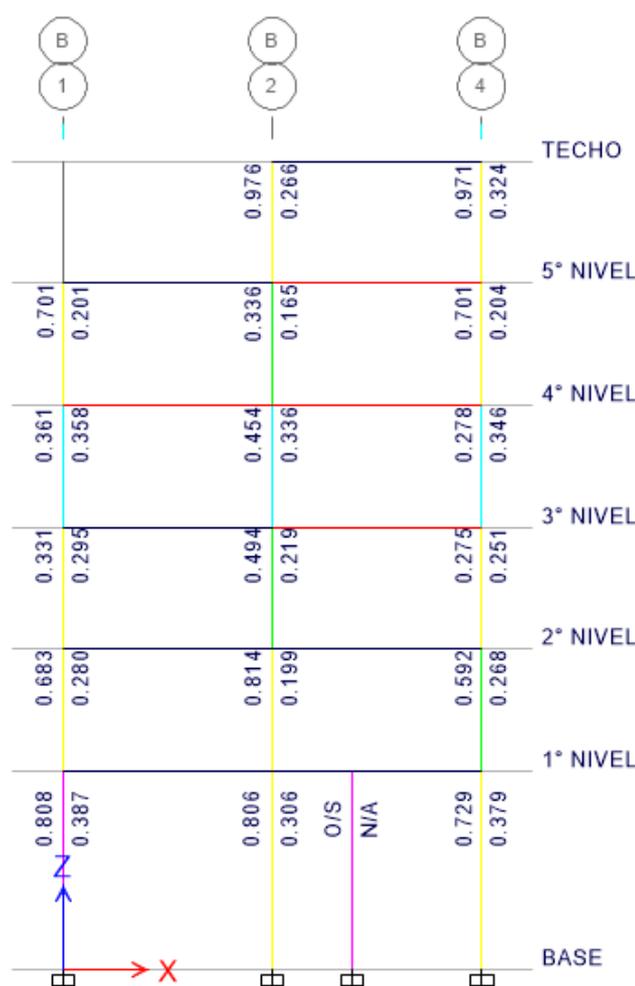


Figura 5.14: ratios de resistencia a flexión relativa de elementos en uniones viga – columna, pórtico eje B-B

Según la figura anterior, para el pórtico eje B-B, se verifica que para secciones de vigas y columnas cumplen la condición propuesta del ACI 318.

La norma establece un diseño de “viga débil-columna fuerte” para lo cual exige que las resistencias a flexión de diseño de las columnas que llegan hasta una unión excedan las resistencias a flexión de diseño de las vigas en al menos 40%. Este requisito se expresa por medio de la siguiente relación:

$$\sum M_{nc} \geq 1.4 \sum M_{nv} \quad \text{Criterio Norma E. 060}$$

$$\sum M_{nc} \geq \frac{6}{5} \sum M_{nv} \quad \text{Criterio ACI 318}$$

5.3.7 ELEMENTOS ESTRUCTURALES VULNERABLES A REFORZAR

Los elementos estructurales vulnerables a reforzar, son aquellos elementos estructurales que no tienen suficiente capacidad para resistir las solicitaciones de carga, específicamente por sobrecargas no previstas como consecuencia del cambio de uso y que podrían sufrir fallas o daños.

De los análisis efectuados, se determinó que las vigas de 30x20cm y 30x40cm requieren ser reforzadas. Las viguetas de losas requieren reforzamiento en los apoyos para resistir los momentos negativos. La estructura completa requiere ser rigidizada, por lo que la edificación existente no es segura y genera el riesgo al colapso.

A continuación, se da el resumen de los elementos estructurales vulnerables a reforzar:

5.3.7.1 LOSAS

Según los cálculos y verificaciones es necesario el reforzamiento de las viguetas de losas para solicitaciones de momento negativo en el tramo 1-4 del eje E, Tramo 1-2 del eje C y Tramo 1-2 del eje B en el primer nivel. Tramo 1-4 del eje E, y Tramo 1-2 del eje B del segundo y tercer nivel.

Tabla 5.32: Resumen losas a reforzar (Viguetas) - edificio Puno

Nivel	Momento resistente Negativo		M _u ⁽⁻⁾ Tn-m (En ejes de Apoyos)					
			A	B	C	D	E	F
1°	ØMn(-)	0.395 Tn-m	0.00	0.44	0.40	0.36	0.46	0.00
2°	ØMn(-)	0.395 Tn-m	0.00	0.20	0.50	0.34	0.44	0.00
3°	ØMn(-)	0.395 Tn-m	0.00	0.20	0.50	0.34	0.44	0.00
4°	ØMn(-)	0.395 Tn-m	0.00	0.16	0.51	0.51	0.05	0.00

Fuente: Elaboración propia.

5.3.7.2 VIGAS

Tabla 5.33: Resumen de vigas a reforzar - edificio Puno

VIGAS PRINCIPALES				FLEXION			
Nivel	Descripción de viga			Capacidad resistente		Momentos Últimos	
	N° (Tabla 5.20)	L (m)	Viga (Planos)	ØMn+ Tn.m	ØMn- Tn.m	Mu+ Tn.m	Mu- Tn.m
4° Nivel	8	4.60	VP 401(30x20)	3.053	-3.053	2.30	-3.94
4° Nivel	9	4.60	VP 401(30x20)	3.053	-3.053	1.37	-3.49
4° Nivel	10	4.60	VP 402(30x40)	7.341	-7.341	5.35	-9.76
4° Nivel	11	4.60	VP 403(30x40)	7.341	-7.341	4.64	-9.05
3° Nivel	17	4.60	VP 301(30x20)	3.053	-3.053	2.31	-4.32
3° Nivel	18	4.60	VP 301(30x20)	3.053	-3.053	1.54	-4.13
3° Nivel	19	4.60	VP 302(30x20)	3.053	-3.053	3.06	-4.76
3° Nivel	20	4.60	VP 303(30x20)	3.053	-3.053	3.06	-4.68
3° Nivel	21	4.60	VP 303(30x20)	3.053	-3.053	2.05	-3.94
3° Nivel	22	4.60	VP 304(30x20)	3.053	-3.053	2.74	-4.34
3° Nivel	23	4.60	VP 304(30x20)	3.053	-3.053	2.41	-3.98
2° Nivel	26	4.60	VP 201(30x40)	7.341	-7.341	4.23	-8.9
2° Nivel	27	4.60	VP 201(30x40)	7.341	-7.341	4.25	-8.32
2° Nivel	28	4.60	VP 202(30x40)	7.341	-7.341	4.09	-8.41
2° Nivel	29	4.60	VP 203(30x40)	7.341	-7.341	3.83	-8.62
2° Nivel	30	4.60	VP 203(30x40)	7.341	-7.341	3.69	-8.32
2° Nivel	31	4.60	VP 204(30x40)	7.341	-7.341	4.31	-8.93
2° Nivel	32	4.60	VP 204(30x40)	7.341	-7.341	4.16	-8.88

Fuente: Elaboración propia.

5.4 REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL EDIFICIO PUNO

La presente sección se da con la finalidad de mejorar la capacidad resistente de los elementos estructurales vulnerables, así como la estructura completa, según las determinadas en la revisión inicial de la estructura.

Para llevar a cabo el reforzamiento de la edificación existente – Puno y según los elementos estructurales a reforzar, se tienen los siguientes objetivos:

1. Rigidizar la estructura completa, debido a derivas excesivas.
2. Reforzamiento estructural de vigas a momento positivo y negativo
3. Reforzamiento estructural de las viguetas de losas aligeradas a momento negativo

5.4.1 ALTERNATIVAS DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL

La edificación en estudio será adaptada al uso de una entidad financiera, por lo cual tendrá acondicionada toda la edificación interior. Exterior al edificio, se ve expuesta al clima seco y con lluvias. Es necesario, tener en cuenta la distribución de los ambientes y zonas de corredores, tal que la propuesta de reforzamiento no influya con la funcionalidad de la edificación al nuevo uso proyectado, ya sea en planta, así como en elevación, y que esta se adapte al medio arquitectónico.

Teniendo estas consideraciones, se proponen las siguientes alternativas de reforzamiento estructural:

1. Reforzamiento de la estructura completa (Rigidizar la estructura completa), debido a derivas excesivas.
 - Inclusión de muros de corte
2. Reforzamiento estructural de vigas a flexión positiva y negativa
 - Encamisado de la sección con concreto armado
 - Reforzamiento estructural con fibras de carbono
 - Platinas de fibras de carbono
 - Tejidos de fibras de carbono
3. Reforzamiento estructural de viguetas de losas aligeradas a flexión negativa
 - Reforzamiento estructural con fibras de carbono
 - Platinas de fibras de carbono
 - Tejidos de fibras de carbono

Por lo cual, las alternativas de reforzamiento son analizadas en los siguientes apartados.

5.4.2 REFORZAMIENTO DE LA ESTRUCTURA COMPLETA

El análisis de la edificación bajo la acción sísmica indica que la edificación presenta derivas de entrepiso superiores a la permisible señalada en la Norma E. 030. Para el reforzamiento de la estructura completa de la edificación existente se propone rigidizarla con inclusión de muros de corte. Los muros de corte tienen gran efectividad para reducir las derivas de entrepiso y mejora la capacidad sismorresistente del sistema estructural.

5.4.2.1 REFORZAMIENTO CON MUROS DE CORTE:

5.4.2.1.1 DESCRIPCIÓN DE CÁLCULO Y CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL

La configuración estructural del edificio existente es irregular y Según el proyecto arquitectónico de intervención de la edificación, se requiere la inclusión de un ascensor para crear una comunicación vertical adecuada, con características como se muestra en la Figura 5.11, por lo cual, se propone como alternativa empotrar los muros para el ascensor en el diafragma rígido (losas) en todos los niveles. El empotrar involucra el corte de losas a las dimensiones deseadas para la inclusión de muros, para que el sistema resistente de vigas y columnas no se vean afectadas.

La ubicación del ascensor, es tal que no interfiere con la distribución de usos dado en el proyecto arquitectónico de intervención, y mejora la accesibilidad. De esta manera, se verificará el aporte de la resistencia a corte de los muros que van empotrados en el diafragma rígido, cuyo análisis será sustentado.

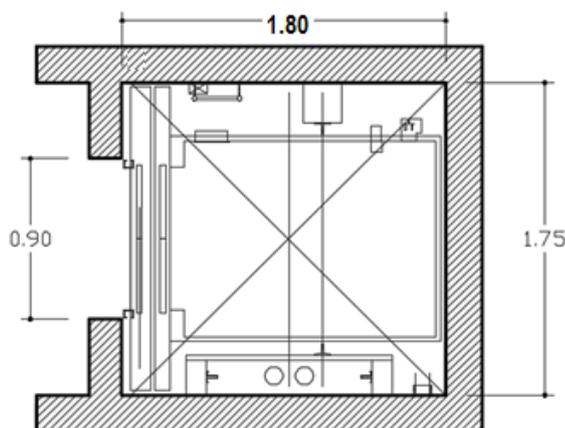


Figura 5.15: Dimensiones de caja de ascensor para la edificación de caja Arequipa - Puno (1.80x1.75m)

Para el modelamiento se asumirá el espesor de los muros de 0.20 m.

El sistema estructural considerado para la revisión inicial de la estructura fue de concreto armado, sin embargo, a efectos de la inclusión del ascensor para la edificación, que posee muros estructurales, el sistema estructural⁹ a considerar en el análisis será según lo estipulado en la tabla N°7 Sistemas estructurales de la Norma E. 030 en concordancia con el numeral 3.2 de la mencionada norma para la fuerza cortante en la base.

Por lo expuesto, es necesario el **recalculo** para el sistema estructural:

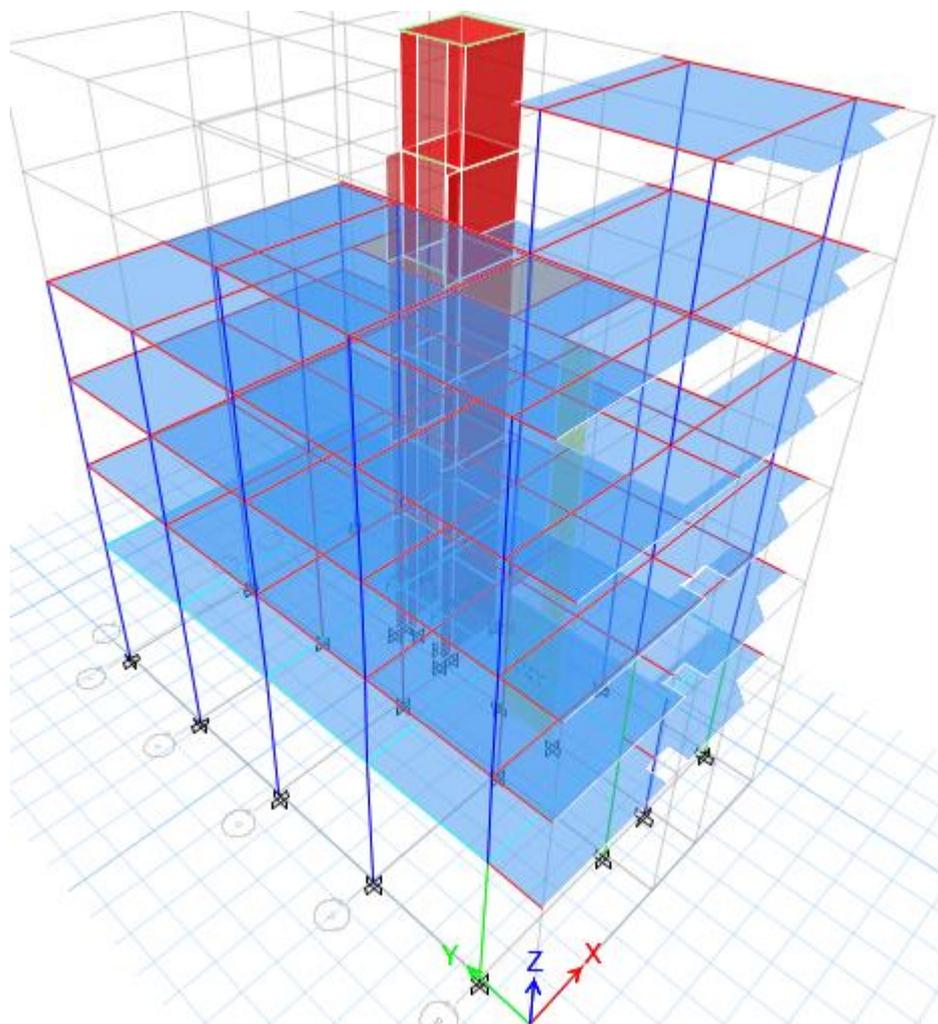


Figura 5.16: Vista isométrica de la estructura a analizar – Modelo Estructural con inclusión de muros para ascensor.

⁹ E. 030 Diseño sismorresistente: Tabla N°7 y numeral 3.2. Sistemas estructurales.

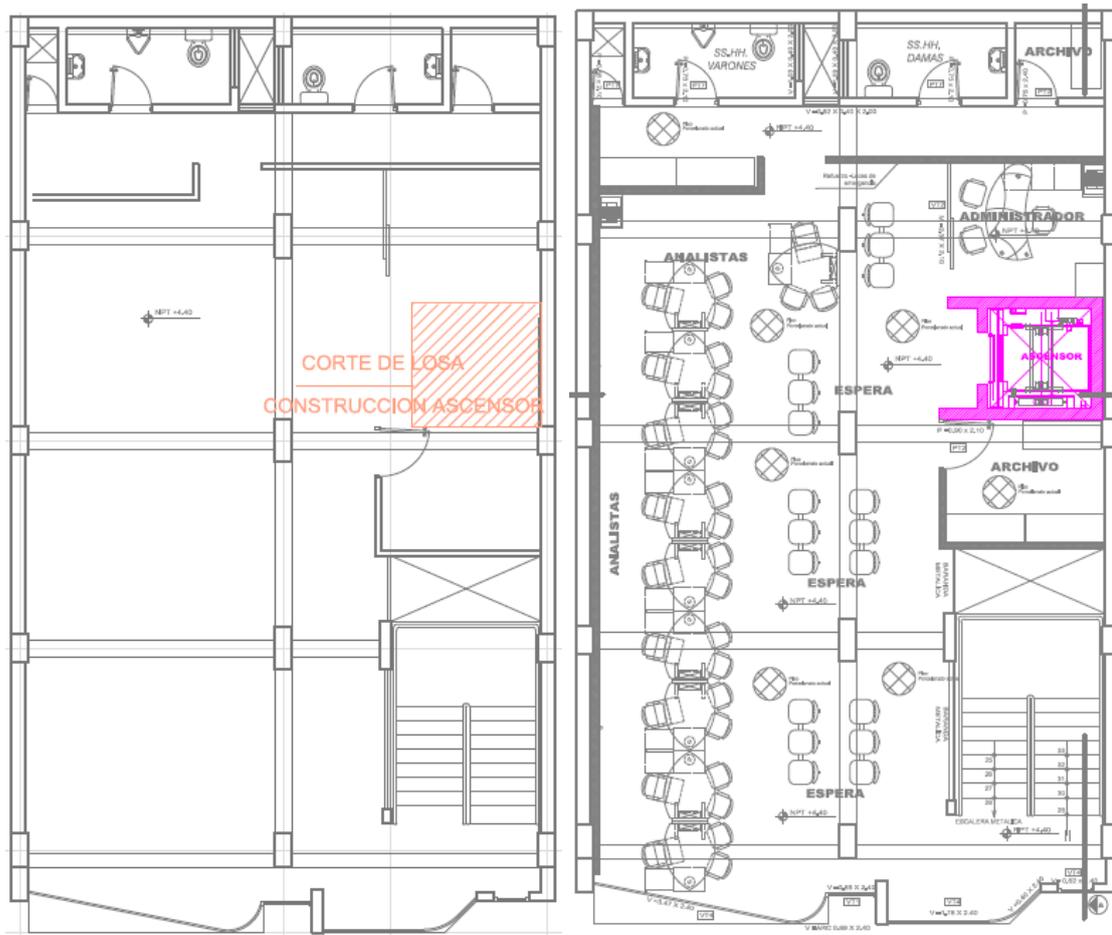


Figura 5.17: Ubicación de ascensor

5.4.2.1.2 VERIFICACIÓN POR CORTANTE EN LA BASE PARA SISTEMA ESTRUCTURAL

Para el modelamiento estructural de la edificación por la inclusión de ascensor se considerará a un sistema dual para ambas direcciones, para contrastar con la cortante en la base de muros estructurales y columnas según lo estipulado en la Norma E. 030 de Diseño sismorresistente según la tabla N°40:

Tabla 5.34: Sistema estructural para estructuras de concreto armado

SISTEMA ESTRUCTURAL	CORTANTE EN LA BASE
Pórticos	Pórticos > 80% V
	Muros Estruc. < 20% V
Muros estructurales	Muros Estruc. > 70% V
	Pórticos < 30% V
Dual	20% V < Muros Estruc. < 70% V
	Pórticos lo restante
Muros de ductilidad limitada (EMDL)	EMDL= 100% V (Máx. 8 pisos)

Fuente: E. 030 Diseño sismorresistente, Numeral 3.2 sistemas estructurales

Del modelamiento efectuado con el programa ETABS v.15, se tiene las fuerzas cortantes en la base por efectos de sismo:

$$V_{(x)} = 82818.4 \text{ Kg}$$

$$V_{(y)} = 118146 \text{ Kg}$$

En las siguientes tablas se dan las cortantes en la base por columnas y muros:

Tabla 5.35: Fuerza cortante en la base por muros estructurales

MUROS		SISMO EN X			SISMO EN Y		
Story	Pier	Load Case/Combo	V2	V3	Load Case/Combo	V2	V3
			kgf	kgf		kgf	kgf
1° Nivel	P1X	Sismo X	6221.19	53.99	Sismo Y	1686.49	209.99
1° Nivel	P2X	Sismo X	34547.29	61.53	Sismo Y	3117.6	1228.78
1° Nivel	P3X	Sismo X	4245.89	7.36	Sismo Y	-1233.53	206.96
1° Nivel	P4X	Sismo X	21301.33	447.63	Sismo Y	-344.48	1164.48
1° Nivel	P1Y	Sismo X	-1472.07	-638.1	Sismo Y	2087.49	-117.15
1° Nivel	P2Y	Sismo X	860.52	-418.9	Sismo Y	2097.69	62.55
1° Nivel	P3Y	Sismo X	9353.94	-1975.66	Sismo Y	25660.52	-53.27
1° Nivel	P4Y	Sismo X	-683.77	-945.85	Sismo Y	35311.07	232.68
		$V_{x(\text{muros})} =$	70294.21Kg		$V_{y(\text{muros})} =$	67966.98Kg	
		$\%V_{x(\text{muros})} =$	84.88%		$\%V_{y(\text{muros})} =$	57.53%	

Fuente: Elaboración propia, de reporte ETABS

Tabla 5.36: Fuerza cortante en la base por columnas

COLUMNAS		SISMO EN X			SISMO EN Y		
Story	Column	Load Case/Combo	V2	V3	Load Case/Combo	V2	V3
			kgf	kgf		kgf	kgf
1° Nivel	C1	Sismo X	1173.31	-1383.41	Sismo Y	-850.69	4591.08
1° Nivel	C2	Sismo X	1456.55	-550.91	Sismo Y	-1147.61	3159.69
1° Nivel	C3	Sismo X	1181.84	317.36	Sismo Y	-842.66	1481.75
1° Nivel	C4	Sismo X	829.55	-1112.68	Sismo Y	-475.88	3764.2
1° Nivel	C5	Sismo X	1388.49	-1012.85	Sismo Y	-527.32	6118.22
1° Nivel	C6	Sismo X	381.16	227.27	Sismo Y	-257.07	1411.93
1° Nivel	C7	Sismo X	616.42	-1097.46	Sismo Y	-136.17	3661.84
1° Nivel	C8	Sismo X	1397.24	-1071.22	Sismo Y	-109.03	6366.05
1° Nivel	C9	Sismo X	438.74	2.19	Sismo Y	-231.92	1248.55
1° Nivel	C10	Sismo X	461.74	-1101.72	Sismo Y	201.63	3726.6
1° Nivel	C11	Sismo X	832.78	-1274.73	Sismo Y	207.93	6095

1° Nivel	C12	Sismo X	350.75	537.44	Sismo Y	267.79	1561.63
1° Nivel	C13	Sismo X	264.14	-907.57	Sismo Y	499.47	2983.96
1° Nivel	C14	Sismo X	363.05	-395.63	Sismo Y	590.07	2213.63
1° Nivel	C15	Sismo X	254.67	255.7	Sismo Y	527.54	1080.92
1° Nivel	C16	Sismo X	1133.76	-60.84	Sismo Y	-817.36	713.91
		$V_{x(columnas)} =$	12524.19Kg		$V_{y(columnas)} =$	50178.96Kg	
		$\%V_{x(columnas)} =$	15.12%		$\%V_{y(columnas)} =$	42.47%	

Fuente: Elaboración propia, de reporte ETABS.

Dirección de análisis **X**:

Cortante en la base por Muros estructurales=84.88% > 70% $V_{(x)}$;

Considerar a muros estructurales

Dirección de análisis **Y**:

Cortante en la base por Muros estructurales=57.53%; 20% $V < 57.53\% < 70\% V$

Considerar a sistema dual.

Por lo tanto, es adecuado la consideración del sistema dual para la dirección de análisis Y. Sin embargo, para la dirección X corresponde a un sistema de muros estructurales.

5.4.2.1.3 CARGAS

CARGAS DE GRAVEDAD

Las mismas de las consideras en la revisión inicial

A. Cargas Muertas (CM)

Peso de la estructura	=	Según Programa
Losa h=0.20 m. Con Ladrillos	=	300.0 Kg/m ²
Unidades de albañilería en losa	=	90.0 Kg/m ²
Losa h=0.20 m. Con Poli estireno	=	211.0 Kg/m ²
Poli estireno en losa	=	1.125 Kg/m ²
Piso Terminado	=	100.0 Kg/m ²
Cielo raso	=	30.0 Kg/m ²
Muros de albañilería e=0.15 m.	=	270x(h) Kg/m ($\gamma \approx 1800$ Kg/m ³)
Muros de albañilería e=0.25 m.	=	450x(h) Kg/m ($\gamma \approx 1800$ Kg/m ³)

B. Cargas Vivas (CV)**Sobrecargas uso a entidad financiera (CV):****Oficinas (*):**

Exceptuando salas de archivo y computación	=	250.00 Kg/m ²	E. 020 Cargas
Salas de archivo	=	500.00 Kg/m ²	E. 020 Cargas
Salas de computación	=	500.00 Kg/m ²	E. 020 Cargas
Corredores y escaleras	=	300.00 Kg/m ²	Asumido (E. 020 ;400 Kg/m ²)

(*) Estas cargas no incluyen la posible tabiquería móvil

Tabiquería Móvil	=	50.00 Kg/m ²	Asumido
Sobre carga en azoteas	=	100.00 Kg/m ²	Asumido

Sobrecargas Uso original Vivienda (CV):**Viviendas:**

Viviendas	=	200.00 Kg/m ²	E. 020 Cargas
Corredores y escaleras	=	200.00 Kg/m ²	E. 020 Cargas

CARGAS DE SISMO (E)**Parámetros:**

Z =	0.35	Zona 3
U =	1.00	Edificaciones Tipo C
S =	1.00	Suelos rígidos Tipo S1
T _p =	0.40	Periodo corto del terreno
T _L =	2.50	Periodo largo del terreno
Ro _(x) =	6.00	Muros estructurales según el E.030
Ro _(y) =	7.00	Sistema Dual según el E.030
I _a =	0.9	Tabla N°8 del E. 030 (Irregularidad en Altura)
I _p =	0.75	Tabla N°9 del E. 030 (Irregularidad en Planta)
R _x =	4.050	R
R _y =	4.725	

Tabla 5.37 Cálculo de aceleración espectral

C	T (seg)	Sa/g (X)	Sa/g (Y)	C	T (seg)	Sa/g (X)	Sa/g (Y)
2.50	0	0.2160	0.18519	1.54	0.65	0.1330	0.11396
2.50	0.02	0.2160	0.18519	1.43	0.70	0.1235	0.10582
2.50	0.04	0.2160	0.18519	1.33	0.75	0.1152	0.09877
2.50	0.06	0.2160	0.18519	1.25	0.80	0.1080	0.09259
2.50	0.08	0.2160	0.18519	1.18	0.85	0.1017	0.08715
2.50	0.1	0.2160	0.18519	1.11	0.90	0.0960	0.0823
2.50	0.12	0.2160	0.18519	1.05	0.95	0.0910	0.07797
2.50	0.14	0.2160	0.18519	1.00	1.00	0.0864	0.07407
2.50	0.16	0.2160	0.18519	0.63	1.60	0.0540	0.0463
2.50	0.18	0.2160	0.18519	0.50	2.00	0.0432	0.03704
2.50	0.2	0.2160	0.18519	0.40	2.50	0.0346	0.02963
2.50	0.25	0.2160	0.18519	0.28	3.00	0.0240	0.02058
2.50	0.3	0.2160	0.18519	0.16	4.00	0.0135	0.01157
2.50	0.35	0.2160	0.18519	0.10	5.00	0.0086	0.00741
2.50	0.4	0.2160	0.18519	0.07	6.00	0.0060	0.00514
2.22	0.45	0.1920	0.16461	0.05	7.00	0.0044	0.00378
2.00	0.5	0.1728	0.14815	0.04	8.00	0.0034	0.00289
1.82	0.55	0.1571	0.13468	0.03	9.00	0.0027	0.00229
1.67	0.6	0.1440	0.12346	0.03	10.00	0.0022	0.00185

Fuente: Elaboración propia.

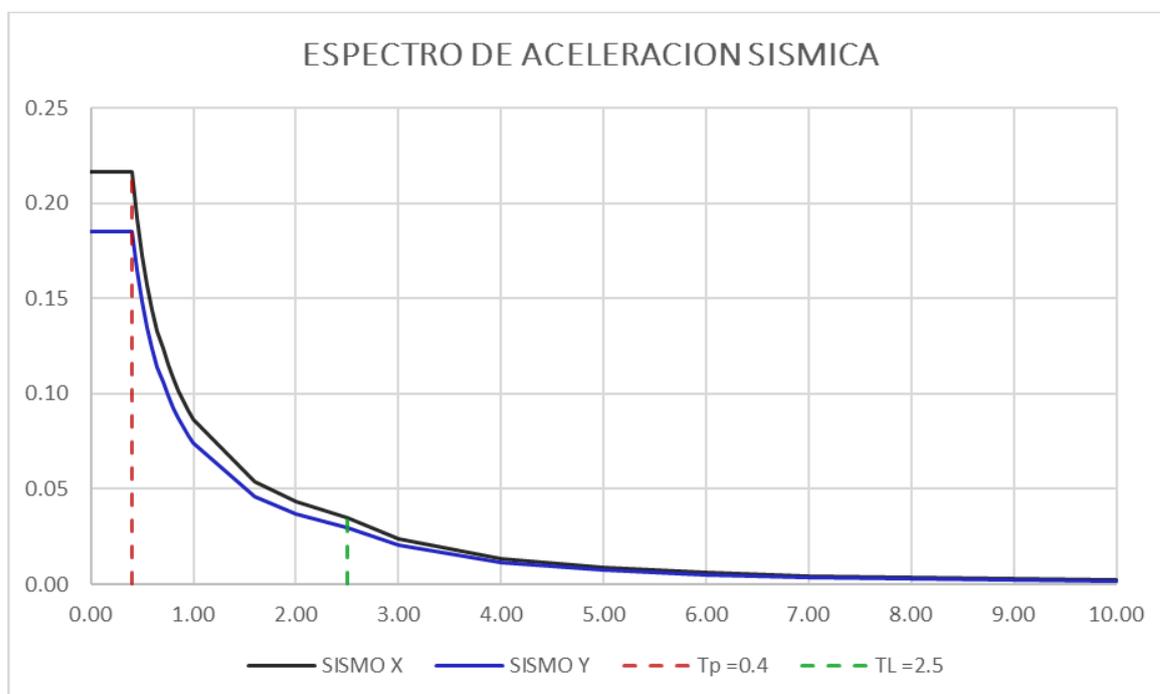


Gráfico 5.29: Espectro De Aceleración Sísmica

5.4.2.1.4 ANALISIS SISMICO

A. Modos de Vibración y Porcentajes de Masa Participante

Tabla 5.38: MODOS DE VIBRACION

Modo	Periodo (Sec)	UX	UY	Sum UX	Sum UY
1	0.616	0.3100	0.1077	0.3100	0.1077
2	0.429	0.2886	0.3924	0.5986	0.5001
3	0.375	0.1217	0.1748	0.7203	0.6748
4	0.238	0.0606	0.0370	0.7809	0.7119
5	0.227	0.0022	0.0935	0.7830	0.8054
6	0.189	0.0103	0.0374	0.7933	0.8428
7	0.152	0.0104	0.0096	0.8037	0.8524
8	0.118	0.0136	0.0104	0.8172	0.8627
9	0.116	0.0007	0.0004	0.8180	0.8632
10	0.099	0.0654	0.0509	0.8834	0.9141
11	0.095	0.0802	0.0325	0.9635	0.9466
12	0.086	0.0000	0.0068	0.9636	0.9534
13	0.076	0.0010	0.0068	0.9646	0.9602
14	0.057	0.0004	0.0221	0.9650	0.9823
15	0.048	0.0124	0.0008	0.9774	0.9831
16	0.045	0.0092	0.0006	0.9866	0.9837
17	0.036	0.0011	0.0069	0.9877	0.9906
18	0.033	0.0038	0.0009	0.9915	0.9915
19	0.017	0.0013	0.0035	0.9928	0.9950
20	0.013	0.0022	0.0018	0.9950	0.9968
	Σ	0.99501152	0.9967		

Fuente: Elaboración propia (Reporte Etabs)

B. Cortante sísmico

Masa considerada

Peso sísmico = 684244.17 Kg (CM+25%CV)

Cortante basal del análisis estático

Tabla 5.39: Cortante en la Base Análisis Estático

T(Periodo)	ZUCS/R	Nivel	CARGA	VX (Kg)	VY (Kg)	
T _x =	0.616	0.14029	Base	SISMO X	95994.1	0.07
T _y =	0.429	0.17267	Base	SISMO Y	0	118146

Fuente: Elaboración propia

Cortante basal del análisis Dinámico

Tabla 5.40: Cortante en la base del análisis dinámico.

Espectro	Dir.	VX	VY	T	MX	MY
		kg	kg	Tn-m	Tn-m	Tn-m
E	SDX	64398	46952	636.52	532.27	695.45
E	SDY	40261	63778	485.63	719.42	464.25

Fuente: Elaboración propia.

Verificación del mínimo cortante basal dinámico

Tabla 5.41: Mínimo cortante basal dinámico y factor de escalamiento.

Dir	V _{Dinam} kg	V _{Estat} kg	90% V _{din} kg	V _{din} < 90% V _{estat}	Factor a escalar
X-X	64398.1	95994.1	86394.6	SI	1.34157
Y-Y	63777.8	118146	106331	SI	1.66722

Fuente: Elaboración propia.

De los resultados del análisis sísmico Estático y Dinámico se verifica que si es necesario utilizar el factor de escalamiento, que servirá para la verificación del diseño de los elementos estructurales.

5.4.2.1.5 VERIFICACIÓN DE LAS DERIVAS DE ENTREPISO

A. Desplazamientos laterales relativos admisibles por carga sísmica

Tabla 5.42: Derivas inelásticas calculadas para el caso de Sismo Dinámico SDX

Piso	Altura m	Derivas $\Delta_{elástica}$	Derivas inelásticas $\Delta_{inelástica} = \Delta_{elástica} * R$	Deriva límite Δ_{limite}	Chequeo
Techo	17.90	0.001329	0.005382	0.007	¡OK...!!!
5°	15.20	0.001680	0.006804	0.007	¡OK...!!!
4°	12.50	0.001429	0.005787	0.007	¡OK...!!!
3°	9.80	0.001434	0.005808	0.007	¡OK...!!!
2°	7.10	0.001158	0.004690	0.007	¡OK...!!!
1°	4.40	0.000944	0.003823	0.007	¡OK...!!!

Fuente: Elaboración propia.

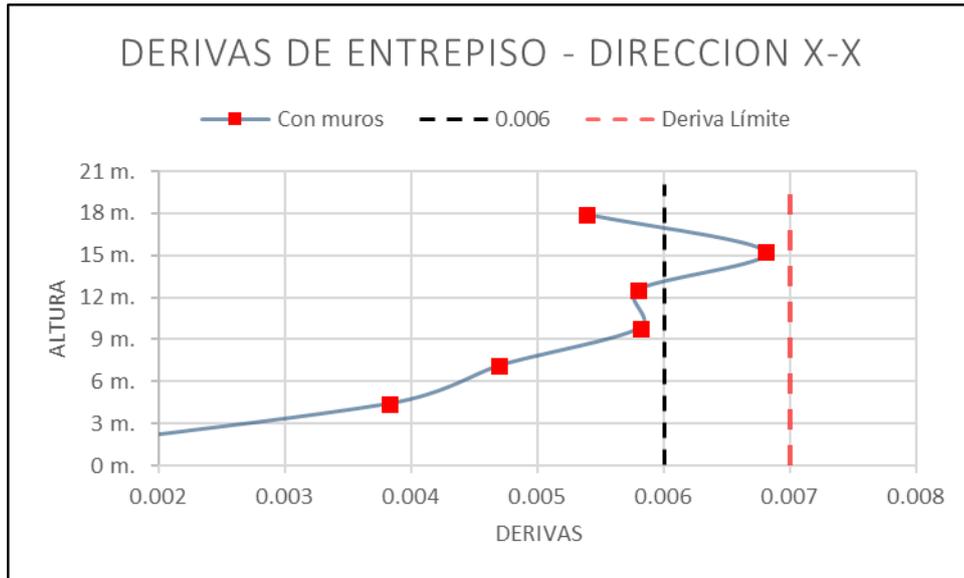


Gráfico 5.30: Gráfico de derivas en la dirección de análisis X

Tabla 5.43: Derivas inelásticas calculadas para el caso de Sismo Dinámico SDY

Piso	Altura m	Derivas $\Delta_{elástica}$	Derivas inelásticas $\Delta_{inelástica} = \Delta_{elástica} * R$	Deriva límite $\Delta_{límite}$	Chequeo
Techo	17.90	0.001009	0.004768	0.007	¡OK...!!!
5°	15.20	0.001238	0.005850	0.007	¡OK...!!!
4°	12.50	0.000819	0.003870	0.007	¡OK...!!!
3°	9.80	0.00077	0.003638	0.007	¡OK...!!!
2°	7.10	0.000661	0.003123	0.007	¡OK...!!!
1°	4.40	0.000536	0.002533	0.007	¡OK...!!!

Fuente: Elaboración propia.

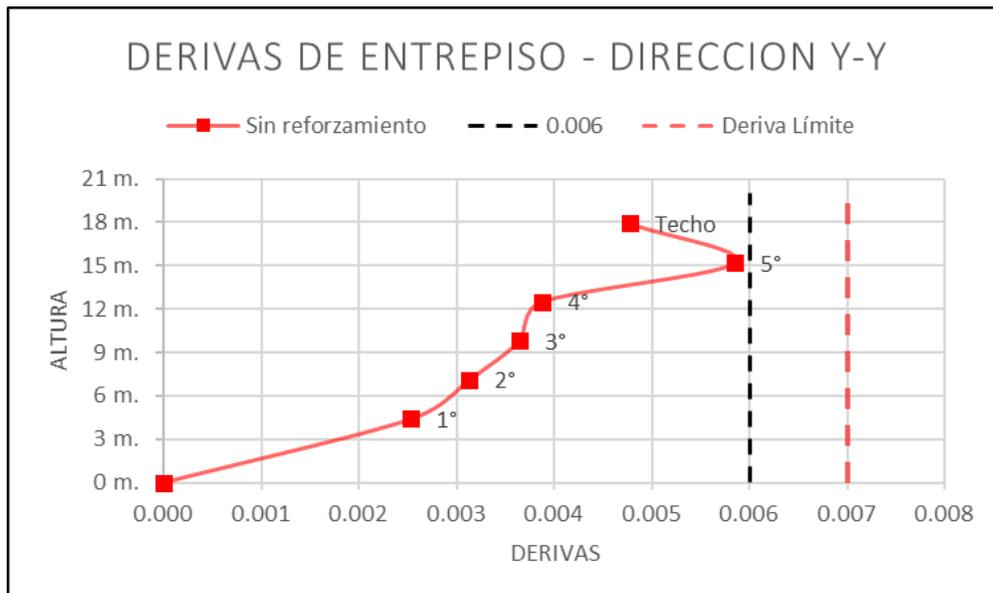


Gráfico 5.31: Gráfico de derivas en la dirección de análisis Y.

B. Análisis de los desplazamientos laterales relativos

Los máximos desplazamientos relativos de la edificación no superan los límites permisibles señalados en la Norma E. 030, por lo cual, la inclusión del ascensor con los muros de corte empotrados en el diafragma rígido le da rigidez adecuada a la edificación sin que se requieran técnicas como adición de contrafuertes, arriostramiento, disipadores de energía, o muros de corte adicionales.

5.4.2.2 DISEÑO DE LOS MUROS DE CORTE

Las placas, llamados también muros de corte, son aquellos elementos de la estructura que resisten cargas axiales y cargas laterales de sismo. El diseño es parecido al de las columnas, con la diferencia que los muros absorben grandes cortantes, que a su vez producen grandes momentos, es por el cual se les denomina muros de corte.

El diseño de la placa se diseñará por flexo compresión y por cortante.

5.4.2.2.1 Solicitaciones de carga:

Para el muro PL2X, del análisis estructural efectuado se obtiene que las máximas solicitaciones de Carga axial y momentos, en la dirección de análisis X, son:

Tabla 5.44: Solicitaciones de carga para muro PL2X - Edificación Puno

Nivel	MURO	Combinación de carga	P	V2	V3	M2	M3
			Tn	Tn	Tn	Tn-m	Tn-m
1° NIVEL	PL2X	Comb1	33.18	-0.24	0.01	0.09	3.42
1° NIVEL	PL2X	Comb2	124.33	52.20	1.24	1.21	88.04
1° NIVEL	PL2X	Comb6	114.10	52.33	1.22	1.16	86.50

Fuente: Elaboración propia.

5.4.2.2.2 Diseño por flexo compresión

Para el diseño de los muros, se analizará la placa PL-02 (020x2.50). Para que la placa sea considerada como muro esbelto, y por lo tanto se diseñe a flexo compresión, la norma indica que la altura total de la placa y su longitud deberá ser mayor a la unidad ($H/L \geq 1$).

Por lo tanto; $15.20/2.5=6.08 \dots$, Cumple

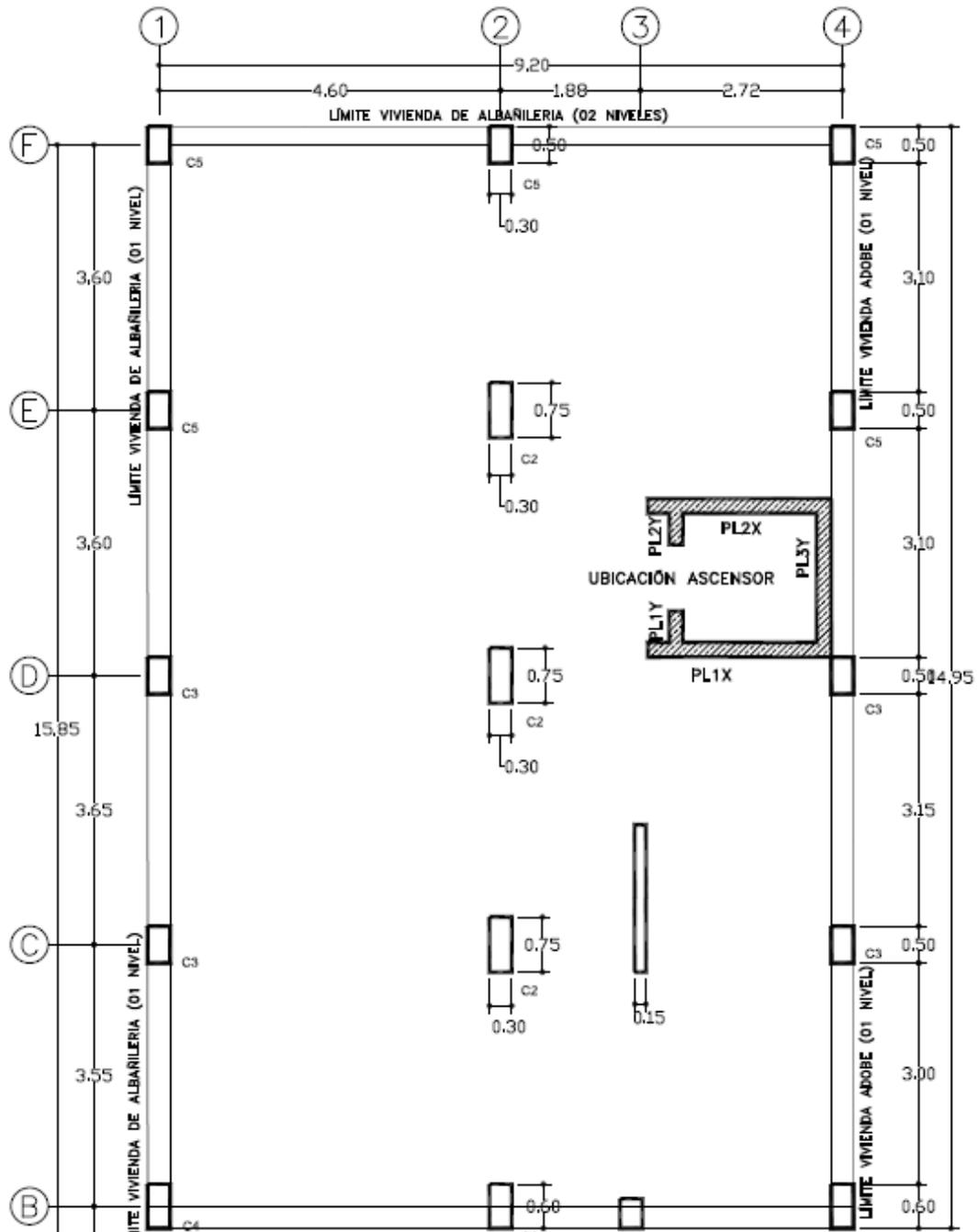


Figura 5.18: Ubicación de Muros de ascensor (Muros de Corte) – Edificio Puno

Se analizará para la condición más crítica, el cual corresponde en el nivel 1.

Para el diseño de los muros del ascensor, el refuerzo debe ir distribuido a largo de la longitud del muro. El refuerzo vertical repartido a lo largo del muro deberá tener una cuantía mayor a la mínima establecida en el numeral 11.10 de la norma E. 060 del RNE.

Para el caso del muro, se plantea una distribución vertical de $\varnothing 1/2'' @ 0.15m.$ a lo largo del muro.

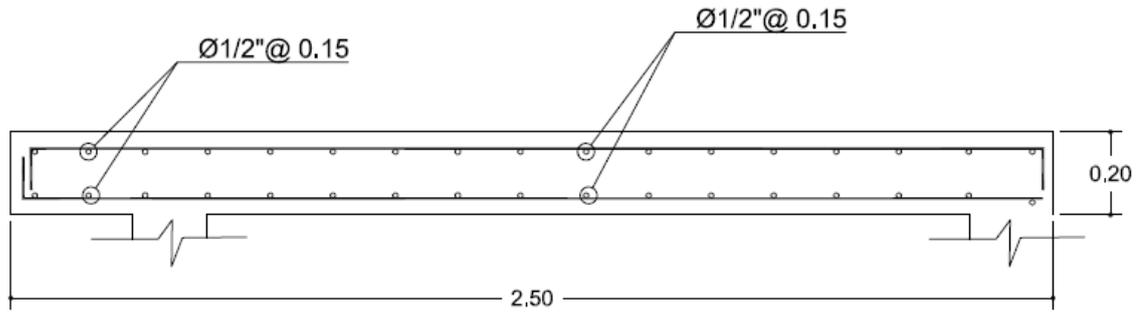


Figura 5.19: muro de ascensor PL2X, planteamiento del refuerzo

$$\rho = \frac{A_s}{B \times L} = \frac{34 \times (1.29)}{20 \times 250} = 0.0087 \geq 0.0025 \text{ (E. 060 RNE)}; \quad \text{Cumple. !}$$

Verificación en el diagrama de interacciones:

Según definido el área de refuerzo, se procede con la verificación de la carga axial última y momento flector último en el diagrama de interacciones.

A continuación, se muestra el diagrama de interacción con el par de fuerzas de la combinación de carga Comb2:

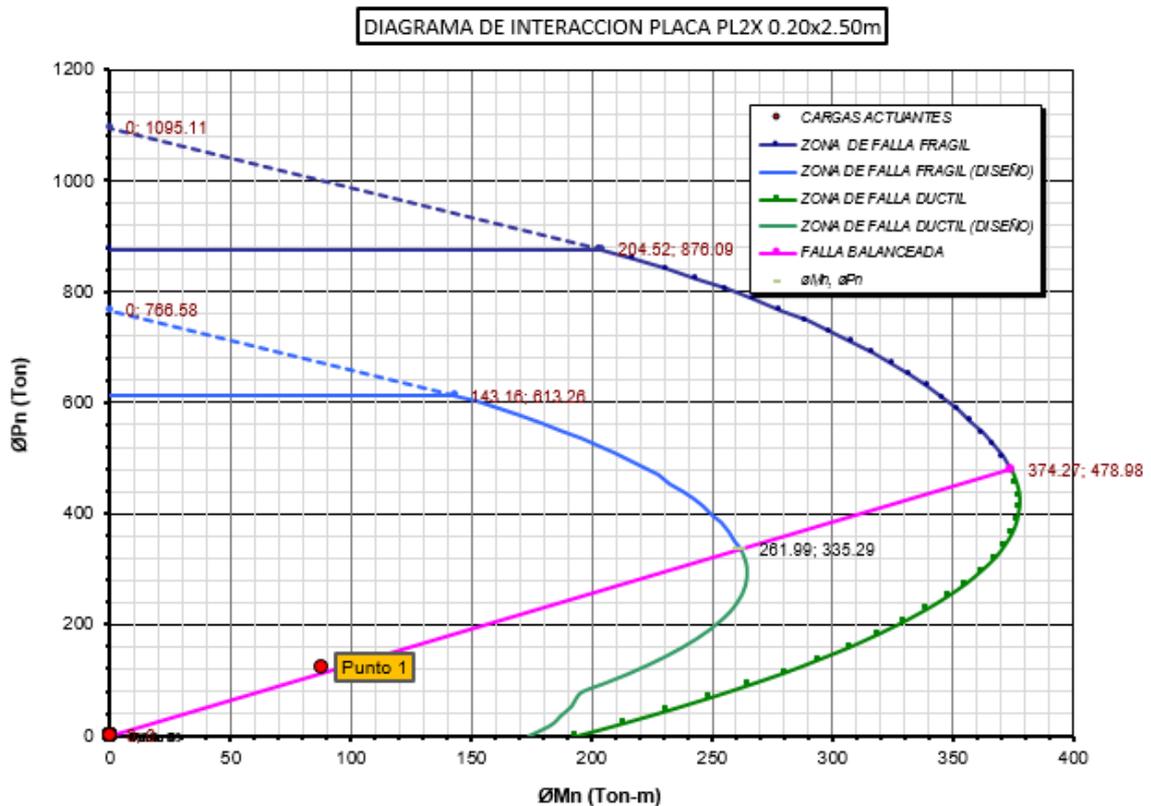


Gráfico 5.32: Diagrama de interacción del muro de ascensor – Edificio Puno.

Según se verifica en el diagrama tipo para la sección de muro, el par de solicitaciones se encuentran dentro del diagrama de interacción, por lo que se verifica que el diseño por flexo compresión es adecuado.

DISEÑO POR CORTANTE:

Para el diseño, se consideró las fuerzas de corte la dirección X, debido a que son las más críticas.

Entonces:

$$d = 0.80xL = 0.80 (250) = 200 \text{ cm}$$

$$\text{Espesor del muro} = 20 \text{ cm}$$

$$f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

Las expresiones para determinar la fuerza cortante nominal, son similares a la de columnas.

Capacidad de corte del concreto:

$$\phi Vc = \phi 0.53 \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d \left(1 + 0.0071 \frac{N_u}{A_g} \right)$$

Para efectos de diseño considerando que la capacidad por corte debe ser mayor que la capacidad por flexión, la Norma E. 060 establece que:

$$V_u = V_{ua} \left(\frac{M_n}{M_{ua}} \right)$$

Donde: V_{ua} = cortante amplificado obtenido en el análisis

M_{ua} = momento amplificado obtenido en el análisis

M_n = momento nominal resistente del muro con el refuerzo realmente colocado sin considerar el factor de reducción, según Pu.

$$P_u = 124.33 \text{ Tn}$$

$$M_{ua} = 88.04 \text{ Tn-m}$$

$$M_n = 220 \text{ Tn-m}$$

$$V_{ua} = 52.20 \text{ Tn}$$

Entonces,

$$V_u = 130.44 \text{ Tn}$$

Determinación de la capacidad de corte del concreto:

$$\phi V_c = \phi 0.53 \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d \left(1 + 0.0071 \frac{N_u}{A_g} \right); \phi = 0.85$$

Con $N_u = 124.33 \text{ Tn}$; $A_g = B \times L = 5000.00 \text{ cm}^2$ se obtiene:

$$V_c = 84.96 \text{ Tn}$$

$$\phi V_c = 72.22 \text{ Tn}$$

Se verifica que $V_u > \phi V_c$; entonces:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{130.44 \text{ Tn}}{0.85} - 84.96 \text{ Tn}$$

$$V_s = 68.50 \text{ Tn}$$

Usando 2 varillas horizontales de $\phi 3/8''$, el espaciamiento es:

$$s = \frac{A_v \cdot F_y \cdot d}{V_s}$$

$$s = 17.41 \text{ cm}$$

Se plantea el espaciamiento a separaciones de 15 cm, por lo cual, el armado queda $\phi 3/8'' @ 0.15\text{m}$

Por lo tanto, el refuerzo final queda de la siguiente manera:

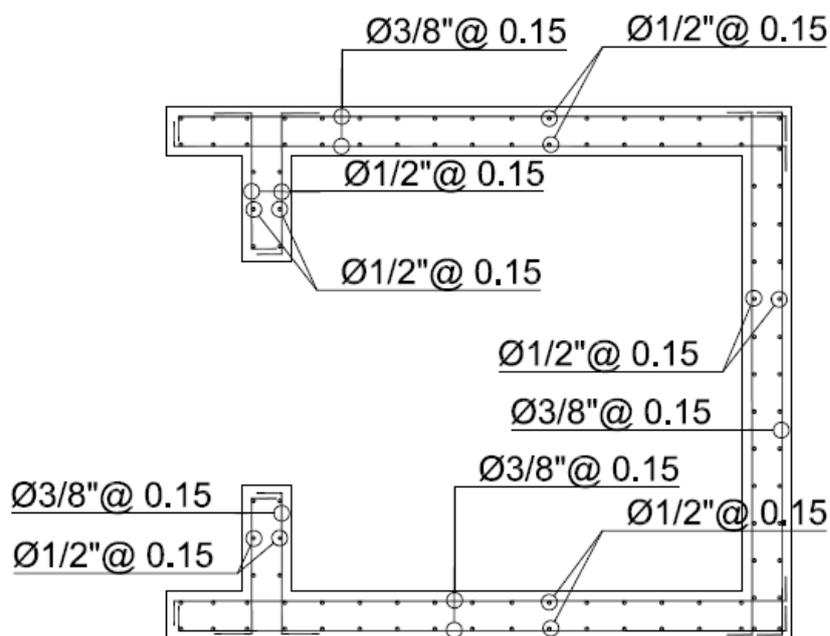


Figura 5.20: Propuesta armado de muro de corte de ascensor

Consideraciones constructivas de la propuesta de reforzamiento:

- Para la inclusión de los muros de corte del ascensor en la edificación existente - Puno, y según los análisis realizados, empotrar los muros en el diafragma rígido (Losas), así como en vigas en todos los niveles.
- Para el empotramiento realizar anclajes químicos logrados con la aplicación de productos como Sika Anchor Fix 2, para anclajes estructurales, así como la aplicación de resinas para la unión de concretos nuevo respecto al existente Sikadur 32 o similar.

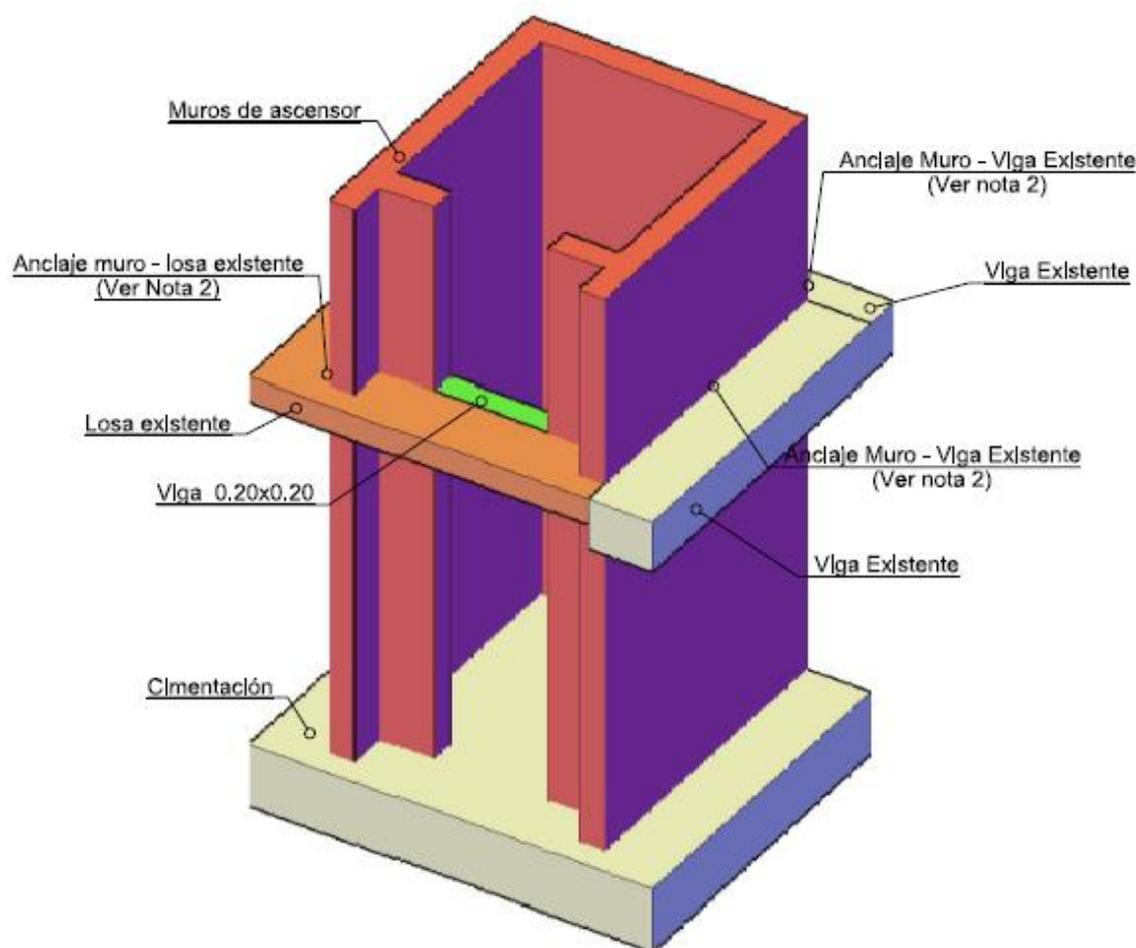


Figura 5.21: Detalle empotramiento de Muros de corte en edificación existente

Ver detalle y especificaciones en la sección de planos de reforzamiento estructural, presentados en el tomo II. (Plano E-14).

5.4.3 REFORZAMIENTO DE VIGAS

El análisis efectuado en la revisión inicial indica que existen vigas que no tienen capacidad para resistir las solicitaciones a flexión negativa en los apoyos de vigas de 30x40cm, y vigas de 30x20cm a flexión positiva en el tramo intermedio de las vigas y flexión negativa en los apoyos.

Las vigas tienen todavía suficiente capacidad resistente a fuerza cortante para soportar las nuevas solicitaciones de carga.

Por lo cual, las vigas serán reforzadas para resistir las solicitaciones de momentos positivos y negativos para mejorar su capacidad a flexión, y se proponen las siguientes alternativas de reforzamiento:

- Encamisado de la sección de viga con concreto armado
- Reforzamiento estructural con Polímeros reforzados con fibras (FRP)
 - Platinas de fibras de carbono
 - Tejidos de fibras de carbono

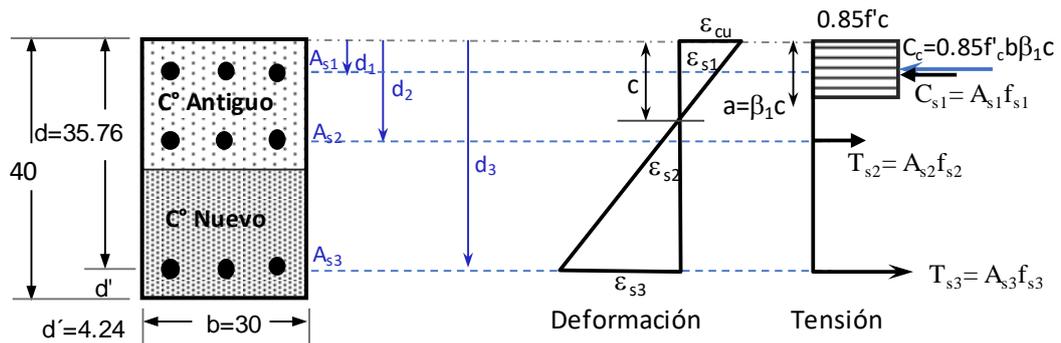
5.4.3.1 DISEÑO DEL REFORZAMIENTO A FLEXION POR ENSAMISADO CON CONCRETO ARMADO

El reforzamiento a flexión por encamisado de la sección implica el aumento de la sección con concreto armado, por lo cual concreto existente es adherido con el nuevo con adhesivos epóxico.

Para el análisis se procede al cálculo de una viga tal que la capacidad resistente de la sección reforzada satisfaga la necesidad de soportar las solicitaciones de carga, en el caso en estudio, sobrecargas no previstas por cambio de uso en la edificación, no olvidando considerar la carga adicional por el encamisado de concreto.

Se propone el encamisado a vigas de 30x20cm a una sección encamisada de 30x40cm para dar uniformidad a las demás vigas existentes con secciones de 30x40cm, cuyo análisis se presenta a continuación:

REFORZAMIENTO A FLEXION DE LA VIGA 30x20CM - TRAMO INTERMEDIO DE VIGA



Propiedades de la sección existente:

Concreto

$$E_c = 221409.46 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f'_c = 215 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\epsilon_{cu} = 0.003$$

Sección

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$h_1 = 20 \text{ cm}$$

$$d' \approx 4.24 \text{ cm}$$

Acero

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

$$E_s = 2039000 \text{ Kg/cm}^2$$

Propiedades de la sección encamisada:

Concreto

$$E_c = 236352.39 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f'_c (2) = 245 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\epsilon_{cu} = 0.003$$

Sección

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$h_2 = 20 \text{ cm}$$

$$d' \approx 5.7 \text{ cm}$$

Acero

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

$$E_s = 2039000 \text{ Kg/cm}^2$$

Momento último con aumento de sección:

$$Mu(+) = 4.11 \text{ Tn-m}$$

	d_i	Refuerzo longitudinal		
Ace	(cm)	#	Ø	(cm ²)
A_{s1}	4.24	3	5/8"	5.97
A_{s2}	15.76	3	5/8"	5.97
A_{s3}	34.30	3	1/2"	3.87

1. Cálculos preliminares

Sección reforzada:

$$b = 30 \text{ cm} \text{ Ancho de la sección}$$

$$h = 40 \text{ cm} \text{ Altura de la sección}$$

$$d = 34.30 \text{ cm} \text{ Peralte efectivo}$$

$$\beta_1 = \begin{cases} 0.85; & \text{Para } f'_c = \left[170,280 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \right] \\ 0.85 - 0.05 \left(\frac{f'_c - 280}{70} \right); & \text{Para } f'_c = \left(280,560 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \right) \\ 0.65; & \text{Para } f'_c \geq 560 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \end{cases} \quad \beta_1 = 0.85$$

$A_{s3} = 3\text{Ø}1/2" = 4.87\text{cm}^2$, lo cual cumple con los límites de refuerzo para una sección de 0.30x0.40m dados en la revision inicial.

2. Estimación del valor de c; profundidad del eje neutro:

Un estimado inicial razonable de c es 0.20d.

El valor de c es ajustado después de verificar el equilibrio

$$\text{Para } c = 6.86 \text{ cm} \quad c = 6.31 \text{ cm} \quad (\text{Iterada})$$

$$a = \beta_1 C$$

$$= 0.85 \times 6.31$$

$$= 5.36 \text{ cm}$$

3. Cálculo de deformaciones y resistencia del acero existente y acero reforzado:

Del diagrama de deformaciones:

$$f_{s1}: \quad \frac{\varepsilon_{s1}}{\varepsilon_{cu}} = \frac{c - d_1}{c}; \quad \rightarrow \quad \varepsilon_{s1} = \left(\frac{c - d_1}{c} \right) \varepsilon_{cu}$$

$$\varepsilon_{s1} = 0.00098$$

$$f_{s1} = \varepsilon_{s1} E_s = 0.00098 \times 2039000 = 1998.22 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\therefore f_{s1} = 1998.22 \text{ Kg/cm}^2$$

Si $f_s > 4200 \text{ Kg/cm}^2$ se adopta el valor de 4200 kg/cm^2 por ser la resistencia nomina del acero

$$f_{s2}: \quad \frac{\varepsilon_{s2}}{\varepsilon_{cu}} = \frac{d_2 - c}{c}; \quad \rightarrow \quad \varepsilon_{s2} = \left(\frac{d_2 - c}{c} \right) \varepsilon_{cu}$$

$$\varepsilon_{s2} = 0.00449$$

$$f_{s2} = \varepsilon_{s2} E_s = 0.00449 \times 2039000 = 9155.11 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\therefore f_{s2} = 4200.00 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{s3}: \quad \frac{\varepsilon_{s3}}{\varepsilon_{cu}} = \frac{d_3 - c}{c}; \quad \rightarrow \quad \varepsilon_{s4} = \left(\frac{d_3 - c}{c} \right) \varepsilon_{cu}$$

$$\varepsilon_{s4} = 0.01331 > 0.005$$

$$f_{s3} = \varepsilon_{s4} E_s = 0.01331 \times 2039000 = 27139.09 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\therefore f_{s3} = 4200.00 \text{ Kg/cm}^2$$

4. Cálculo de las fuerzas internas resultantes y verificación de equilibrio:

$$C_c + C_{s1} = T_{s2} + T_{s3}$$

$$0.85 f'_c b \beta_1 c + A_{s1} f_{s1} = A_{s2} f_{s2} + A_{s3} f_{s3}; \quad c = \frac{A_{s2} f_{s2} + A_{s3} f_{s3} - A_{s1} f_{s1}}{0.85 f'_c b \beta_1}$$

Donde:

$$0.85 f'_c b \beta_1 = 4660.13 \text{ Kg/cm}$$

$$A_{s1} f_{s1} = 11929.37 \text{ Kg}$$

$$A_{s2} f_{s2} = 25074.00 \text{ Kg}$$

$$A_{s3} f_{s3} = 16254.00 \text{ Kg}$$

$$c = 6.31 \text{ cm} \quad c_{\text{inicial}} = 6.31 \text{ cm (Iterada)}$$

5. Cálculo del momento resistente de la sección:

$$\phi M_n = \phi \left[A_{s2} f_{s2} \left(d_2 - \frac{\beta_1 c}{2} \right) + A_{s3} f_{s3} \left(d_3 - \frac{\beta_1 c}{2} \right) - A_{s1} f_{s1} \left(d_1 - \frac{\beta_1 c}{2} \right) \right]$$

$$\phi = 0.9 \quad ; \quad d_1 = 4.24 \text{ cm}$$

$$\beta_1 = 0.85 \quad ; \quad d_2 = 15.76 \text{ cm}$$

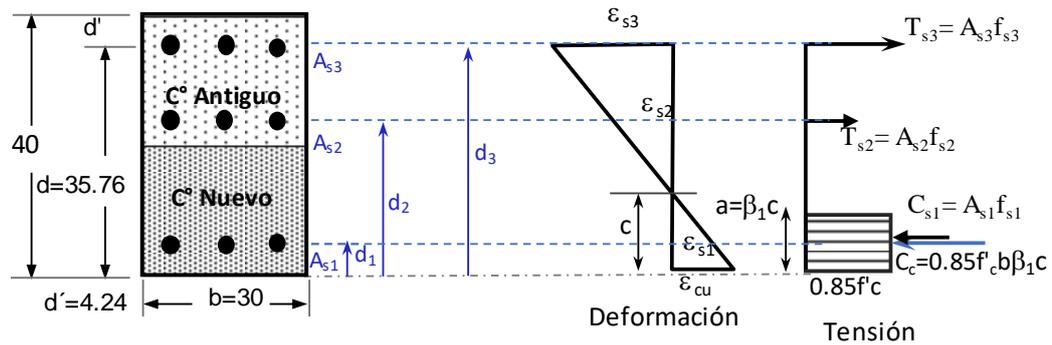
$$c = 6.31 \text{ cm} \quad ; \quad d_3 = 34.30 \text{ cm}$$

$$\phi M_n = 740948.63 \text{ Kg-cm} = 7.41 \text{ Tn-m} > M_u = 4.11 \text{ Tn-m} \text{ Conforme...!!}$$

La sección reforzada es capaz de sostener la nueva resistencia de momento requerida

$$\phi M_n (\text{inicial}) = 3.05 \text{ Tn-m} \quad ; \quad \phi M_n (\text{reforzada}) = 7.41 \text{ Tn-m}$$

REFORZAMIENTO A FLEXION EN PUNTOS DE APOYO DE LA VIGA 30x20CM



Propiedades de la sección existente:

Concreto

$$E_c = 221409.46 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f'_c = 215 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\epsilon_{cu} = 0.003$$

Sección

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$h_1 = 20 \text{ cm}$$

$$d' \approx 4.24 \text{ cm}$$

Acero

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

$$E_s = 2039000 \text{ Kg/cm}^2$$

Propiedades de la sección encamisada:

Concreto

$$E_c = 236352.39 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f'_{c(2)} = 245 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\epsilon_{cu} = 0.003$$

Sección

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$h_2 = 20 \text{ cm}$$

$$d' \approx 5.7 \text{ cm}$$

Acero

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

$$E_s = 2039000 \text{ Kg/cm}^2$$

Momento último con aumento de sección:

$$Mu(-) = 7.97 \text{ Tn-m}$$

	d_i	Refuerzo longitudinal		
Acero	(cm)	#	\emptyset	(cm ²)
A_{s3}	35.76	3	5/8"	5.97
A_{s2}	24.24	3	5/8"	5.97
A_{s1}	5.70	3	1/2"	3.87

1. Cálculos preliminares

Sección reforzada:

$$b = 30 \text{ cm} \text{ Ancho de la sección}$$

$$h = 40 \text{ cm} \text{ Altura de la sección}$$

$$d = 35.76 \text{ cm} \text{ Peralte efectivo}$$

$$\beta_1 = \begin{cases} 0.85; & \text{Para } f'_c = \left[170,280 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \right] \\ 0.85 - 0.05 \left(\frac{f'_c - 280}{70} \right); & \text{Para } f'_c = \left(280,560 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \right) \\ 0.65; & \text{Para } f'_c \geq 560 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \end{cases} \quad \beta_1 = 0.85$$

2. Estimación del valor de c; profundidad del eje neutro:

Un estimado inicial razonable de c es 0.20d.

El valor de c es ajustado después de verificar el equilibrio

$$\text{Para } c = 7.15 \text{ cm} \quad c = 8.12 \text{ cm} \quad (\text{Iterada})$$

$$a = \beta_1 c$$

$$= 0.85 \times 8.12$$

$$= 6.90 \text{ cm}$$

3. Cálculo de deformaciones y resistencia del acero existente y acero reforzado:

Del diagrama de deformaciones:

$$f_{s1}: \quad \frac{\varepsilon_{s1}}{\varepsilon_{cu}} = \frac{c - d_1}{c}; \quad \rightarrow \quad \varepsilon_{s1} = \left(\frac{c - d_1}{c} \right) \varepsilon_{cu}$$

$$\varepsilon_{s1} = 0.00089$$

$$f_{s1} = \varepsilon_{s1} E_s = 0.00089 \times 2039000 = 1814.71 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\therefore f_{s1} = 1814.71 \text{ Kg/cm}^2$$

Si $f_s > 4200 \text{ Kg/cm}^2$ se adopta el valor de 4200 kg/cm^2 por ser la resistencia nomina del acero

$$f_{s2}: \quad \frac{\varepsilon_{s2}}{\varepsilon_{cu}} = \frac{d_2 - c}{c}; \quad \rightarrow \quad \varepsilon_{s2} = \left(\frac{d_2 - c}{c} \right) \varepsilon_{cu}$$

$$\varepsilon_{s2} = 0.00596$$

$$f_{s2} = \varepsilon_{s2} E_s = 0.00596 \times 2039000 = 12152.44 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\therefore f_{s2} = 4200.00 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{s3}: \quad \frac{\varepsilon_{s3}}{\varepsilon_{cu}} = \frac{d_3 - c}{c}; \quad \rightarrow \quad \varepsilon_{s4} = \left(\frac{d_3 - c}{c} \right) \varepsilon_{cu}$$

$$\varepsilon_{s4} = 0.01021 > 0.005$$

$$f_{s3} = \varepsilon_{s4} E_s = 0.01021 \times 2039000 = 20818.19 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\therefore f_{s3} = 4200.00 \text{ Kg/cm}^2$$

4. Cálculo de las fuerzas internas resultantes y verificación de equilibrio:

$$C_c + C_{s1} = T_{s2} + T_{s3}$$

$$0.85 f'_c b \beta_1 c + A_{s1} f_{s1} = A_{s2} f_{s2} + A_{s3} f_{s3}; \quad c = \frac{A_{s2} f_{s2} + A_{s3} f_{s3} - A_{s1} f_{s1}}{0.85 f'_c b \beta_1}$$

Donde:

$$0.85 f'_c b \beta_1 = 5310.38 \text{ Kg/cm}$$

$$A_{s1} f_{s1} = 7022.93 \text{ Kg}$$

$$A_{s2} f_{s2} = 25074.00 \text{ Kg}$$

$$A_{s3} f_{s3} = 25074.00 \text{ Kg}$$

$$c = 8.12 \text{ cm} \quad c_{inicial} = 8.12 \text{ cm (Iterada)}$$

5. Cálculo del momento resistente de la sección:

$$\phi M_n = \phi \left[A_{s2} f_{s2} \left(d_2 - \frac{\beta_1 c}{2} \right) + A_{s3} f_{s3} \left(d_3 - \frac{\beta_1 c}{2} \right) - A_{s1} f_{s1} \left(d_1 - \frac{\beta_1 c}{2} \right) \right]$$

$$\phi = 0.9 \quad ; \quad d_1 = 5.70 \text{ cm}$$

$$\beta_1 = 0.85 \quad ; \quad d_2 = 24.24 \text{ cm}$$

$$c = 8.12 \text{ cm} \quad ; \quad d_3 = 35.76 \text{ cm}$$

$$\phi M_n = 1184011.22 \text{ Kg-cm} = 11.84 \text{ Tn-m} > \quad Mu = 7.97 \text{ Tn-m} \text{ Conforme..!!}$$

La sección reforzada es capaz de sostener la nueva resistencia de momento requerida

$$\phi Mn_{(inicial)} = 3.05 \text{ Tn-m} \quad ; \quad \phi Mn_{(reforzada)} = 11.84 \text{ Tn-m}$$

C. REFUERZO TRANSVERSAL PARA LA SECCION REFORZADA

$$\begin{aligned} V_u &= 7168.92 \text{ Kg} \\ \phi V_c &= \phi 0.53 \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d \quad ; \quad \phi = 0.85 \\ &= 6797.19 \text{ Kg} \end{aligned}$$

$$V_u > \phi V_c$$

Luego:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = 1636.83 \text{ Kg}$$

$$s = \frac{A_v \cdot F_y \cdot d}{V_s}; \quad A_v = 2 \times 0.5 = 1.00 \text{ cm}^2 \text{ Asumiendo al diámetro de refuerzo transversal existente}$$

$$s = 88 \text{ cm}$$

Por espaciamiento máximo:

$$S_{\max} = d/2 = 17.15 \text{ cm}$$

$$S_{\max} = 60 \text{ cm}$$

Se adoptará según a la distribución existente: 1@5, 3@10, 3@15,

5.4.3.2 REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DE VIGAS CON FRP

Otra de las alternativas de reforzamiento para vigas con secciones 20x30cm, así como para vigas de 30x40cm, es el reforzamiento con FRP. Para el caso se analizará con el refuerzo de materiales compuestos por fibras de carbono que permiten mejorar la capacidad a flexión.

Los materiales compuestos existentes son; Sika® CarboDur®, SikaWrap®-600C, MBrace, Compuesto Tyfo® SCH-41, entre otros. Se diseñará con materiales compuestos disponibles en la región Sika® CarboDur® y SikaWrap®-600C.

Según la ficha técnica:

- Sika® CarboDur® es un sistema de refuerzo para concreto armado o estructuras de acero y metal. Este sistema está compuesto por láminas de refuerzo resistentes a la corrosión, reforzadas con fibra de carbono (CFRP) característicos por ser platinas de carbono y el adhesivo especial Sikadur®-30.
- SikaWrap®-600C Es un tejido unidireccional de fibra de carbono. El material es laminado en campo usando Sikadur®-301 o Sikadur® Hex -300/306 (adhesivos epóxicos) para conformar el polímero reforzado con fibras (CFRP), el cual es empleado para el reforzamiento de elementos estructurales para usos como

refuerzo a flexión, cortante, confinamiento de elementos estructurales tales como vigas, columnas, losas.

Para más detalles ver Anexo: Ficha técnica Sika® CarboDur® y Ficha técnica SikaWrap®-600C.

El diseño de los reforzamientos, como primera alternativa se realizará Con SikaWrap, debido a la ductilidad adecuada que les provee a las secciones, en comparación a las de SIKA CarboDur que tiene una alta reserva de rigidez (Platinas) y por las siguientes ventajas:

- Es flexible, puede colocarse envolviendo elementos de forma compleja
- Alta resistencia
- Bajo peso
- No se corroe
- Resistente a sustancias ácidas y a álcalis.
- Bajo impacto estético
- Económico
- Puede ser aplicado en húmedo o en seco.

5.4.3.2.1 DISEÑO DEL REFORZAMIENTO A FLEXION CON FRP

Asumiendo que el modo de falla determinante es la ruptura del FRP, que el acero de refuerzo a tensión ha entrado en fluencia y que los efectos del acero a compresión son despreciables, el esfuerzo y las distribuciones de fuerza y deformación de la sección transversal a la falla son como se muestran en la siguiente figura:

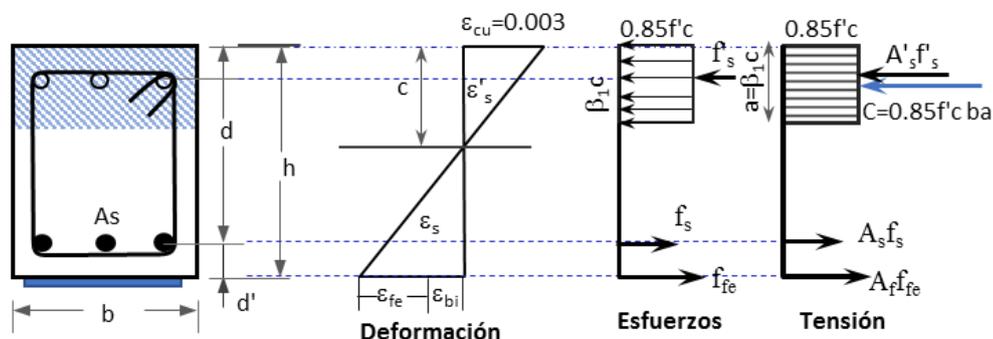
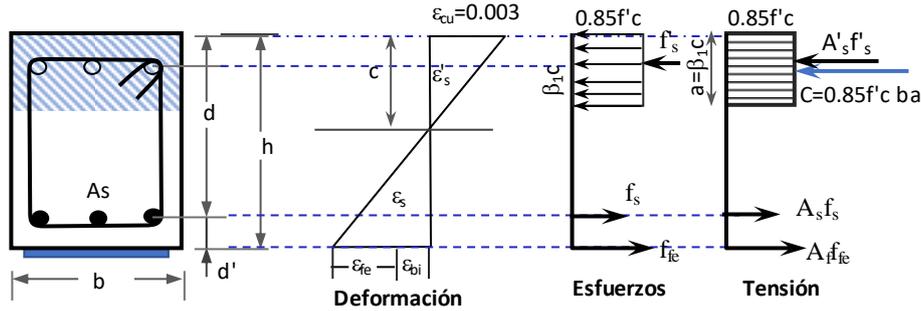


Figura 5.22: Diagrama de deformaciones, esfuerzos y tensiones para refuerzo con FRP (Secciones para el caso en estudio – Puno)

REFORZAMIENTO A FLEXION DE LA VIGA 30x20CM, CON SikaWrap®-600C



Datos:

$b = 30.00 \text{ cm}$	$E_s = 2,039,000 \text{ kg/cm}^2$
$h = 20.00 \text{ cm}$	$f_y = 4,200.00 \text{ kg/cm}^2$
$d = 15.74 \text{ cm}$	$M_{DL} = 1,020.00 \text{ kg-m}$
$f'c = 220 \text{ kg/cm}^2$	$M_u = 3,060.00 \text{ kg-m}$
$A_s = 5.97 \text{ cm}^2$	$M_s = 1,860.00 \text{ kg-m}$

Sistema de refuerzo FRP:

Tipo de fibra: **SikaWrap®-600C**

Propiedades de la lámina compuesta:

Espesor de capa	$t_f = 0.34 \text{ mm}$
Resistencia a la tension Ultima	$f_{fu}^* = 4.30 \text{ kN/mm}^2$
Deformacion de rotura	$\epsilon_{fu}^* = 0.016 \text{ mm/mm}$
Modulo de elasticidad de las laminas FRP	$E_f = 240.0 \text{ kN/mm}^2$
Numero de capas	$n = 1$
Ancho de la Fibra	$w_f = 30.00 \text{ cm}$

1. Calculo de las Propiedades de diseño del material del sistema FRP

Las vigas se encuentran en un lugar cerrado (Oficinas) y con aire acondicionado, por lo tanto, el factor de Reducción por exposición al medio ambiente será 0.95 (Tabla 4.1)

$C_E = 0.95$

$f_{fu} = C_E f_{fu}^* \quad f_{fu} = 0.95 \times 4.3 = 4.09 \text{ kN/mm}^2 = 41,683.67 \text{ kg/cm}^2$

$\epsilon_{fu} = C_E \epsilon_{fu}^* \quad \epsilon_{fu} = 0.95 \times 0.0155 = 0.0147 \text{ mm/mm}$

2. Calculos Preliminares

Propiedades del concreto $\beta_1 = \begin{cases} 0.85; & \text{Para } f'c = [170,280 \frac{Kg}{cm^2}] \\ 0.85 - 0.05 \left(\frac{f'c - 280}{70} \right); & \text{Para } f'c = (280,560 \frac{Kg}{cm^2}) \\ 0.65; & \text{Para } f'c \geq 560 \frac{Kg}{cm^2} \end{cases} \quad \beta_1 = 0.85$

$E_c = 223,969.19 \text{ kg/cm}^2$

Propiedades del Acero $\rho_s = \frac{A_s}{bd}, \quad n_s = \frac{E_s}{E_c} \quad \rho_s = 0.0126$
 $n_s = 9.10$

Propiedades del refuerzo FRP adherido externamente $A_f = n t_f w_f \quad A_f = 101.10 \text{ mm}^2$

$\rho_f = \frac{A_f}{bd} \quad \rho_f = 0.00214$

$n_f = \frac{E_f}{E_c} \quad E_f = 2,448,979.59 \text{ kg/cm}^2$

$$n_f = 10.93$$

$$\implies \rho_f n_f = 0.023411$$

3. Determinación del estado de deformación existente en la cara inferior:

El estado de deformación existente se calcula asumiendo que la viga está fisurada y que las únicas cargas que actúan sobre la viga en el momento de la instalación del FRP son cargas muertas. Un análisis de la sección fisurada de la viga existente da :

$$\begin{aligned}
 n_s &= 9.10 & n_s A_s &= \frac{54.35 \text{ cm}^2}{\rho_s} \\
 A_s &= 5.97 \text{ cm}^2 & k &= \sqrt{(\rho n)^2 + 2\rho n} - \rho n \\
 \rho_s &= 0.0126 & k &= 0.3783 \\
 \implies h_c &= 5.95 \text{ cm} & d_s &= d - h_c = 9.79 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

$$I_{cr} = \frac{bh_c^3}{3} + nA_s d_s^2 \quad I_{cr} = 7,315.62 \text{ cm}^4$$

$$E_c = 223,969.19 \text{ kg/cm}^2 \quad M_{DL} = 102,000.0 \text{ kg} \cdot \text{cm}; \quad h = 20.00 \text{ cm} \quad d = 15.74 \text{ cm}$$

$$\epsilon_{bi} = \frac{M_{DL}(h - kd)}{I_{cr} E_c} \implies \epsilon_{bi} = 0.000874$$

4. Determinación del coeficiente dependiente de adherencia del sistema FRP

El coeficiente dependiente de adherencia adimensional por flexión, κ_m es calculado utilizando la ecuación:

$$\kappa_m = \begin{cases} \frac{1}{60\epsilon_{fu}} \left(1 - \frac{nE_f t_f}{360,000} \right) \leq 0.90 & nE_f t_f \leq 180,000 \text{ N/mm} \\ \frac{1}{60\epsilon_{fu}} \left(\frac{90,000}{nE_f t_f} \right) \leq 0.90 & nE_f t_f > 180,000 \text{ N/mm} \end{cases}$$

$$\begin{aligned}
 n &= 1 \\
 E_f &= 240.0 \text{ kN/mm}^2 \\
 t_f &= 0.34 \text{ mm} \\
 \epsilon_{fu} &= 0.0147 \text{ mm/mm}
 \end{aligned}$$

$$nE_f t_f = 80,880.00 < 180,000.0 \quad \kappa_m = 0.88 < 0.90$$

5. Estimación de c, profundidad del eje neutro

Un estimado inicial razonable de c es 0.20d.

El valor de c es ajustado después de verificar el equilibrio

$$c = 3.148 \text{ cm} \quad c = 7.44 \text{ cm (Iterada)}$$

6. Determinación del nivel efectivo de deformación en el refuerzo FRP

El nivel de deformación efectiva en el FRP puede ser encontrado a partir de la Ecuación:

$$\epsilon_{fe} = 0.003 \left(\frac{h - c}{c} \right) - \epsilon_{bi} \leq \kappa_m \epsilon_{fu} \quad \begin{aligned} h &= 20.00 \text{ cm} & \kappa_m &= 0.88 \\ c &= 7.44 \text{ cm} & \epsilon_{fu} &= 0.0147 \text{ mm/mm} \end{aligned}$$

7. Cálculo de la deformación en el acero de refuerzo existente

La deformación en el acero de refuerzo puede ser calculada utilizando triangulos semejantes de acuerdo con la ecuación:

$$\varepsilon_s = \left(\varepsilon_{fe} + \varepsilon_{bi} \right) \left(\frac{d-c}{h-c} \right) \quad \begin{array}{l} \varepsilon_{fe} = 0.004196 \quad d = 15.74 \text{ cm} \quad c = 7.44 \text{ cm} \\ \varepsilon_{bi} = 0.000874 \quad h = 20.00 \text{ cm} \end{array}$$

$$\varepsilon_s = 0.0034 < 0.005$$

8. Cálculo del nivel de resistencia en el refuerzo de acero y FRP

Las resistencias son calculadas utilizando las siguientes ecuaciones:

$$\begin{array}{l} f_s = E_s \varepsilon_s \leq f_y \quad E_s = 2,039,000.00 \text{ kg/cm}^2 \quad E_f = 2,448,979.59 \text{ kg/cm}^2 \\ f_{fe} = E_f \varepsilon_{fe} \quad \varepsilon_s = 0.0034 \quad \varepsilon_{fe} = 0.0042 \end{array}$$

$$\begin{array}{l} f_s = 6,832.78 \text{ kg/cm}^2 \quad f_y = 4,200.00 \text{ kg/cm}^2 \\ f_{fe} = 10,274.85 \text{ kg/cm}^2 \end{array}$$

9. Cálculo de las fuerzas resultantes internas y verificación del equilibrio

El equilibrio de fuerza verificado mediante la comprobación del estimado inicial de c con la ecuación siguiente:

$$c = \frac{A_s f_s + A_f f_{fe}}{\gamma f'_c \beta_1 b} \quad \begin{array}{l} A_s = 5.97 \text{ cm}^2 \quad \gamma = 0.85 \\ f_s = 4,200.00 \text{ kg/cm}^2 \quad f'_c = 220.00 \text{ kg/cm}^2 \\ A_f = 1.01 \text{ cm}^2 \quad \beta_1 = 0.85 \\ f_{fe} = 10,274.85 \text{ kg/cm}^2 \quad b = 30.00 \text{ cm} \end{array}$$

$$c = 7.44 \text{ cm} \quad c_{\text{inicial}} = 7.44 \text{ cm}$$

10. Cálculo de la resistencia de diseño a flexión de la sección

La resistencia de diseño a flexión es calculada utilizando la ecuación siguiente:

$$\phi M_n = \phi \left[A_s f_s \left(d - \frac{\beta_1 c}{2} \right) + \psi A_f f_{fe} \left(h - \frac{\beta_1 c}{2} \right) \right] \quad \begin{array}{l} \phi = 0.79 \quad \beta_1 = 0.85 \\ A_s = 5.97 \text{ cm}^2 \quad c = 7.44 \text{ cm} \\ f_s = 4,224.49 \text{ kg/cm}^2 \quad \Psi = 0.85 \\ A_f = 1.01 \text{ cm}^2 \quad d = 15.74 \text{ cm} \\ f_{fe} = 10,274.85 \text{ kg/cm}^2 \quad h = 20.00 \text{ cm} \end{array}$$

$$\phi M_n = 367,081.21 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$\phi M_n = 3,670.81 \text{ kg} \cdot \text{m} > M_u = 3,060.00 \text{ Kg} \cdot \text{cm}$$

La sección reforzada es capaz de resistir la sollicitación de momento positivo

11. Verificación de los esfuerzos de servicio en el refuerzo de acero y en el FRP

Calculo de la profundidad elastica al eje neutro fisurado mediante la suma del primer momento de las areas de la seccion transformada. Esto puede ser simplificado para una viga rectangular sin refuerzo a compresion, como sigue:

$$k = \sqrt{(\rho_s n_s + \rho_f n_f)^2 + 2\left(\rho_s n_s + \rho_f n_f \left(\frac{h}{d}\right)\right) - (\rho_s n_s + \rho_f n_f)} \quad \begin{array}{l} \rho_s = 0.0126 \\ n_s = 9.10 \\ \rho_f = 0.00214 \\ n_f = 10.93 \end{array}$$

$$k = 0.417 \quad \Rightarrow \quad kd = 6.57 \text{ cm}$$

Calculo del nivel de esfuerzo en el acero de refuerzo utilizando la ecuacion siguiente y verificacion de que sea menor al limite recomendado

$$f_{s,s} = \frac{(M_s + \varepsilon_{bi} A_f E_f \left(\frac{h - kd}{3}\right))(d - kd) E_s}{A_s E_s \left(\frac{d - kd}{3}\right)(d - kd) + A_f E_f \left(\frac{h - kd}{3}\right)(h - kd)}$$

$$f_{s,s} \leq 0.80 f_y$$

$$f_{s,s} = 1,309.78 \text{ kg/cm}^2 < 3,360.00 \text{ kg/cm}^2 \quad \mathbf{Ok.!$$

$M_s = 186,000.00 \text{ kg - cm}$
$\varepsilon_{bi} = 0.000874$
$A_f = 1.01 \text{ cm}^2$
$E_f = 2,448,979.59 \text{ kg/cm}^2$
$h = 20.00 \text{ cm}$
$d = 15.74 \text{ cm}$
$kd = 6.57 \text{ cm}$
$A_s = 5.97 \text{ cm}^2$
$E_s = 2,039,000.00 \text{ kg/cm}^2$

Calculo del nivel de esfuerzo en el FRP usando la ecuacion siguiente y verificar que sea menor que el limite de esfuerzo de rotura por fluencia plastica dado por la tabla 4.2. Se asume que la carga de servicio total es sostenida

$$f_{f,s} = f_{s,s} \left(\frac{E_f}{E_s}\right) \left(\frac{h - kd}{d - kd}\right) - \varepsilon_{bi} E_f$$

$$f_{f,s} = 162.44 \text{ kg/cm}^2$$

$f_{s,s} = 1,309.78 \text{ kg/cm}^2$	$h = 20.00 \text{ cm}$
$E_f = 2,448,979.59 \text{ kg/cm}^2$	$d = 15.74 \text{ cm}$
$E_s = 2,039,000.00 \text{ kg/cm}^2$	$kd = 6.57 \text{ cm}$
$\varepsilon_{bi} = 0.000874$	

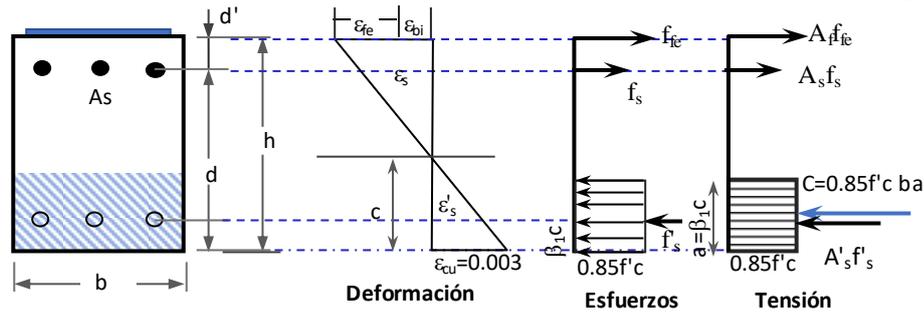
$$F_{f,s} = 0.55 f_{fu} = 0.55 \times 41683.67 = 22926.0185 \text{ Kg/cm}^2 > f_{f,s} = 22,926.02 \text{ kg/cm}^2$$

El nivel de esfuerzo en el FRP esta dentro del limite recomendado para rotura por fluencia plastica

Por lo tanto, es adecuado el refuerzo con 01 capa de lamina SikaWrap®-600C para momento positivo.

A continuacion, se analizará el refuerzo a momento negativo:

REFORZAMIENTO A FLEXION EN APOYOS DE VIGA 30x20CM, CON SikaWrap®-600C



Datos:

$b = 30.00 \text{ cm}$	$E_s = 2,039,000 \text{ kg/cm}^2$
$h = 20.00 \text{ cm}$	$f_y = 4,200.00 \text{ kg/cm}^2$
$d = 15.74 \text{ cm}$	$M_{DL} = 1,560.00 \text{ kg-m}$
$f'_c = 220 \text{ kg/cm}^2$	$M_u = 4,750.00 \text{ kg-m}$
$A_s = 5.97 \text{ cm}^2$	$M_s = 2,800.00 \text{ kg-m}$

Sistema de refuerzo FRP:

Tipo de fibra: **SikaWrap®-600C**

Propiedades de la lámina compuesta:

Grosor por capa	$t_f = 0.34 \text{ mm}$
Resistencia a la tension Ultima	$f_{fu}^* = 4.30 \text{ kN/mm}^2$
Deformacion de rotura	$\epsilon_{fu}^* = 0.016 \text{ mm/mm}$
Modulo de elasticidad de las laminas FRP	$E_f = 240.0 \text{ kN/mm}^2$
Numero de capas	$n = 4$
Ancho de la Fibra	$w_f = 30.00 \text{ cm}$

1. Calculo de las Propiedades de diseño del material del sistema FRP

Las vigas se encuentran en un lugar cerrado (Oficinas) y con aire acondicionado, por lo tanto, el factor de Reducción por exposición al medio ambiente será 0.95 (Tabla 4.1)

$$C_E = 0.95$$

$$f_{fu} = C_E f_{fu}^* \quad f_{fu} = 0.95 \times 4.3 = 4.09 \text{ kN/mm}^2 = 41,683.67 \text{ kg/cm}^2$$

$$\epsilon_{fu} = C_E \epsilon_{fu}^* \quad \epsilon_{fu} = 0.95 \times 0.0155 = 0.0147 \text{ mm/mm}$$

2. Calculos Preliminares

$$\text{Propiedades del concreto } \beta_1 = \begin{cases} 0.85; & \text{Para } f'_c = \left[170,280 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}\right] \\ 0.85 - 0.05 \left(\frac{f'_c - 280}{70}\right); & \text{Para } f'_c = \left(280,560 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}\right) \\ 0.65; & \text{Para } f'_c \geq 560 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \end{cases} \quad \beta_1 = 0.85$$

$$E_c = 223,969.19 \text{ kg/cm}^2$$

Propiedades del Acero

$$\rho_s = \frac{A_s}{bd}, \quad n_s = \frac{E_s}{E_c} \quad \rho_s = 0.0126$$

$$n_s = 9.10$$

Propiedades del refuerzo FRP adherido externamente

$$A_f = n t_f w_f \quad A_f = 404.40 \text{ mm}^2$$

$$\rho_f = \frac{A_f}{bd} \quad \rho_f = 0.00856$$

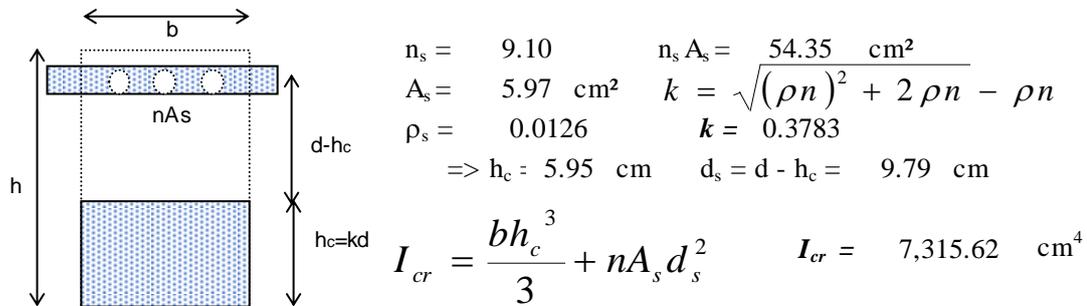
$$n_f = \frac{E_f}{E_c} \quad E_f = 2,448,979.59 \text{ kg/cm}^2$$

$$n_f = 10.93$$

$$\Rightarrow \rho_f n_f = 0.093644$$

3. Determinación del estado de deformación existente en la cara superior:

Asumiendo que la viga está fisurada y que las únicas cargas que actúan sobre la viga en el momento de la instalación del FRP son cargas muertas. Un análisis de la sección fisurada de la viga existente da :



$$n_s = 9.10 \quad n_s A_s = \frac{54.35 \text{ cm}^2}{\sqrt{(\rho n)^2 + 2 \rho n} - \rho n}$$

$$A_s = 5.97 \text{ cm}^2 \quad k = 0.3783$$

$$\rho_s = 0.0126 \quad \Rightarrow h_c = 5.95 \text{ cm} \quad d_s = d - h_c = 9.79 \text{ cm}$$

$$I_{cr} = \frac{bh_c^3}{3} + nA_s d_s^2 \quad I_{cr} = 7,315.62 \text{ cm}^4$$

$$E_c = 223,969.19 \text{ kg/cm}^2 \quad M_{DL} = 156,000.0 \text{ kg - cm}; \quad h = 20.00 \text{ cm} \quad d = 15.74 \text{ cm}$$

$$\varepsilon_{bi} = \frac{M_{DL}(h - kd)}{I_{cr} E_c} \Rightarrow \varepsilon_{bi} = 0.001337$$

4. Determinación del coeficiente dependiente de adherencia del sistema FRP

El coeficiente dependiente de adherencia adimensional por flexión, κ_m es calculado utilizando la ecuación:

$$\kappa_m = \begin{cases} \frac{1}{60\varepsilon_{fu}} \left(1 - \frac{nE_f t_f}{360,000} \right) \leq 0.90 & nE_f t_f \leq 180,000 \text{ N/mm} \\ \frac{1}{60\varepsilon_{fu}} \left(\frac{90,000}{nE_f t_f} \right) \leq 0.90 & nE_f t_f > 180,000 \text{ N/mm} \end{cases}$$

$$n = 4$$

$$E_f = 240.0 \text{ kN/mm}^2$$

$$t_f = 0.34 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_{fu} = 0.0147 \text{ mm/mm}$$

$$nE_f t_f = 323,520.00 > 180,000.0 \quad \kappa_m = 0.31 < 0.90$$

5. Estimación de c, profundidad del eje neutro

Un estimado inicial razonable de c es 0.20d.

El valor de c es ajustado después de verificar el equilibrio

$$c = 3.148 \text{ cm} \quad c = 9.40 \text{ cm} \quad (\text{Iterada})$$

6. Determinación del nivel efectivo de deformación en el refuerzo FRP

El nivel de deformación efectiva en el FRP puede ser encontrado a partir de la Ecuación:

$$\varepsilon_{fe} = 0.003 \left(\frac{h - c}{c} \right) - \varepsilon_{bi} \leq \kappa_m \varepsilon_{fu}$$

$$h = 20.00 \text{ cm} \quad \kappa_m = 0.31$$

$$c = 9.40 \text{ cm} \quad \varepsilon_{fu} = 0.0147 \text{ mm/mm}$$

$$\varepsilon_{fe} = 0.00204 \quad \kappa_m \varepsilon_{fu} = 0.00464 \quad \varepsilon_{bi} = 0.001337$$

$$\varepsilon_{fe} < \kappa_m \varepsilon_{fu} \quad \text{OK!}$$

7. Cálculo de la deformación en el acero de refuerzo existente

La deformación en el acero de refuerzo puede ser calculada utilizando triangulos semejantes de acuerdo con la ecuación:

$$\varepsilon_s = \left(\varepsilon_{fe} + \varepsilon_{bi} \right) \left(\frac{d-c}{h-c} \right) \quad \begin{array}{l} \varepsilon_{fe} = 0.002043 \quad d = 15.74 \text{ cm} \quad c = 9.40 \text{ cm} \\ \varepsilon_{bi} = 0.001337 \quad h = 20.00 \text{ cm} \end{array}$$

$$\varepsilon_s = 0.0020 < 0.005$$

8. Cálculo del nivel de resistencia en el refuerzo de acero y FRP

Las resistencias son calculadas utilizando las siguientes ecuaciones:

$$\begin{array}{l} f_s = E_s \varepsilon_s \leq f_y \quad E_s = 2,039,000.00 \text{ kg/cm}^2 \quad E_f = 2,448,979.59 \text{ kg/cm}^2 \\ f_{fe} = E_f \varepsilon_{fe} \quad \varepsilon_s = 0.0020 \quad \varepsilon_{fe} = 0.0020 \end{array}$$

$$\begin{array}{l} f_s = 4,121.36 \text{ kg/cm}^2 \quad f_y = 4,200.00 \text{ kg/cm}^2 \\ f_{fe} = 5,003.23 \text{ kg/cm}^2 \end{array}$$

9. Cálculo de las fuerzas resultantes internas y verificación del equilibrio

El equilibrio de fuerza verificado mediante la comprobacion del estimado inicial de c con la ecuacion siguiente:

$$c = \frac{A_s f_s + A_f f_{fe}}{\gamma'_c \beta_1 b} \quad \begin{array}{l} A_s = 5.97 \text{ cm}^2 \quad \gamma = 0.85 \\ f_s = 4,121.36 \text{ kg/cm}^2 \quad f'_c = 220.00 \text{ kg/cm}^2 \\ A_f = 4.04 \text{ cm}^2 \quad \beta_1 = 0.85 \\ f_{fe} = 5,003.23 \text{ kg/cm}^2 \quad b = 30.00 \text{ cm} \end{array}$$

$$c = 9.40 \text{ cm} \quad c_{inicial} = 9.40 \text{ cm}$$

10. Cálculo de la resistencia de diseño a flexion de la sección

La resistencia de diseño a flexion es calculada utilizando la ecuacion siguiente:

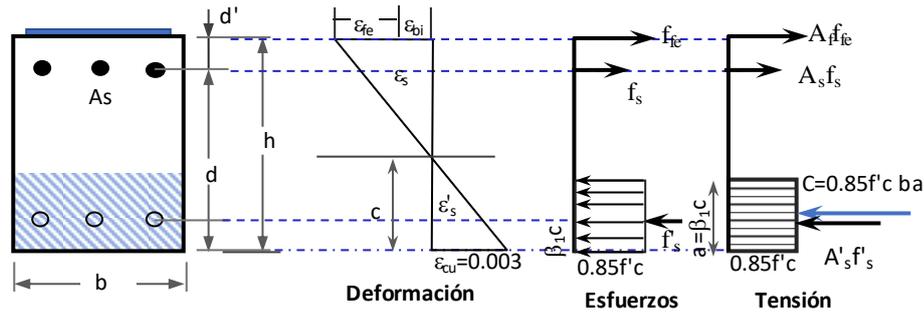
$$\phi M_n = \phi \left[A_s f_s \left(d - \frac{\beta_1 c}{2} \right) + \psi A_f f_{fe} \left(h - \frac{\beta_1 c}{2} \right) \right] \quad \begin{array}{l} \phi = 0.70 \quad \beta_1 = 0.85 \\ A_s = 5.97 \text{ cm}^2 \quad c = 9.40 \text{ cm} \\ f_s = 4,224.49 \text{ kg/cm}^2 \quad \Psi = 0.85 \\ A_f = 4.04 \text{ cm}^2 \quad d = 15.74 \text{ cm} \\ f_{fe} = 5,003.23 \text{ kg/cm}^2 \quad h = 20.00 \text{ cm} \end{array}$$

$$\phi M_n = 399,990.55 \text{ kg - cm} \quad \phi M_n = 3,999.91 \text{ kg - m} < M_u = 4,750.00 \text{ Kg-cm}$$

No es capaz de resistir..!

Al mismo tiempo, la falla de la sección es controlada por compresión debido a que el acero no fluye ($\varepsilon = 0.002 < \varepsilon_y = 0.0021$), a pesar que se le refuerza con 4 capas de febras, por lo que se analizará con fibras de carbono SIKA Carbodur:

REFORZAMIENTO A FLEXION EN APOYOS DE VIGA 30x20CM, CON Sika® CarboDur® :



Datos:

$b = 30.00$ cm	$E_s = 2,039,000$ kg/cm ²
$h = 20.00$ cm	$f_y = 4,200.00$ kg/cm ²
$d = 15.74$ cm	$M_{DL} = 1,560.00$ kg-m
$f'c = 220$ kg/cm ²	$M_u = 4,750.00$ kg-m
$A_s = 5.97$ cm ²	$M_s = 2,800.00$ kg-m

Sistema de refuerzo FRP:

Tipo de fibra: **Sika® CarboDur® S1512**

Propiedades de la lámina compuesta:

Grosor por capa	$t_f = 1.20$ mm
Resistencia a la tension Ultima	$f^*_{fu} = 2.80$ kN/mm ²
Deformacion de rotura	$\epsilon^*_{fu} = 0.017$ mm/mm
Modulo de elasticidad de las laminas FRP	$E_f = 165.0$ kN/mm ²
Numero de capas	$n = 3$
Ancho de la Fibra	$w_f = 15.00$ cm

1. Calculo de las Propiedades de diseño del material del sistema FRP

Las vigas se encuentran en un lugar cerrado (Oficinas) y con aire acondicionado, por lo tanto, el factor de Reducción por exposición al medio ambiente será 0.95 (Tabla 4.1)

$$C_E = 0.95$$

$$f_{fu} = C_E f^*_{fu} \quad f_{fu} = 0.95 \times 2.8 = 2.66 \text{ kN/mm}^2 = 27,142.86 \text{ kg/cm}^2$$

$$\epsilon_{fu} = C_E \epsilon^*_{fu} \quad \epsilon_{fu} = 0.95 \times 0.017 = 0.0162 \text{ mm/mm}$$

2. Calculos Preliminares

$$\text{Propiedades del concreto} \quad \beta_1 = \begin{cases} 0.85; & \text{Para } f'c = \left[170, 280 \frac{Kg}{cm^2} \right] \\ 0.85 - 0.05 \left(\frac{f'c - 280}{70} \right); & \text{Para } f'c = \left(280, 560 \frac{Kg}{cm^2} \right) \\ 0.65; & \text{Para } f'c \geq 560 \frac{Kg}{cm^2} \end{cases} \quad \beta_1 = 0.85$$

$$E_c = 223,969.19 \text{ kg/cm}^2$$

Propiedades del Acero

$$\rho_s = \frac{A_s}{bd}, \quad n_s = \frac{E_s}{E_c} \quad \rho_s = 0.0126$$

$$n_s = 9.10$$

Propiedades del refuerzo FRP adherido externamente

$$A_f = n t_f w_f \quad A_f = 540.00 \text{ mm}^2$$

$$\rho_f = \frac{A_f}{bd} \quad \rho_f = 0.02287$$

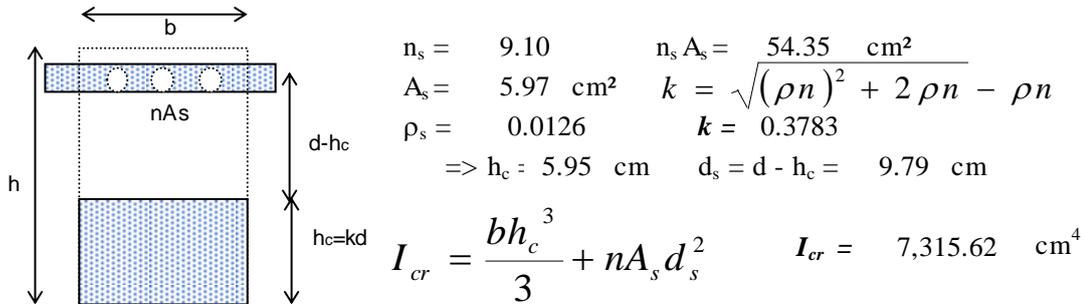
$$n_f = \frac{E_f}{E_c} \quad E_f = 1,683,673.47 \text{ kg/cm}^2$$

$$n_f = 7.52$$

$$\Rightarrow \rho_f n_f = 0.171936$$

3. Determinacion del estado de deformacion existente en la cara superior:

Asumiendo que la viga está fisurada y que las únicas cargas que actúan sobre la viga en el momento de la instalación del FRP son cargas muertas. Un análisis de la sección fisurada de la viga existente da :



$$n_s = 9.10 \quad n_s A_s = \frac{54.35 \text{ cm}^2}{\sqrt{(\rho n)^2 + 2 \rho n} - \rho n}$$

$$A_s = 5.97 \text{ cm}^2 \quad k = 0.3783$$

$$\rho_s = 0.0126 \quad \Rightarrow h_c = 5.95 \text{ cm} \quad d_s = d - h_c = 9.79 \text{ cm}$$

$$I_{cr} = \frac{bh_c^3}{3} + nA_s d_s^2 \quad I_{cr} = 7,315.62 \text{ cm}^4$$

$$E_c = 223,969.19 \text{ kg/cm}^2 \quad M_{DL} = 156,000.0 \text{ kg - cm}; \quad h = 20.00 \text{ cm} \quad d = 15.74 \text{ cm}$$

$$\varepsilon_{bi} = \frac{M_{DL}(h - kd)}{I_{cr} E_c} \Rightarrow \varepsilon_{bi} = 0.001337$$

4. Determinacion del coeficiente dependiente de adherencia del sistema FRP

El coeficiente dependiente de adherencia adimensional por flexión, κ_m es calculado utilizando la ecuación:

$$\kappa_m = \begin{cases} \frac{1}{60\varepsilon_{fu}} \left(1 - \frac{nE_f t_f}{360,000} \right) \leq 0.90 & nE_f t_f \leq 180,000 N/mm \\ \frac{1}{60\varepsilon_{fu}} \left(\frac{90,000}{nE_f t_f} \right) \leq 0.90 & nE_f t_f > 180,000 N/mm \end{cases}$$

$$n = 3 \quad E_f = 165.0 \text{ kN/mm}^2 \quad t_f = 1.20 \text{ mm} \quad \varepsilon_{fu} = 0.0162 \text{ mm/mm}$$

$$nE_f t_f = 594,000.00 > 180,000.0 \quad \kappa_m = 0.16 < 0.90$$

5. Estimacion de c, profundidad del eje neutro

Un estimado inicial razonable de c es 0.20d.

El valor de c es ajustado despues de verificar el equilibrio

$$c = 3.148 \text{ cm} \quad c = 9.30 \text{ cm} \quad (\text{Iterada})$$

6. Determinacion del nivel efectivo de deformacion en el refuerzo FRP

El nivel de deformacion efectivo en el FRP puede ser encontrado a partir de la Ecuacion:

$$\varepsilon_{fe} = 0.003 \left(\frac{h - c}{c} \right) - \varepsilon_{bi} \leq \kappa_m \varepsilon_{fu}$$

$$h = 20.00 \text{ cm} \quad \kappa_m = 0.16$$

$$c = 9.30 \text{ cm} \quad \varepsilon_{fu} = 0.0162 \text{ mm/mm}$$

$$\varepsilon_{fe} = 0.00212 \quad \kappa_m \varepsilon_{fu} = 0.00253 \quad \varepsilon_{bi} = 0.001337$$

$$\varepsilon_{fe} < \kappa_m \varepsilon_{fu} \quad \text{OK!}$$

7. Cálculo de la deformación en el acero de refuerzo existente

La deformación en el acero de refuerzo puede ser calculada utilizando triángulos semejantes de acuerdo con la ecuación:

$$\varepsilon_s = \left(\varepsilon_{fe} + \varepsilon_{bi} \right) \left(\frac{d-c}{h-c} \right) \quad \begin{array}{l} \varepsilon_{fe} = 0.002118 \quad d = 15.74 \text{ cm} \quad c = 9.30 \text{ cm} \\ \varepsilon_{bi} = 0.001337 \quad h = 20.00 \text{ cm} \end{array}$$

$$\varepsilon_s = 0.0021 < 0.005$$

8. Cálculo del nivel de resistencia en el refuerzo de acero y FRP

Las resistencias son calculadas utilizando las siguientes ecuaciones:

$$\begin{array}{l} f_s = E_s \varepsilon_s \leq f_y \quad E_s = 2,039,000.00 \text{ kg/cm}^2 \quad E_f = 1,683,673.47 \text{ kg/cm}^2 \\ f_{fe} = E_f \varepsilon_{fe} \quad \varepsilon_s = 0.0021 \quad \varepsilon_{fe} = 0.0021 \end{array}$$

$$\begin{array}{l} f_s = 4,241.43 \text{ kg/cm}^2 \quad f_y = 4,200.00 \text{ kg/cm}^2 \\ f_{fe} = 3,565.69 \text{ kg/cm}^2 \end{array}$$

9. Cálculo de las fuerzas resultantes internas y verificación del equilibrio

El equilibrio de fuerza verificado mediante la comprobación del estimado inicial de c con la ecuación siguiente:

$$c = \frac{A_s f_s + A_f f_{fe}}{\gamma f'_c \beta_1 b} \quad \begin{array}{l} A_s = 5.97 \text{ cm}^2 \quad \gamma = 0.85 \\ f_s = 4,200.00 \text{ kg/cm}^2 \quad f'_c = 220.00 \text{ kg/cm}^2 \\ A_f = 5.40 \text{ cm}^2 \quad \beta_1 = 0.85 \\ f_{fe} = 3,565.69 \text{ kg/cm}^2 \quad b = 30.00 \text{ cm} \end{array}$$

$$c = 9.30 \text{ cm} \quad c_{\text{inicial}} = 9.30 \text{ cm}$$

10. Cálculo de la resistencia de diseño a flexión de la sección

La resistencia de diseño a flexión es calculada utilizando la ecuación siguiente:

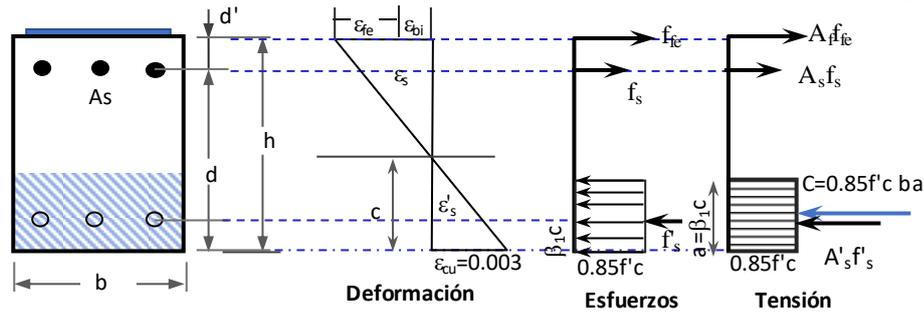
$$\phi M_n = \phi \left[A_s f_s \left(d - \frac{\beta_1 c}{2} \right) + \psi A_f f_{fe} \left(h - \frac{\beta_1 c}{2} \right) \right] \quad \begin{array}{l} \phi = 0.70 \quad \beta_1 = 0.85 \\ A_s = 5.97 \text{ cm}^2 \quad c = 9.30 \text{ cm} \\ f_s = 4,224.49 \text{ kg/cm}^2 \quad \Psi = 0.85 \\ A_f = 5.40 \text{ cm}^2 \quad d = 15.74 \text{ cm} \\ f_{fe} = 3,565.69 \text{ kg/cm}^2 \quad h = 20.00 \text{ cm} \end{array}$$

$$\phi M_n = 392,762.63 \text{ kg} \cdot \text{cm} \quad \phi M_n = 3,927.63 \text{ kg} \cdot \text{m} < M_u = 4,750.00 \text{ Kg} \cdot \text{cm}$$

No es capaz de resistir..!

Al mismo tiempo, la falla de la sección es controlada por compresión debido a que el acero no fluye ($\varepsilon = 0.0021 = \varepsilon_y = 0.0021$) con 3 capas de fibras, por lo que la sección con el refuerzo propuesto no tiene la ductilidad adecuada. La solución propuesta de la sección 0.30x0.20m es el refuerzo por encamisado con concreto armado.

REFORZAMIENTO A FLEXION EN APOYOS DE VIGA 30x40CM, CON SikaWrap®-600C



Datos:

b = 30.00 cm	Es = 2,039,000 kg/cm ²
h = 40.00 cm	fy = 4,200.00 kg/cm ²
d = 34.76 cm	M _{DL} = 2,960.00 kg-m
f'c = 220 kg/cm ²	M _u = 9,760.00 kg-m
As = 5.97 cm ²	M _s = 4,310.00 kg-m

Sistema de refuerzo FRP:

Tipo de fibra: **SikaWrap®-600C**

Propiedades de la lámina compuesta:

Grosor por capa	tf = 0.34 mm
Resistencia a la tension Ultima	f* _{fu} = 4.30 kN/mm ²
Deformacion de rotura	ε* _{fu} = 0.016 mm/mm
Modulo de elasticidad de las laminas FRP	E _f = 240.0 kN/mm ²
Numero de capas	n = 1
Ancho de la Fibra	w _f = 20.00 cm

1. Calculo de las Propiedades de diseño del material del sistema FRP

Las vigas se encuentran en un lugar cerrado (Oficinas) y con aire acondicionado, por lo tanto, el factor de Reducción por exposición al medio ambiente será 0.95 (Tabla 4.1)

$$C_E = 0.95$$

$$f_{fu} = C_E f_{fu}^* \quad f_{fu} = 0.95 \times 4.3 = 4.09 \text{ kN/mm}^2 = 41,683.67 \text{ kg/cm}^2$$

$$\epsilon_{fu} = C_E \epsilon_{fu}^* \quad \epsilon_{fu} = 0.95 \times 0.0155 = 0.0147 \text{ mm/mm}$$

2. Calculos Preliminares

$$\text{Propiedades del concreto } \beta_1 = \begin{cases} 0.85; & \text{Para } f'c = [170,280 \frac{Kg}{cm^2}] \\ 0.85 - 0.05 \left(\frac{f'c - 280}{70} \right); & \text{Para } f'c = (280,560 \frac{Kg}{cm^2}) \\ 0.65; & \text{Para } f'c \geq 560 \frac{Kg}{cm^2} \end{cases} \quad \beta_1 = 0.85$$

$$E_c = 223,969.19 \text{ kg/cm}^2$$

Propiedades del Acero

$$\rho_s = \frac{A_s}{bd}, \quad n_s = \frac{E_s}{E_c} \quad \rho_s = 0.0057, \quad n_s = 9.10$$

Propiedades del refuerzo FRP adherido externamente

$$A_f = n t_f w_f \quad A_f = 67.40 \text{ mm}^2$$

$$\rho_f = \frac{A_f}{bd} \quad \rho_f = 0.00097$$

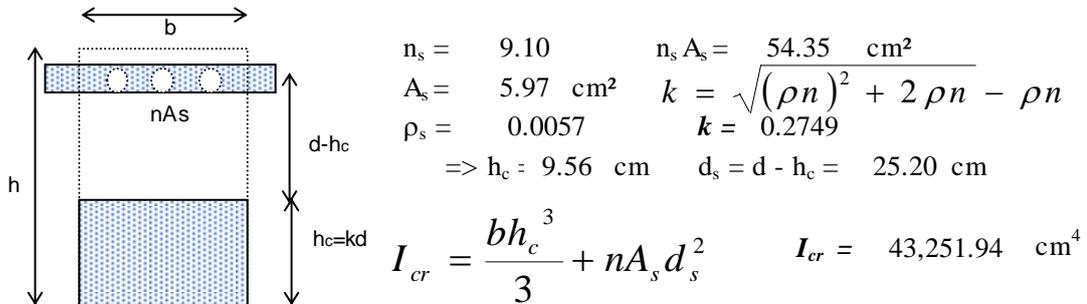
$$n_f = \frac{E_f}{E_c} \quad E_f = 2,448,979.59 \text{ kg/cm}^2$$

$$n_f = 10.93$$

$$\Rightarrow \rho_f n_f = 0.010601$$

3. Determinacion del estado de deformacion existente en la cara superior:

Asumiendo que la viga está fisurada y que las únicas cargas que actúan sobre la viga en el momento de la instalación del FRP son cargas muertas. Un análisis de la sección fisurada de la viga existente da :



$$n_s = 9.10 \quad n_s A_s = 54.35 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 5.97 \text{ cm}^2 \quad k = \sqrt{(\rho n)^2 + 2 \rho n} - \rho n$$

$$\rho_s = 0.0057 \quad k = 0.2749$$

$$\Rightarrow h_c = 9.56 \text{ cm} \quad d_s = d - h_c = 25.20 \text{ cm}$$

$$I_{cr} = \frac{bh_c^3}{3} + nA_s d_s^2 \quad I_{cr} = 43,251.94 \text{ cm}^4$$

$$E_c = 223,969.19 \text{ kg/cm}^2 \quad M_{DL} = 296,000.0 \text{ kg - cm}; \quad h = 40.00 \text{ cm} \quad d = 34.76 \text{ cm}$$

$$\varepsilon_{bi} = \frac{M_{DL}(h - kd)}{I_{cr} E_c} \Rightarrow \varepsilon_{bi} = 0.000930$$

4. Determinacion del coeficiente dependiente de adherencia del sistema FRP

El coeficiente dependiente de adherencia adimensional por flexión, κ_m es calculado utilizando la ecuación:

$$\kappa_m = \begin{cases} \frac{1}{60\varepsilon_{fu}} \left(1 - \frac{nE_f t_f}{360,000} \right) \leq 0.90 & nE_f t_f \leq 180,000 N/mm \\ \frac{1}{60\varepsilon_{fu}} \left(\frac{90,000}{nE_f t_f} \right) \leq 0.90 & nE_f t_f > 180,000 N/mm \end{cases}$$

$$n = 1$$

$$E_f = 240.0 \text{ kN/mm}^2$$

$$t_f = 0.34 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_{fu} = 0.0147 \text{ mm/mm}$$

$$nE_f t_f = 80,880.00 < 180,000.0 \quad \kappa_m = 0.88 < 0.90$$

5. Estimacion de c, profundidad del eje neutro

Un estimado inicial razonable de c es 0.20d.

El valor de c es ajustado despues de verificar el equilibrio

$$c = 6.952 \text{ cm} \quad c = 8.68 \text{ cm}$$

6. Determinacion del nivel efectivo de deformacion en el refuerzo FRP

El nivel de deformacion efectivo en el FRP puede ser encontrado a partir de la Ecuacion:

$$\varepsilon_{fe} = 0.003 \left(\frac{h - c}{c} \right) - \varepsilon_{bi} \leq \kappa_m \varepsilon_{fu}$$

$$h = 40.00 \text{ cm} \quad \kappa_m = 0.88$$

$$c = 8.68 \text{ cm} \quad \varepsilon_{fu} = 0.0147 \text{ mm/mm}$$

$$\varepsilon_{fe} = 0.00989 \quad K_m \varepsilon_{fu} = 0.01292 \quad \varepsilon_{bi} = 0.000930$$

$$\varepsilon_{fe} < K_m \varepsilon_{fu} \quad \text{OK.}$$

7. Cálculo de la deformación en el acero de refuerzo existente

La deformación en el acero de refuerzo puede ser calculada utilizando triangulos semejantes de acuerdo con la ecuación:

$$\varepsilon_s = \left(\varepsilon_{fe} + \varepsilon_{bi} \right) \left(\frac{d-c}{h-c} \right) \quad \begin{array}{l} \varepsilon_{fe} = 0.009895 \quad d = 34.76 \text{ cm} \quad c = 8.68 \text{ cm} \\ \varepsilon_{bi} = 0.000930 \quad h = 40.00 \text{ cm} \end{array}$$

$$\varepsilon_s = 0.0090 > 0.005$$

8. Cálculo del nivel de resistencia en el refuerzo de acero y FRP

Las resistencias son calculas utilizando las siguientes ecuaciones:

$$\begin{array}{l} f_s = E_s \varepsilon_s \leq f_y \quad E_s = 2,039,000.00 \text{ kg/cm}^2 \quad E_f = 2,448,979.59 \text{ kg/cm}^2 \\ f_{fe} = E_f \varepsilon_{fe} \quad \varepsilon_s = 0.0090 \quad \varepsilon_{fe} = 0.0099 \end{array}$$

$$\begin{array}{l} f_s = 18,379.19 \text{ kg/cm}^2 \quad f_y = 4,200.00 \text{ kg/cm}^2 \\ f_{fe} = 24,231.78 \text{ kg/cm}^2 \end{array}$$

9. Cálculo de las fuerzas resultantes internas y verificación del equilibrio

El equilibrio de fuerza verificado mediante la comprobacion del estimado inicial de c con la ecuacion siguiente:

$$c = \frac{A_s f_s + A_f f_{fe}}{\gamma f'_c \beta_1 b} \quad \begin{array}{l} A_s = 5.97 \text{ cm}^2 \quad \gamma = 0.85 \\ f_s = 4,200.00 \text{ kg/cm}^2 \quad f'_c = 220.00 \text{ kg/cm}^2 \\ A_f = 0.67 \text{ cm}^2 \quad \beta_1 = 0.85 \\ f_{fe} = 24,231.78 \text{ kg/cm}^2 \quad b = 30.00 \text{ cm} \end{array}$$

$$c = 8.68 \text{ cm} \quad c_{inicial} = 8.68 \text{ cm}$$

10. Cálculo de la resistencia de diseño a flexion de la sección

La resistencia de diseño a flexion es calculada utilizando la ecuacion siguiente:

$$\phi M_n = \phi \left[A_s f_s \left(d - \frac{\beta_1 c}{2} \right) + \psi A_f f_{fe} \left(h - \frac{\beta_1 c}{2} \right) \right] \quad \begin{array}{l} \phi = 0.90 \quad \beta_1 = 0.85 \\ A_s = 5.97 \text{ cm}^2 \quad c = 8.68 \text{ cm} \\ f_s = 4,224.49 \text{ kg/cm}^2 \quad \Psi = 0.85 \\ A_f = 0.67 \text{ cm}^2 \quad d = 34.76 \text{ cm} \\ f_{fe} = 24,231.78 \text{ kg/cm}^2 \quad h = 40.00 \text{ cm} \end{array}$$

$$\phi M_n = 1,158,881.25 \text{ kg} \cdot \text{cm} \quad \phi M_n = 11,588.81 \text{ kg} \cdot \text{m} > M_u^- = 9,760.00 \text{ Kg} \cdot \text{cm}$$

La sección reforzada es capaz de resistir la solicitacion de momento negativo

Las secciones de 0.30x0.40m serán reforzadas con fibras de carbono SIKAWrap.

5.4.3.3 SOLUCIÓN PROPUESTA PARA EL REFORZAMIENTO DE VIGAS

Según las alternativas propuestas y según los análisis realizados, se adopta como reforzamiento:

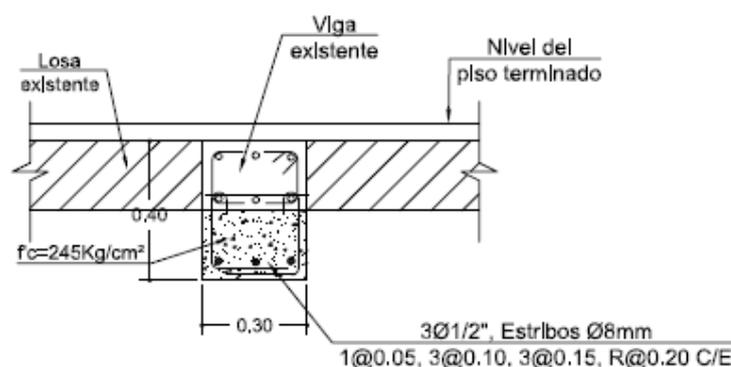
- Reforzamiento con encamisado con concreto armado a secciones de 0.30x0.20m, según el análisis realizado, para una sección reforzada de 0.30x0.40m. en todo el tramo de la viga.
- Reforzamiento con láminas de fibras de carbono SikaWrap®-600C de ancho 0.20m a secciones de 0.30x0.40 en los apoyos de las vigas a reforzar.

5.4.3.3.1 DISEÑO FINAL REFORZAMIENTO DE VIGAS 0.30X0.20

El objetivo del reforzamiento de una viga existente con concreto armado, además de los análisis efectuados, es lograr que el elemento reforzado se comporte monolíticamente, lo cual, implica realizar anclajes estructurales y la adherencia.

- Para los anclajes de los refuerzos, Sika recomienda el uso de AnchorFix 2, exclusivo para anclajes estructurales.
- Para lograr la adherencia entre el concreto nuevo y el existente, se plantea el uso de SIKADUR 32, como puente de adherencia.
- Así mismo, se recomienda el uso de aditivos para evitar la retracción del concreto, sea del tipo Intraplast o similar.

Lo descrito en los párrafos anteriores se plasman en los planos de reforzamiento estructural E-12.



SECCION A-A

Figura 5.23: Sección reforzamiento de viga con encamisado de concreto armado

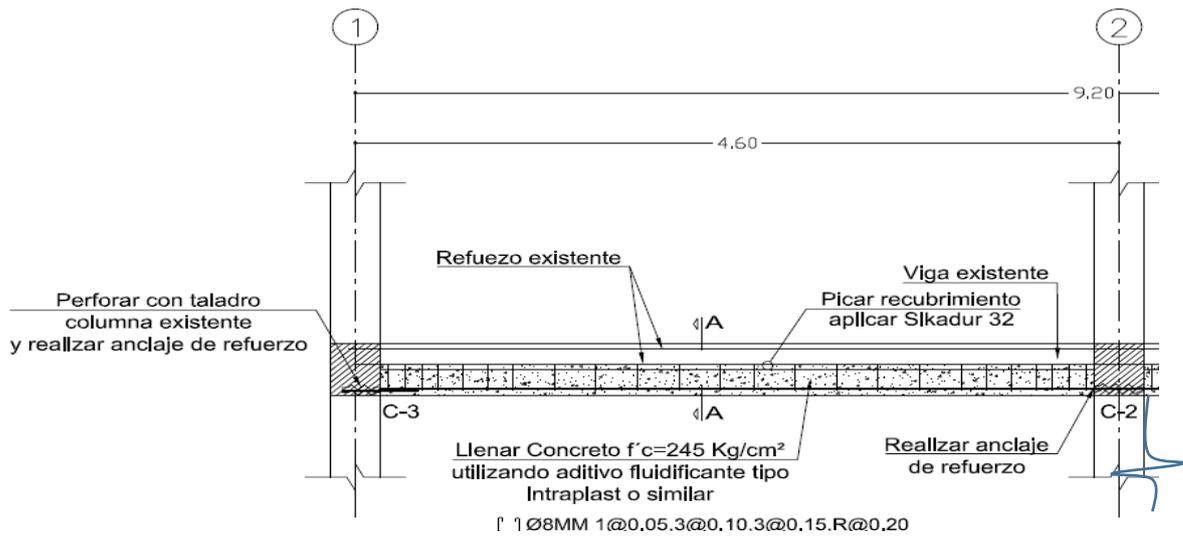


Figura 5.24: Sección longitudinal reforzamiento de viga con C*A* a viga de 0.30x0.20

5.4.3.3.2 DISEÑO FINAL REFORZAMIENTO DE VIGAS 0.30X0.40 CON FIBRAS DE CARBONO

El diseño final deberá considerarse lo mencionado en la sección 5.4.3.2. La zona a reforzar en la viga tipo es para el refuerzo positivo en los apoyos de las vigas (Cara Superior de la viga), por lo cual, para el corte, se supone análogo con el acero de refuerzo.

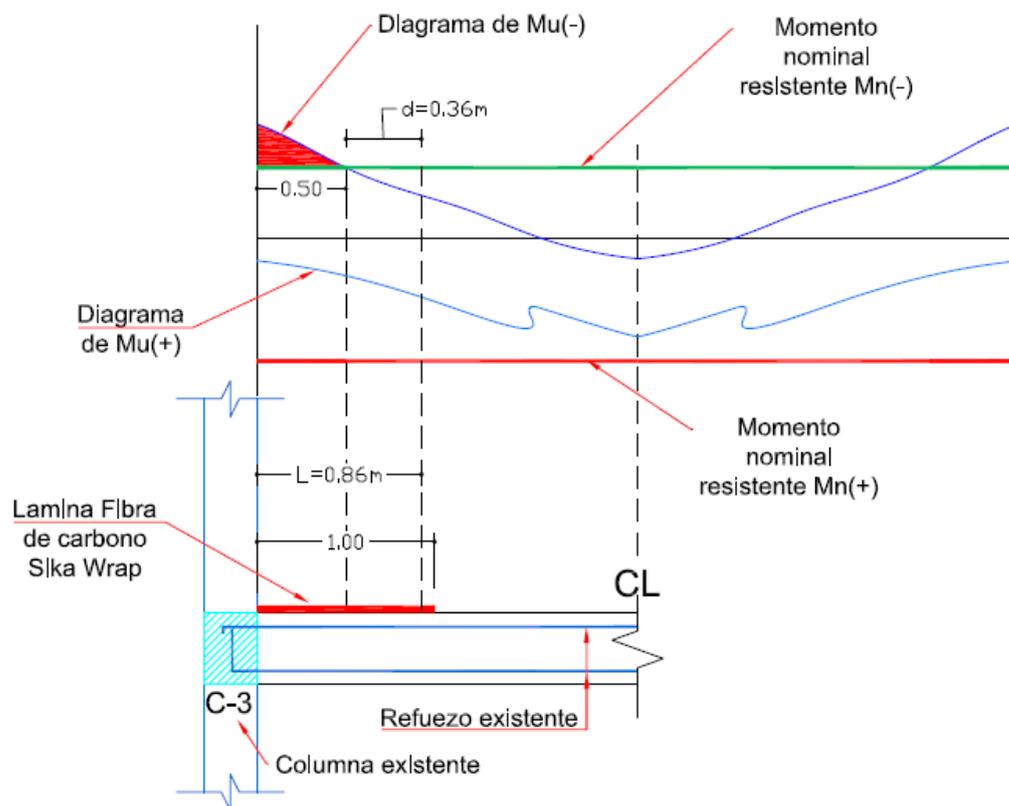


Figura 5.25: reforzamiento de viga con Fibra de carbono a viga de 0.30x0.20 - Corte

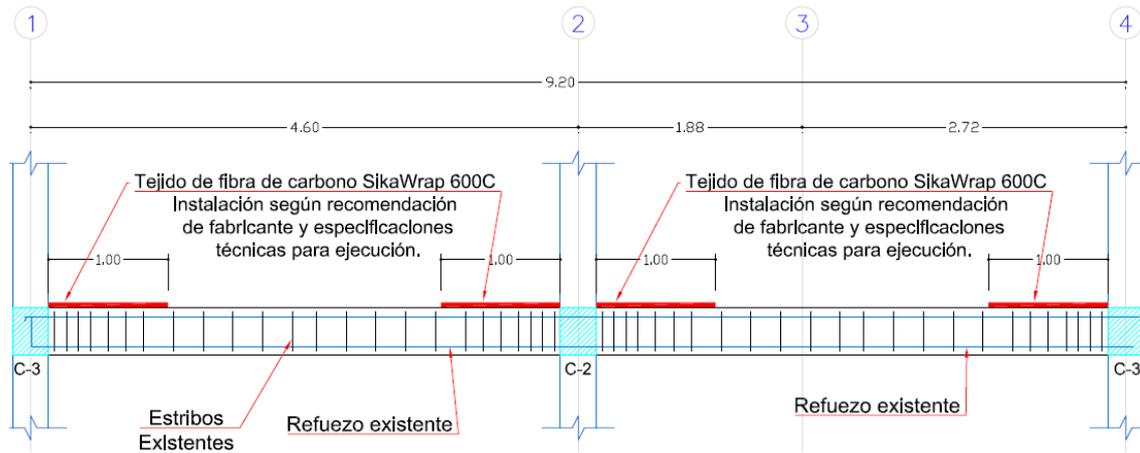


Figura 5.26: Detalle reforzamiento de viga 0.30x0.40 con Fibra de carbono - Corte

Para los detalles y zonas a reforzar ver sección de planos de reforzamiento estructural E-10.

5.4.4 REFORZAMIENTO DE VIGUETAS DE LOSAS ALIGERADAS

Del análisis efectuado, las viguetas de losas requieren ser reforzadas a flexión para momento negativo, por lo cual, la propuesta única será el reforzamiento con láminas de fibras de carbono SikaWrap, el procedimiento de análisis es similar al reforzamiento de vigas.

5.4.4.1 DISEÑO DEL REFORZAMIENTO A FLEXION CON FRP PARA VIGUETAS

El criterio de análisis es similar al reforzamiento de vigas con FRP, asumiendo el análisis a una sección rectangular de ancho b_w del alma de la vigueta de los y los efectos de acero en compresión son despreciables.

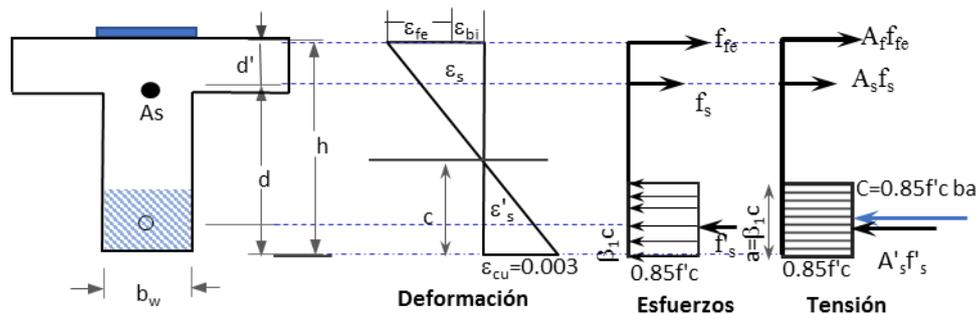
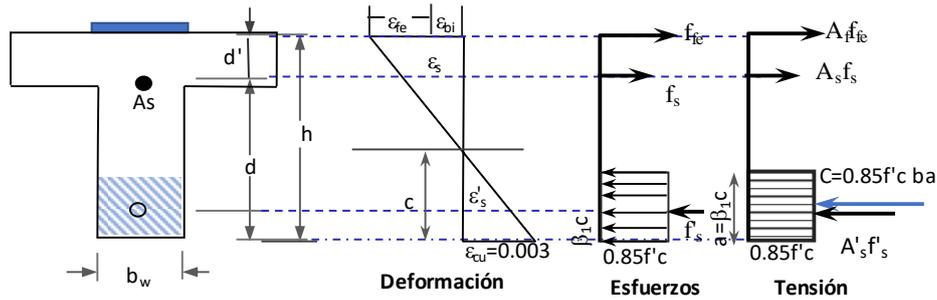


Figura 5.27: Diagrama de deformaciones, esfuerzos y tensiones para reforzo de viguetas de losas aligeradas con FRP

El diseño estructural se presenta a continuación:

REFORZAMIENTO A FLEXION DE VIGUETAS DE LOSAS CON SikaWrap®-600C



Datos:

$b_w = 10.00$ cm	$E_s = 2,039,000$ kg/cm ²
$h = 20.00$ cm	$f_y = 4,200.00$ kg/cm ²
$d = 14.53$ cm	$M_{DL} = 146.00$ kg-m
$f'_c = 220$ kg/cm ²	$M_u = 510.00$ kg-m
$A_s = 0.71$ cm ²	$M_s = 225.00$ kg-m

Sistema de refuerzo FRP:

Tipo de fibra: **SikaWrap®-600C**

Propiedades de la lámina compuesta:

Grosor por capa	$t_f = 0.34$ mm
Resistencia a la tension Ultima	$f_{fu}^* = 4.30$ kN/mm ²
Deformacion de rotura	$\epsilon_{fu}^* = 0.016$ mm/mm
Modulo de elasticidad de las laminas FRP	$E_f = 240.0$ kN/mm ²
Numero de capas	$n = 1$
Ancho de la Fibra	$w_f = 10.00$ cm

1. Calculo de las Propiedades de diseño del material del sistema FRP

Las vigas se encuentran en un lugar cerrado (Oficinas) y con aire acondicionado, por lo tanto, el factor de Reducción por exposición al medio ambiente será 0.95 (Tabla 4.1)

$$C_E = 0.95$$

$$f_{fu} = C_E f_{fu}^* \quad f_{fu} = 0.95 \times 4.3 = 4.09 \text{ kN/mm}^2 = 41,683.67 \text{ kg/cm}^2$$

$$\epsilon_{fu} = C_E \epsilon_{fu}^* \quad \epsilon_{fu} = 0.95 \times 0.0155 = 0.0147 \text{ mm/mm}$$

2. Calculos Preliminares

Propiedades del concreto

$$\beta_1 = \begin{cases} 0.85; & \text{Para } f'_c = \left[170,280 \frac{Kg}{cm^2} \right] \\ 0.85 - 0.05 \left(\frac{f'_c - 280}{70} \right); & \text{Para } f'_c = \left(280,560 \frac{Kg}{cm^2} \right) \\ 0.65; & \text{Para } f'_c \geq 560 \frac{Kg}{cm^2} \end{cases} \quad \beta_1 = 0.85$$

$$E_c = 223,969.19 \text{ kg/cm}^2$$

Propiedades del Acero

$$\rho_s = \frac{A_s}{bd}, \quad n_s = \frac{E_s}{E_c} \quad \rho_s = 0.0049$$

$$n_s = 9.10$$

Propiedades del refuerzo FRP adherido externamente

$$A_f = n t_f w_f \quad A_f = 33.70 \text{ mm}^2$$

$$\rho_f = \frac{A_f}{bd} \quad \rho_f = 0.00232$$

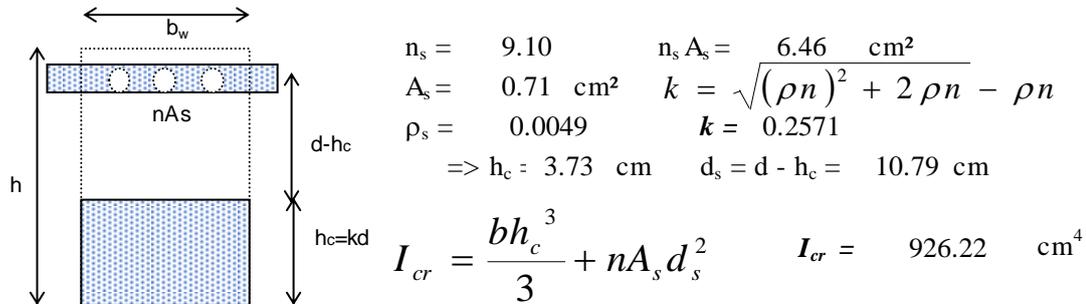
$$n_f = \frac{E_f}{E_c} \quad E_f = 2,448,979.59 \text{ kg/cm}^2$$

$$n_f = 10.93$$

$$\Rightarrow \rho_f n_f = 0.025369$$

3. Determinación del estado de deformación existente en la cara superior:

Asumiendo que la vigueta está fisurada y que las únicas cargas que actúan sobre la viga en el momento de la instalación del FRP son cargas muertas. Un análisis de la sección fisurada de la viga existente da :



$$n_s = 9.10 \quad n_s A_s = \frac{6.46 \text{ cm}^2}{0.71 \text{ cm}^2} = 9.10$$

$$A_s = 0.71 \text{ cm}^2 \quad k = \sqrt{(\rho n)^2 + 2 \rho n} - \rho n$$

$$\rho_s = 0.0049 \quad k = 0.2571$$

$$\Rightarrow h_c = 3.73 \text{ cm} \quad d_s = d - h_c = 10.79 \text{ cm}$$

$$I_{cr} = \frac{b h_c^3}{3} + n A_s d_s^2 \quad I_{cr} = 926.22 \text{ cm}^4$$

$$E_c = 223,969.19 \text{ kg/cm}^2 \quad M_{DL} = 14,600.0 \text{ kg - cm}; \quad h = 20.00 \text{ cm} \quad d = 14.53 \text{ cm}$$

$$\varepsilon_{bi} = \frac{M_{DL}(h - kd)}{I_{cr} E_c} \Rightarrow \varepsilon_{bi} = 0.001145$$

4. Determinación del coeficiente dependiente de adherencia del sistema FRP

El coeficiente dependiente de adherencia adimensional por flexión, κ_m es calculado utilizando la ecuación:

$$\kappa_m = \begin{cases} \frac{1}{60 \varepsilon_{fu}} \left(1 - \frac{n E_f t_f}{360,000} \right) \leq 0.90 & n E_f t_f \leq 180,000 N/mm \\ \frac{1}{60 \varepsilon_{fu}} \left(\frac{90,000}{n E_f t_f} \right) \leq 0.90 & n E_f t_f > 180,000 N/mm \end{cases}$$

$$n = 1$$

$$E_f = 240.0 \text{ kN/mm}^2$$

$$t_f = 0.34 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_{fu} = 0.0147 \text{ mm/mm}$$

$$n E_f t_f = 80,880.00 < 180,000.0 \quad \kappa_m = 0.88 < 0.90$$

5. Estimación de c, profundidad del eje neutro

Un estimado inicial razonable de c es 0.20d.

El valor de c es ajustado despues de verificar el equilibrio

$$c = 2.905 \text{ cm} \quad c = 5.45 \text{ cm (Iterada)}$$

6. Determinación del nivel efectivo de deformación en el refuerzo FRP

El nivel de deformación efectiva en el FRP puede ser encontrado a partir de la Ecuación:

$$\varepsilon_{fe} = 0.003 \left(\frac{h - c}{c} \right) - \varepsilon_{bi} \leq \kappa_m \varepsilon_{fu}$$

$$h = 20.00 \text{ cm} \quad \kappa_m = 0.88$$

$$c = 5.45 \text{ cm} \quad \varepsilon_{fu} = 0.0147 \text{ mm/mm}$$

$$\varepsilon_{fe} = 0.00687 \quad \kappa_m \varepsilon_{fu} = 0.01292 \quad \varepsilon_{bi} = 0.001145$$

$$\varepsilon_{fe} < \kappa_m \varepsilon_{fu} \quad \text{OK.}$$

$$\varepsilon_{fe} = 0.00687 \quad K_m \varepsilon_{fu} = 0.01292 \quad \varepsilon_{bi} = 0.001145$$

$$\varepsilon_{fe} < K_m \varepsilon_{fu} \quad \text{OK.}$$

7. Cálculo de la deformación en el acero de refuerzo existente

La deformación en el acero de refuerzo puede ser calculada utilizando triangulos semejantes de acuerdo con la ecuación:

$$\varepsilon_s = \left(\varepsilon_{fe} + \varepsilon_{bi} \right) \left(\frac{d-c}{h-c} \right) \quad \begin{array}{l} \varepsilon_{fe} = 0.006875 \quad d = 14.53 \text{ cm} \quad c = 5.45 \text{ cm} \\ \varepsilon_{bi} = 0.001145 \quad h = 20.00 \text{ cm} \end{array}$$

$$\varepsilon_s = 0.0050 > 0.005$$

8. Cálculo del nivel de resistencia en el refuerzo de acero y FRP

Las resistencias son calculas utilizando las siguientes ecuaciones:

$$f_s = E_s \varepsilon_s \leq f_y \quad E_s = 2,039,000.00 \text{ kg/cm}^2 \quad E_f = 2,448,979.59 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{fe} = E_f \varepsilon_{fe} \quad \varepsilon_s = 0.0050 \quad \varepsilon_{fe} = 0.0069$$

$$f_s = 10,200.62 \text{ kg/cm}^2 \quad f_y = 4,200.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{fe} = 16,835.61 \text{ kg/cm}^2$$

9. Cálculo de las fuerzas resultantes internas y verificación del equilibrio

El equilibrio de fuerza verificado mediante la comprobacion del estimado inicial de c con la ecuacion siguiente:

$$c = \frac{A_s f_s + A_f f_{fe}}{\gamma f'_c \beta_1 b} \quad \begin{array}{l} A_s = 0.71 \text{ cm}^2 \quad \gamma = 0.85 \\ f_s = 4,200.00 \text{ kg/cm}^2 \quad f'_c = 220.00 \text{ kg/cm}^2 \\ A_f = 0.34 \text{ cm}^2 \quad \beta_1 = 0.85 \\ f_{fe} = 16,835.61 \text{ kg/cm}^2 \quad b = 10.00 \text{ cm} \end{array}$$

$$c = 5.45 \text{ cm} \quad c_{inicial} = 5.45 \text{ cm}$$

10. Cálculo de la resistencia de diseño a flexion de la sección

La resistencia de diseño a flexion es calculada utilizando la ecuacion siguiente:

$$\phi M_n = \phi \left[A_s f_s \left(d - \frac{\beta_1 c}{2} \right) + \psi A_f f_{fe} \left(h - \frac{\beta_1 c}{2} \right) \right] \quad \begin{array}{l} \phi = 0.90 \quad \beta_1 = 0.85 \\ A_s = 0.71 \text{ cm}^2 \quad c = 5.45 \text{ cm} \\ f_s = 4,224.49 \text{ kg/cm}^2 \quad \Psi = 0.85 \\ A_f = 0.34 \text{ cm}^2 \quad d = 14.53 \text{ cm} \\ f_{fe} = 16,835.61 \text{ kg/cm}^2 \quad h = 20.00 \text{ cm} \end{array}$$

$$\phi M_n = 109,723.26 \text{ kg - cm}$$

$$\phi M_n = 1,097.23 \text{ kg - m} > M_u = 510.00 \text{ Kg-cm}$$

La sección reforzada es capaz de resistir la sollicitacion de momento negativo

5.4.4.2 SOLUCIÓN PROPUESTA PARA EL REFORZAMIENTO DE LOSAS

Según el diseño efectuado, se verifica que la sección reforzada es capaz de sostener la resistencia de momento requerida, por lo tanto, las viguetas de losas aligeradas serán reforzadas con láminas de fibras de carbono SikaWrap de ancho $B=0.10\text{m}$.

El detalle de refuerzo es similar al reforzamiento de viga con Fibras de carbono, con la diferencia que la lámina se prolonga en todo el eje debido a que no se tienen muros en los ejes. Lo descrito se visualiza en la siguiente figura:

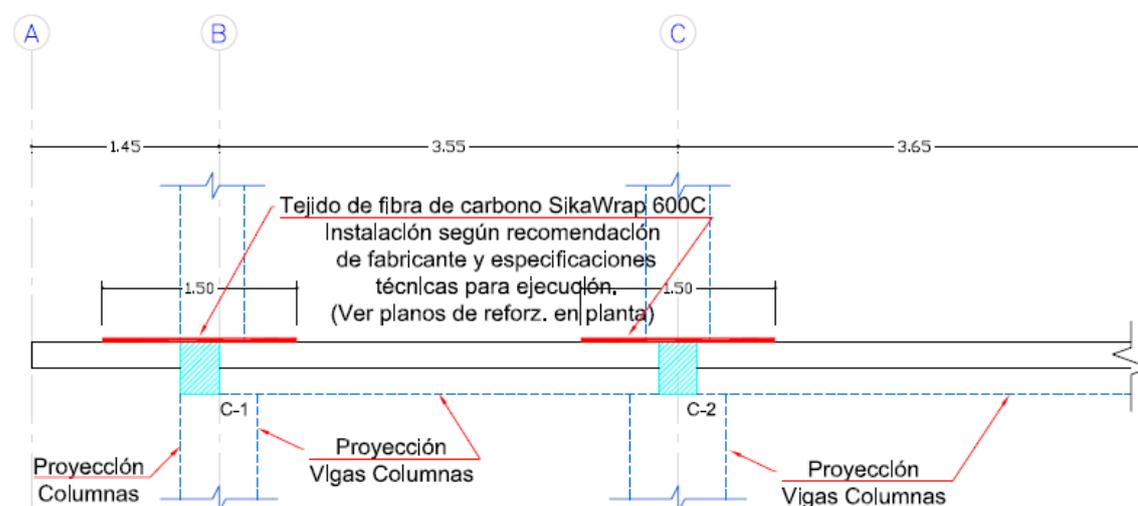


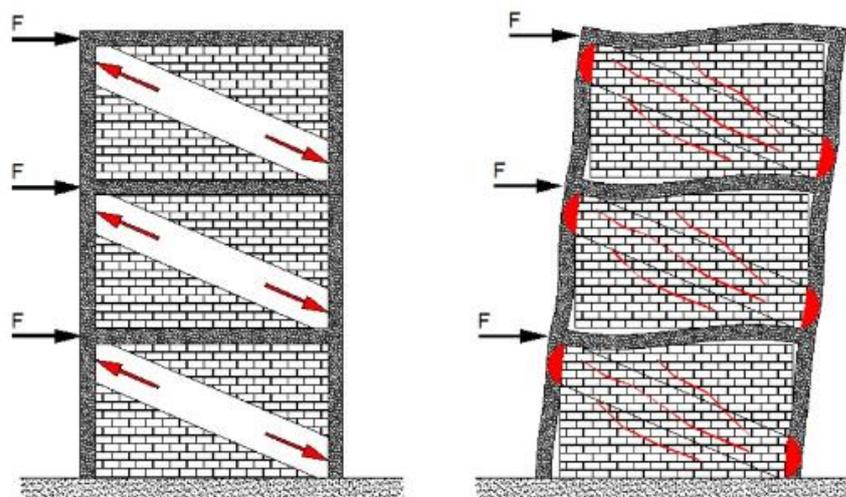
Figura 5.28: Detalle reforzamiento de viga 0.30x0.40 con Fibra de carbono - Corte

Ver detalles de refuerzo y vigas a reforzar en planos de reforzamiento estructural E-11.

5.4.5 INTERACCIÓN PÓRTICO – TABIQUE DE ALBAÑILERÍA.

Tal como se indicó al inicio de la revisión de la estructura – Puno, el edificio presenta tabiquería de albañilería en el cierre perimetral de la edificación y están adherida a los pórticos.

Debido a que la tabiquería de cierre perimetral no ha sido aislada del pórtico que lo enmarca, con las acciones sísmicas producirá una interacción de ambos sistemas. Sin embargo, genera una reducción de la capacidad de absorber energía ante movimientos sísmicos, generando un mecanismo de colapso más corto que una edificación sin tabiquería adherida. El tipo de falla es por compresión diagonal de los tabiques.



*Figura 5.29: Falla en nudos por la interacción tabique – pórtico de concreto armado.
(Fuente: Investigadores del Instituto de Ciencia y Tecnología del Hormigón (ICITECH) de la
Universidad Politécnica de Valencia (UPV).)*

Para el caso, se proponen dos (02) alternativas para dar solución a la tabiquería de cierre perimetral.

- Aislamiento tabique – Pórtico.
- Inclusión de ladrillo aislador sísmico SISBRICK



*Figura 5.30: Sólidos artesanales en muros de albañilería artesanal - Edificación existente
Puno.*

5.4.5.1 AISLAMIENTO MURO – PÓRTICO.

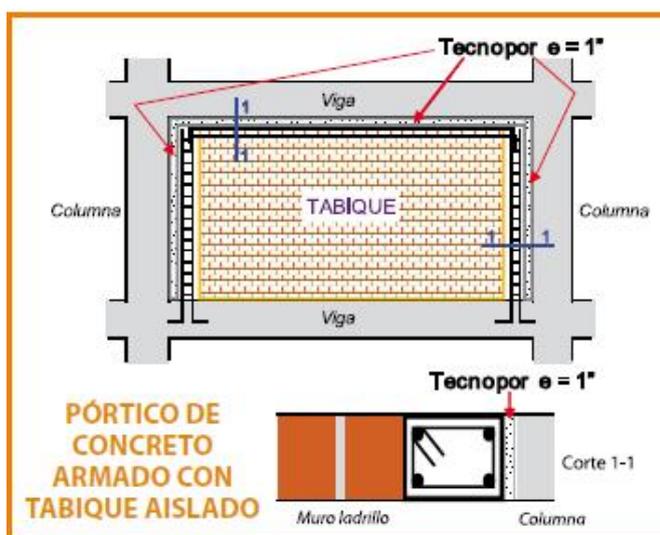


Figura 5.31: Aislamiento de pórticos de concreto armado con tabique aislado (Aceros Arequipa)

5.4.5.2 INCLUSIÓN DE LADRILLO AISLADOR SÍSMICO SISBRICK. PROTECCIÓN DE PILARES Y TABIQUES.

Los ladrillos aisladores sísmicos SISBRICK, son materiales en desarrollo propuesta por investigadores de la UPV¹⁰, permiten aislar sísmicamente la tabiquería del resto de la estructura del edificio.

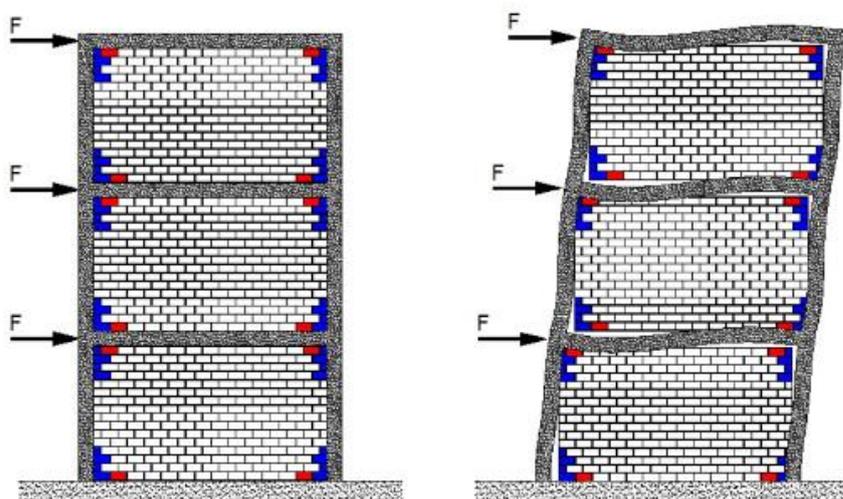


Figura 5.32: Deformación del pórtico ante fuerzas horizontales utilizando ladrillo aislador sísmico SISBRICK. Protección de pilares y tabiques (ICITECH - UPV)

La propuesta queda definida con AISLAMIENTO TABIQUE – PÓRTICO. Ver detalle en plano de estructuras E-13.

¹⁰ Investigadores del Instituto de Ciencia y Tecnología del Hormigón (ICITECH) de la Universidad Politécnica de Valencia (UPV).

5.4.6 ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN

La cimentación conformante de la edificación existente Puno, según los estudios de suelos realizados, son zapatas aisladas, donde existen zapatas de centro, zapatas medianeras (Borde) y zapatas esquineras.

La finalidad del análisis de las zapatas es:

- a) Determinar de la necesidad de reforzamiento de zapatas
- b) Proponer la alternativa de reforzamiento estructural

Para cumplir el objetivo del apartado a), se verificará si las dimensiones en planta de las zapatas son adecuadas para resistir las nuevas sollicitaciones de cargas provenientes de la superestructura, las mismas que también contemplan las cargas adicionales por cambio de uso de la edificación e incremento de cargas por reforzamientos estructurales efectuados en la superestructura con concreto armado, así mismo se verificará si el peralte de la zapata existente cumple con las condiciones de cortante y punzonamiento.

5.4.6.1 REACCIONES EN LA BASE

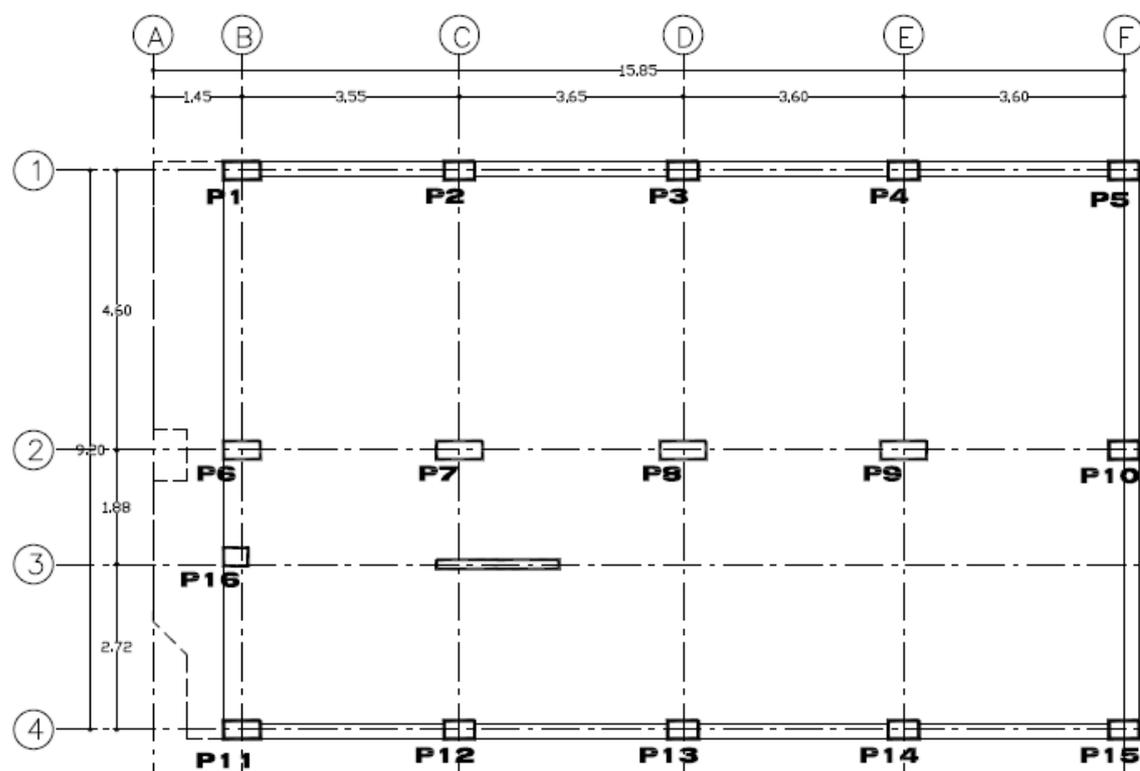


Figura 5.33: Puntos para codificación de ZAPATAS

Tabla 5.45: Reacciones en apoyos – Edificación Puno

Punto	Zapata	Cargas de servicio			Cargas mayoradas		
		P	MX	MY	Pu	MXU	MUY
	Ubicación	Tn	Tn-m	Tn-m	Tn	Tn-m	Tn-m
1	Esquina	39.41	-0.32	0.24	59.10	-0.48	0.36
2	Medianera	45.57	-0.39	-0.9	68.33	-0.58	-1.35
3	Medianera	48.09	-0.25	-2.55	72.11	0.37	-3.82
4	Medianera	39.8	-0.27	-1.02	59.68	-0.40	-1.53
5	Esquina	26.32	0.13	0.46	39.47	0.19	0.69
6	Medianera	62.71	-0.14	-0.63	94.04	-0.21	-0.94
7	Centro	63.24	-0.41	-0.51	94.83	-0.61	-0.76
8	Centro	52.96	-0.52	-0.4	79.42	-0.78	-0.60
9	Centro	54.64	-0.99	-0.12	81.93	-1.48	-0.18
10	Medianera	43.19	0.11	0.08	64.77	0.16	0.12
11	Esquina	39.31	-0.36	0.24	58.95	-0.54	0.36
12	Medianera	36.26	-0.13	1	54.37	-0.19	1.50
13	Medianera	21.71	0.15	1.03	32.56	0.22	1.54
14	Medianera	21.55	-0.49	0.75	32.32	-0.73	1.12
15	Esquina	24.85	0.19	-0.3	37.26	0.28	-0.45
16	Medianera	13.22	0	-0.15	19.82	0.00	-0.22

Fuente: Elaboración propia.

5.4.6.2 DETERMINACIÓN DE LA NECESIDAD DE REFORZAMIENTO DE ZAPATAS

Según las reacciones en apoyos en las zapatas, sea el caso de las centrales, medianeras y de esquinas, aun de las cargas por gravedad, son sometidas a flexión, lo cual, para la revisión del dimensionamiento de las zapatas se analizarán considerando las excentricidades generados por flexión, aunque en muchas ocasiones, las zapatas son dimensionadas asumiendo la carga axial perfectamente concéntrica.

Según el Capítulo 4 de Estudios básicos de ingeniería, la prospección de zapata realizada corresponde a la zapata medianera (Borde), con las cuales se obtuvo las dimensiones reales, sin embargo, para las demás zapatas, con fines de análisis, se toman similares dimensiones, teniendo en consideración las proyecciones de las zapatas medianeras.

Para zapatas cargadas excéntricamente, Meyerhof (1953), propuso un método para la evaluación de cargas excéntricas conocido como método de las áreas efectivas, en el que considera que las presiones ejercidas en la base de la cimentación están concentradas en el área efectiva. Sin embargo, para la determinación de la presión de contacto, el valor de la capacidad de carga debe ser recalculada para el área efectiva.

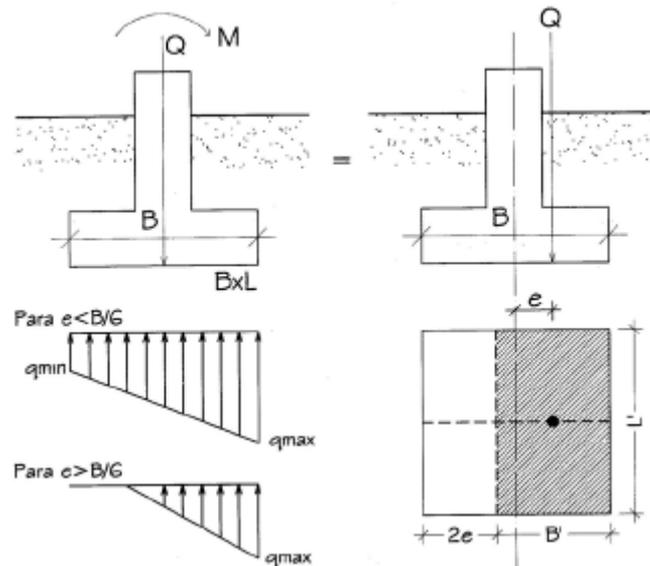


Figura 5.34: Cimentación con excentricidad en un sentido (Braja Das, 2012)

Calavera (2000), así como Garza (2000), proponen expresiones para el caso de zapatas que trabajan a carga axial y momentos, según se indica en la siguiente figura:

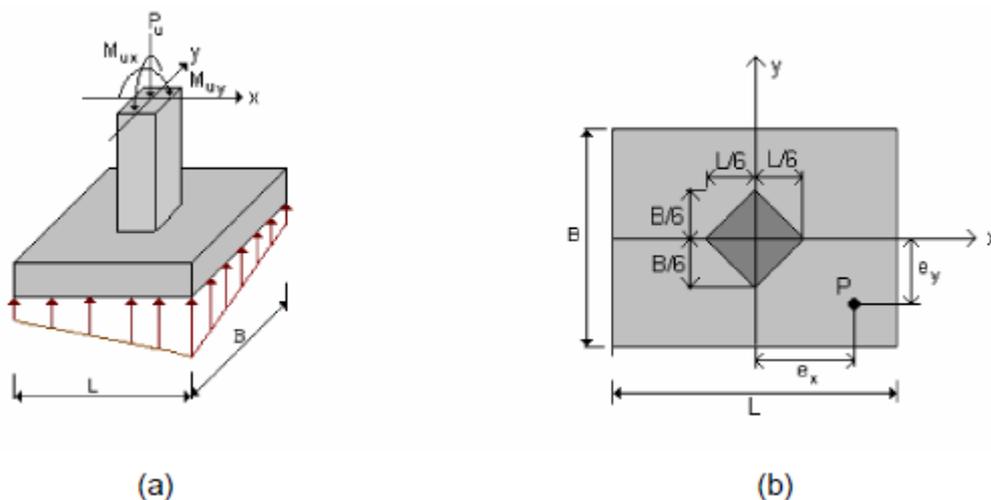


Figura 5.35: Cimentación con excentricidad en dos sentidos (Braja Das, 2012)

La distribución de presiones debajo de la zapata se puede expresar como:

$$q = \frac{P}{BL} \left(1 \mp \frac{6e_x}{L} \mp \frac{6e_y}{B} \right) \leq q_a$$

Para el caso en evaluación de las zapatas existentes de la edificación Puno, se verificará con las expresiones propuestas por Calavera (2000), Garza (2000) que considera las presiones de contacto reales debido a cargas y momentos, según el orden:

- Revisión de la zapata aislada central con flexión biaxial (Punto 7).
- Revisión de la zapata aislada medianera con flexión biaxial (Punto 2).
- Revisión de la zapata aislada de esquina con flexión biaxial (Punto 1).

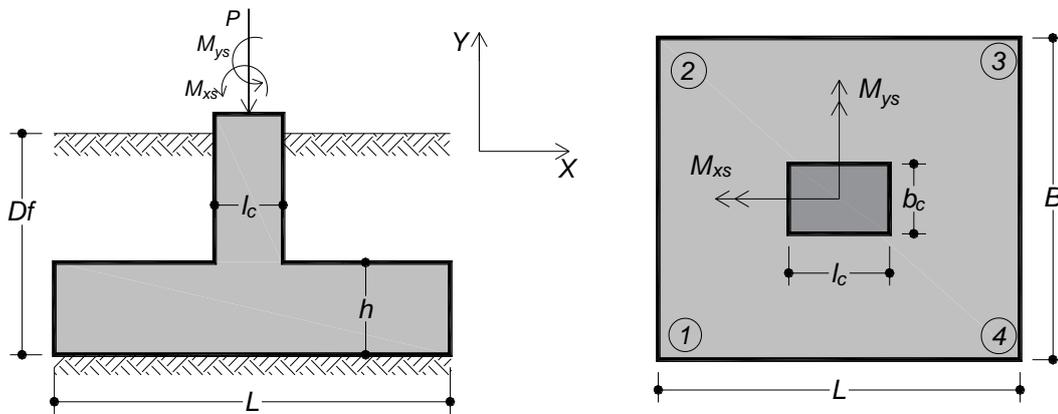
REVISIÓN DE ZAPATA AISLADA CON FLEXION BIAIXIAL

Datos del análisis estructural:

- $P = 620.19 \text{ kN}$
- $M_{xs} = -5.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$
- $M_{ys} = -4.02 \text{ kN}\cdot\text{m}$
- $q_{adm} = 0.105 \text{ MPa}$
- $f_c = 21 \text{ MPa}$
- $F_y = 412 \text{ MPa}$
- $\gamma = 16.73 \text{ kN/m}^3$
- $S/C = 0.25 \text{ Tn/m}^2 = 2.45 \text{ KN/m}^2$

Geometría:

- $B = 2.00 \text{ m}$
- $L = 2.45 \text{ m}$
- $D_f = 1.50 \text{ m}$
- $b_c = 0.30 \text{ m}$
- $l_c = 0.75 \text{ m}$
- $h = 0.75 \text{ m}$
- $d' = 0.07 \text{ m}$



1. Verificación del dimensionamiento en planta:

Para la verificación del dimensionamiento de la zapata, se analizará que la presión de contacto actuante en el area de apoyo de la fundación (Provenientes de las cargas de servicio) no superen a la capacidad de carga admisible.

Sin embargo, la capacidad de carga admisible será modificada para obtener el esfuerzo neto en la base de la zapata, el cual resta a la capacidad de carga admisible del suelo el peso de la zapata y el relleno.

A efectos de verificación del dimensionamiento de la zapata, el esfuerzo neto en la base de la zapata se calculará con la siguiente expresión:

$$q_n = q_{adm} - \gamma D_f - S/C$$

$$q_n = 77.81 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{adm} = 0.105 \text{ MPa}$$

$$\gamma = 16.73 \text{ kN/m}^3$$

$$D_f = 1.50 \text{ m}$$

$$S/C = 2.45 \text{ KN/m}^2$$

Las cargas de servicio son:

$$\begin{array}{ll}
 P= 620.19 \text{ kN} & \text{En:} \\
 M_{xs}= -5.00 \text{ kN}\cdot\text{m} & B= 2.00 \text{ m} \\
 M_{ys}= -4.02 \text{ kN}\cdot\text{m} & L= 2.45 \text{ m}
 \end{array}$$

Por lo tanto las excentricidades (Respecto a los ejes de aplicación) serán:

$$e_x = \frac{M_y}{P} = -0.01 < \frac{L}{6} = 0.408 \quad \text{OK.!$$

$$e_y = \frac{M_x}{P} = -0.01 < \frac{B}{6} = 0.333 \quad \text{OK.!$$

Según Garza (2000), la determinación de las presiones de contacto en zapatas con flexión biaxial, en la cual se generan excentricidades, para la determinación de las dimensiones, son calculadas con las siguientes expresiones:

En el punto 1:

$$q_{1s} = \frac{P}{BL} \left(1 - \frac{6e_x}{L} - \frac{6e_y}{B} \right)$$

En el punto 2:

$$q_{2s} = \frac{P}{BL} \left(1 - \frac{6e_x}{L} + \frac{6e_y}{B} \right)$$

En el punto 3:

$$q_{3s} = \frac{P}{BL} \left(1 + \frac{6e_x}{L} + \frac{6e_y}{B} \right)$$

En el punto 4:

$$q_{4s} = \frac{P}{BL} \left(1 + \frac{6e_x}{L} - \frac{6e_y}{B} \right)$$

En las expresiones se debe verificar que:

$$q_{min s} \geq 0$$

$$q_{max s} \leq q_n$$

Entonces:

Punto 1: $q_{1s} = 132.00 \text{ KN/m}^2$

Punto 2: $q_{2s} = 125.16 \text{ KN/m}^2$

Punto 3: $q_{3s} = 121.14 \text{ KN/m}^2$

Punto 4: $q_{4s} = 127.98 \text{ KN/m}^2$

$q_{min s} = 121.14 \text{ KN/m}^2 > 0$ *Cumple*

No hay tensiones

$q_{max s} = 132.00 \text{ KN/m}^2 > q_n = 77.81 \text{ KN/m}^2$ *No cumple*

Se excede la capacidad de carga

Por lo tanto, las dimensiones en planta de la zapata no son suficientes.

2. Verificación del peralte de la zapata.

Revisión de Cortante por punzonamiento en sección crítica a “d/2” del pedestal (cortante bidireccional)

El cortante por punzonamiento se evalúa para la condición de carga más alta.

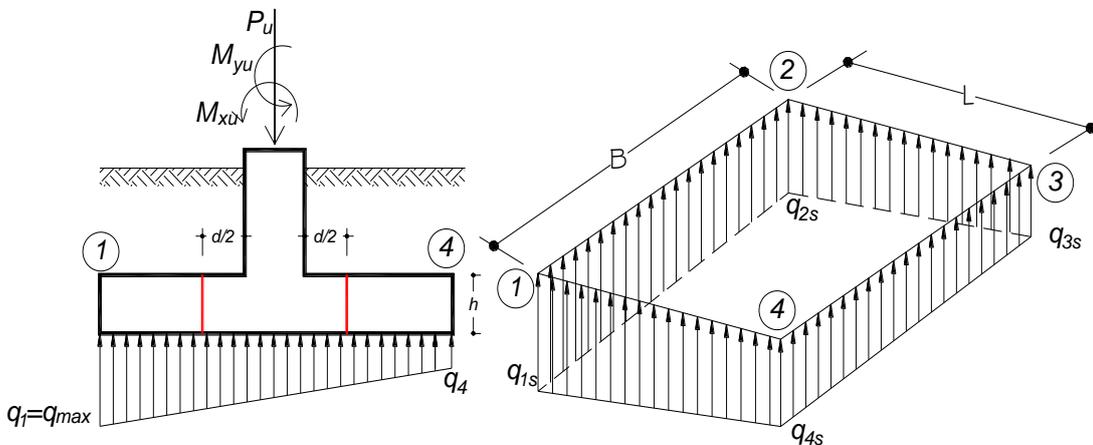
La zapata existente posee un peralte de 75 centímetros, entonces:

$$h = 0.75 \text{ m}$$

La profundidad efectiva para un recubrimiento $d' = 0.07 \text{ m}$ es:

$$d = h - d' = 0.75 - 0.07 = 0.68 \text{ m}$$

$$d = 680 \text{ mm}$$



Sección crítica a d/2

Distribución de presiones en la zapata

Cortante por punzonamiento.

Las cargas mayoradas son:

$$P_u = 930.29 \text{ kN}$$

La fuerza total por punzonamiento que hace el pedestal sobre la placa es:

$$V_{up} = P_u - \frac{q_{4u} + q_{u \max}}{2} [(b_c + d)(l_c + d)]$$

$$q_{4u} = 192.0 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{u \max} = 197.99 \text{ KN/m}^2$$

$$b_c = 0.30 \text{ m}$$

$$l_c = 0.75 \text{ m}$$

$$d = 0.68 \text{ m}$$

$$V_{up} = 657.04 \text{ kN}$$

El esfuerzo cortante por punzonamiento es:

$$v_{up} = \frac{V_{up}}{b_0 d}$$

Donde:

$$b_0 = 2((b_c + d) + (l_c + d))$$

$$b_0 = 4.82 \text{ m}$$

$$v_{up} = 200.46 \text{ KN/m}^2$$

$$v_{up} = 0.20 \text{ MPa}$$

Debe cumplirse que:

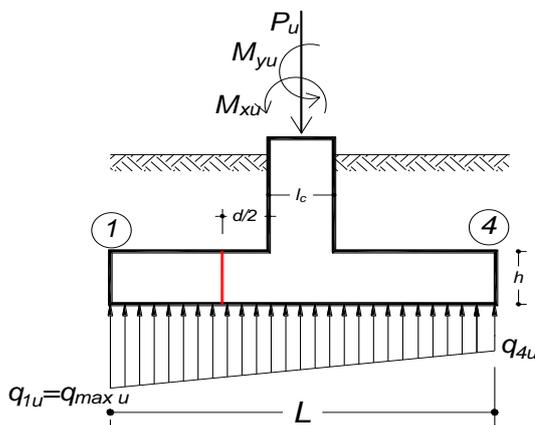
$$v_{up} \leq \begin{cases} \frac{\phi_v \sqrt{f'_c}}{3} \\ \frac{\phi_v \sqrt{f'_c}}{6} \left(1 + \frac{\alpha_s d}{2b_0} \right), \alpha_s = \begin{cases} 40 \text{ Columna interior} \\ 30 \text{ Columna borde} \\ 20 \text{ Columna esquina} \end{cases} \\ \frac{\phi_v \sqrt{f'_c}}{6} \left(1 + \frac{2}{\beta_c} \right), \beta_c = \frac{b_p}{l_p} \end{cases}$$

Con $\phi_v = 0.85$ $\alpha_s = 40$ $\beta_c = 0.40$ $f'_c = 21 \text{ MPa}$

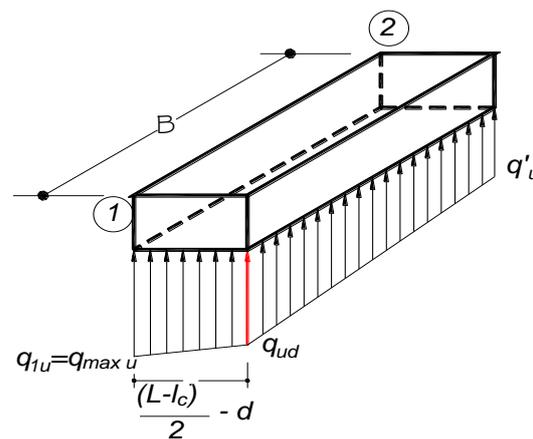
$$0.20 \text{ MPa} \leq \begin{cases} 1.29 \text{ MPa} & \text{Cumple} \\ 2.46 \text{ MPa} & \text{Cumple} \\ 3.86 \text{ MPa} & \text{Cumple} \end{cases}$$

Cortante directo sección crítica a "d" del pedestal (cortante unidireccional)

El cortante directo se evalúa para la condición de carga más alta.



Cortante directo



Sección crítica a "d"

$$q_{ud} = q_{\max u} - \frac{q_{\max u} - q_{4u}}{L} \left[\frac{L - l_c}{2} - d \right]$$

$$q_{ud} = 197.58 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{4u} = 192.0 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{u \max} = 197.99 \text{ KN/m}^2$$

$$b_c = 0.30 \text{ m}$$

$$l_c = 0.75 \text{ m}$$

$$d = 0.68 \text{ m}$$

$$L = 2.45 \text{ m}$$

$$B = 2.00 \text{ m}$$

La fuerza cortante vertical que actúa sobre el voladizo es:

$$V_{ud} = \frac{q_{\max u} + q_{ud}}{2} \left[\frac{L - l_c}{2} - d \right] \cdot B$$

$$V_{ud} = 67.25 \text{ kN}$$

El esfuerzo cortante es:

$$v_{ud} = \frac{V_{ud}}{Bd}$$

$$v_{ud} = 67.25 / ((2)(0.68))$$

$$v_{ud} = 49.45 \text{ KN/m}^2$$

$$v_{ud} = 0.0494 \text{ MPa}$$

Éste debe ser menor que el resistido por el concreto:

$$v_{ud} \leq \frac{\phi_v \sqrt{f'_c}}{6}$$

Con $\phi_v = 0.85$ $f'_c = 20.60 \text{ MPa}$, se obtiene:

$$v_{ud} = 0.0494 \text{ MPa} \leq 0.6430 \text{ MPa} \quad \text{Cumple}$$

3. Análisis:

Según las verificaciones realizadas, las dimensiones en planta (BxL) de la zapata existente no son suficientes. Esto es debido a que las reacciones de apoyo en la base de la fundación, provenientes de las cargas de la estructura, superan al esfuerzo neto en la base de la zapata. Sin embargo, en la revisión del peralte de la zapata, del análisis por cortante y punzonamiento, se verifica que el peralte de la zapata es adecuado.

Por lo expuesto, del párrafo anterior, es necesario realizar el reforzamiento de la zapata.

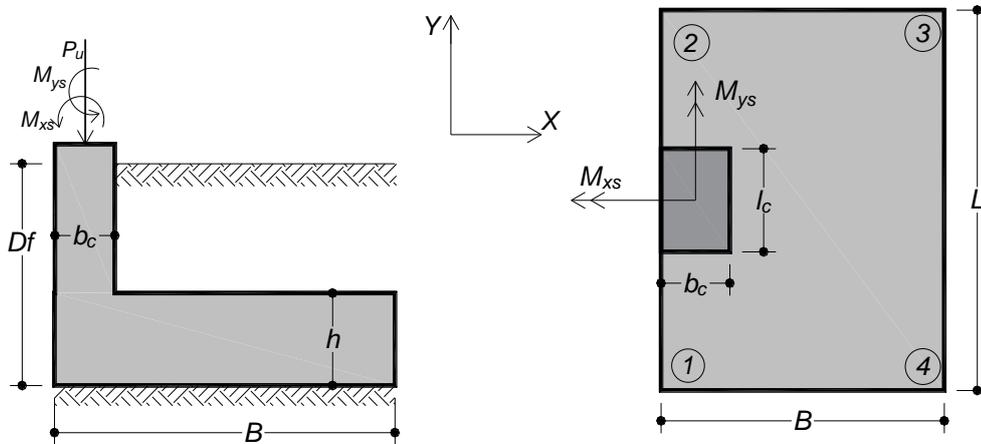
REVISIÓN DE ZAPATA MEDIANERA CON FLEXION BIAXIAL

Datos del análisis estructural:

- $P = 471.81 \text{ kN}$
- $M_{xs} = -2.41 \text{ kN}\cdot\text{m}$
- $M_{ys} = -25.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$
- $q_{adm} = 0.104 \text{ MPa}$
- $f_c = 21 \text{ MPa}$
- $F_y = 412 \text{ MPa}$
- $\gamma = 16.73 \text{ kN/m}^3$
- $S/C = 0.25 \text{ Tn/m}^2 = 2.45 \text{ KN/m}^2$

Geometría:

- $B = 1.50 \text{ m}$ Verificada In-situ
- $L = 2.45 \text{ m}$ Verificada In-situ
- $D_f = 1.50 \text{ m}$ Verificada In-situ
- $b_c = 0.30 \text{ m}$
- $l_c = 0.50 \text{ m}$
- $h = 0.75 \text{ m}$ Verificada In-situ
- $d' = 0.07 \text{ m}$



1. Verificación del dimensionamiento:

El área de apoyo de la base de la fundación se determina a partir de las fuerzas sin mayorar y el esfuerzo neto en la base de la zapata.

A efectos de verificación del dimensionamiento de la zapata, el esfuerzo neto en la base de la zapata se calculará con la siguiente expresión:

$$q_n = q_{adm} - \gamma D_f - S/C$$

Con: $q_{adm} = 0.104 \text{ MPa}$
 $\gamma = 16.73 \text{ kN/m}^3$
 $S/C = 2.45 \text{ KN/m}^2$
 $D_f = 1.50 \text{ m}$

$$q_n = 76.57 \text{ KN/m}^2$$

Las cargas de servicio son:

- $P = 471.81 \text{ kN}$
- $M_{xs} = -2.41 \text{ kN}\cdot\text{m}$ Momentos (Reacción de apoyo)
- $M_{ys} = -25.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$ Momentos (Reacción de apoyo)

Por lo tanto las excentricidades (Respecto a los ejes de aplicación) serán:

- Con: $B = 1.50 \text{ m}$
- $L = 2.45 \text{ m}$

$$e_x = \frac{M_y}{P} = -0.05 < \frac{L}{6} = 0.408 \quad \text{OK.}!$$

$$e_y = \frac{M_x}{P} = 0.00 < \frac{B}{6} = 0.25 \quad \text{OK.!$$

Se verifica que la excentricidad respecto al eje Y es 0, entonces, el análisis se realizará con excentricidad en el eje X

Entonces, la verificación del dimensionamiento de la zapata se determinará según la reacción del suelo (Presiones de contacto) debido al efecto de la excentricidad en X:

El cálculo de las presiones de contacto, cuando $e_y=0$, son las siguientes:

En el punto 1 y 2:

$$q_{1s}, q_{2s} = \frac{P}{BL} \left(1 - \frac{6e_x}{L} \right)$$

En el punto 3 y 4:

$$q_{3s}, q_{4s} = \frac{P}{BL} \left(1 + \frac{6e_x}{L} \right)$$

En las expresiones se debe verificar que:

$$q_{min\ s} \geq 0$$

$$q_{max\ s} \leq q_n$$

Entonces:

Punto 1: $q_{1\ s} = 145.04 \text{ KN/m}^2$

Punto 2: $q_{2\ s} = 145.04 \text{ KN/m}^2$

Punto 3: $q_{3\ s} = 111.72 \text{ KN/m}^2$

Punto 4: $q_{4\ s} = 111.72 \text{ KN/m}^2$

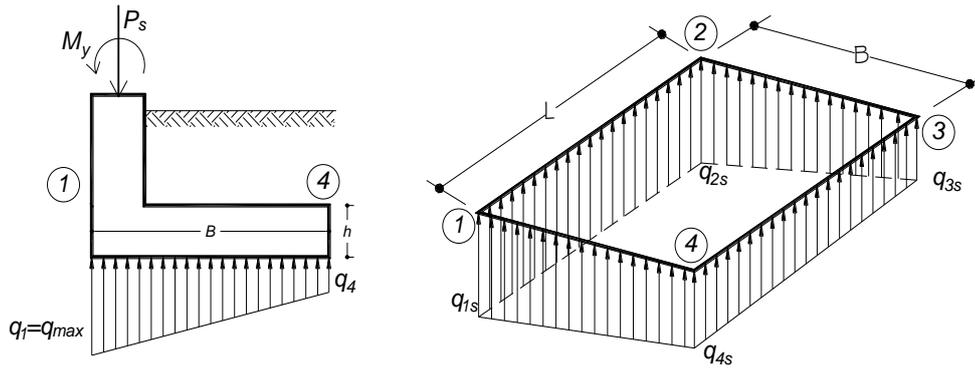
$q_{min\ s} = 111.72 \text{ KN/m}^2 > 0$ *Cumple*

No hay tensiones

$q_{max\ s} = 145.04 \text{ KN/m}^2 > q_n = 76.57 \text{ KN/m}^2$ *No cumple*

Se excede la capacidad de carga

Se verifica que las presiones de contacto en la base superan ampliamente a la capacidad de carga admisible, esto es debido a que las dimensiones de la zapata no son suficientes, por lo que es necesario el reforzamiento.



2. Verificación del peralte de la zapata.

Revisión de cortante por punzonamiento sección crítica a “d/2” del pedestal (cortante bidireccional)

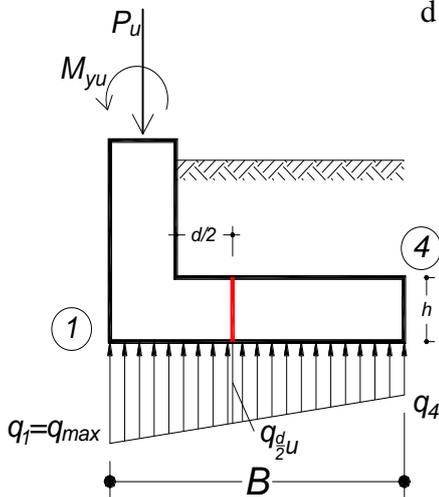
El cortante por punzonamiento se evalúa para la condición de carga más alta La zapata existente posee un peralte de 75 centímetros, entonces:

$$h = 0.75 \text{ m}$$

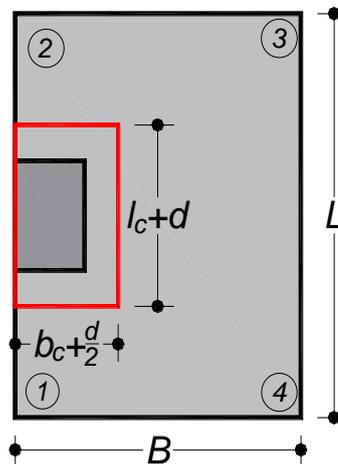
La profundidad efectiva para un recubrimiento $d' = 0.07 \text{ m}$, es:

$$d = h - d' = 0.75 - 0.07 = 0.68 \text{ m}$$

$$d = 680 \text{ mm}$$



Sección crítica a $d/2$



Distribución de presiones en la zapata

Cortante por punzonamiento.

Las cargas mayoradas son:

$$Pu = 707.72 \text{ kN}$$

$$q_{4u} = q_{u \text{ min}} = 167.6 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{u \text{ max}} = 217.57 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{\frac{d}{2}u} = q_{u \max} - \frac{q_{u \max} - q_{u \min}}{B} \left[b_c + \frac{d}{2} \right]$$

Con: $b_c = 0.30 \text{ m}$ $d = 0.68 \text{ m}$ $B = 1.50 \text{ m}$, se tiene que:

$$q_{\frac{d}{2}u} = 196.2 \text{ KN/m}^2$$

La fuerza total por punzonamiento que hace la columna sobre la placa es:

$$V_{up} = P_u - \frac{q_{u \max} + q_{\frac{d}{2}u}}{2} \left[(b_c + \frac{d}{2})(l_c + d) \right]$$

$$V_{up} = 551.46 \text{ kN}$$

$q_{\frac{d}{2}u} = 196.2 \text{ KN/m}^2$
 $q_{u \max} = 217.57 \text{ KN/m}^2$
 $b_c = 0.30 \text{ m}$
 $l_c = 0.50 \text{ m}$
 $d = 0.68 \text{ m}$

El esfuerzo cortante por punzonamiento es:

$$v_{up} = \frac{V_{up}}{b_0 d}$$

Donde:

$$b_0 = 2(b_c + \frac{d}{2}) + (l_c + d)$$

$$b_0 = 2.46 \text{ m}$$

Entonces:

$$v_{up} = 329.66 \text{ KN/m}^2$$

$$v_{up} = 0.33 \text{ MPa}$$

Debe cumplirse que:

$$v_{up} \leq \begin{cases} \frac{\phi_v \sqrt{f'_c}}{3} \\ \frac{\phi_v \sqrt{f'_c}}{6} \left(1 + \frac{\alpha_s d}{2b_0} \right), \alpha_s = \begin{cases} 40 \text{ Columna interior} \\ 30 \text{ Columna borde} \\ 20 \text{ Columna esquina} \end{cases} \\ \frac{\phi_v \sqrt{f'_c}}{6} \left(1 + \frac{2}{\beta_c} \right), \beta_c = \frac{b_p}{l_p} \end{cases}$$

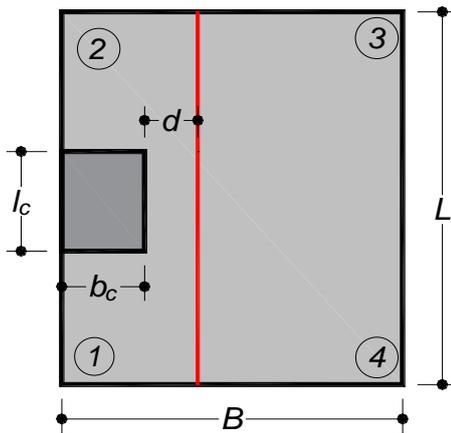
Con $\phi_v = 0.85$ $\alpha_s = 30$ $\beta_c = 0.60$ $f'_c = 21 \text{ MPa}$

$$0.33 \text{ MPa} \leq \begin{cases} 1.29 \text{ MPa} & \text{Cumple} \\ 3.31 \text{ MPa} & \text{Cumple} \\ 2.79 \text{ MPa} & \text{Cumple} \end{cases}$$

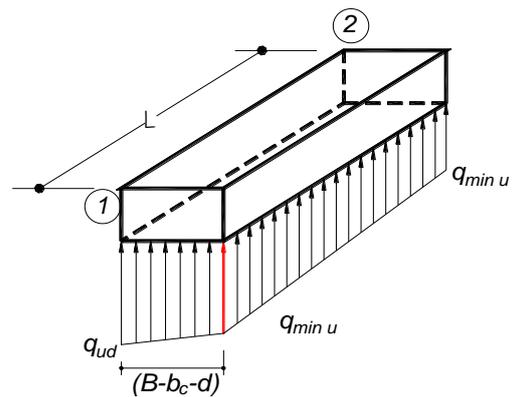
Cortante directo sección crítica a "d" del pedestal (cortante unidireccional)

El cortante unidireccional se chequea para el sentido longitudinal (L) y transversal(B)

Sentido longitudinal (L):



Cortante directo



Sección crítica a "d"

$$q_{ud} = q_{min\ u} + \frac{q_{max\ u} - q_{min\ u}}{B} [B - bc - d]$$

$$q_{ud} = 184.91 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{min} = 167.6 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{u\ max} = 217.57 \text{ KN/m}^2$$

$$bc = 0.30 \text{ m}$$

$$l_c = 0.50 \text{ m}$$

$$d = 0.68 \text{ m}$$

$$L = 2.45 \text{ m}$$

$$B = 1.50 \text{ m}$$

La fuerza cortante vertical que actúa sobre el voladizo es:

$$V_{ud} = \frac{q_{min\ u} + q_{ud}}{2} [B - bc - d] \cdot L$$

$$V_{ud} = 388.63 \text{ kN}$$

El esfuerzo cortante es:

$$v_{ud} = \frac{V_{ud}}{Ld}$$

$$v_{ud} = 388.63 / ((2.45)(0.68))$$

$$v_{ud} = 233.27 \text{ KN/m}^2$$

$$v_{ud} = 0.2333 \text{ MPa}$$

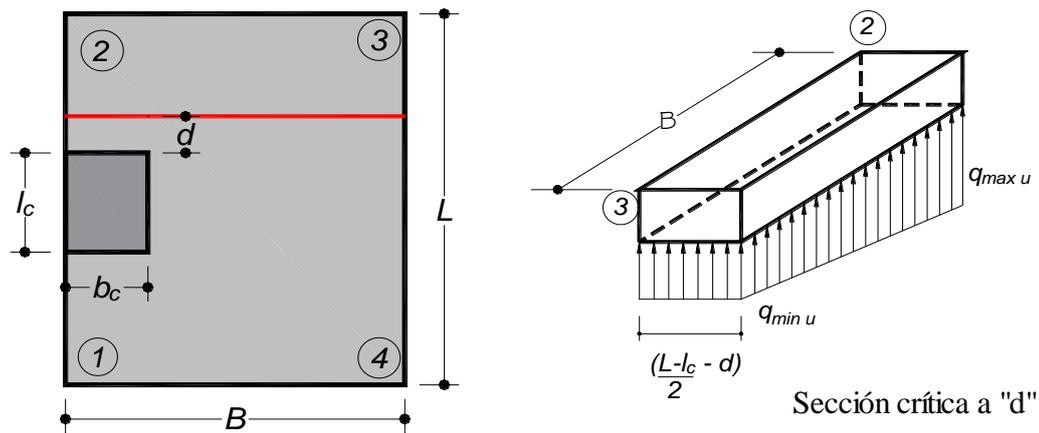
Éste debe ser menor que el resistido por el concreto:

$$v_{ud} \leq \frac{\phi_v \sqrt{f'_c}}{6}$$

Con $\phi_v = 0.85$ $f'_c = 21 \text{ MPa}$, se obtiene:

$$v_{ud} = 0.2333 \text{ MPa} \leq 0.6430 \text{ MPa} \quad \text{Cumple}$$

Sentido transversal (L):



La fuerza cortante vertical que actúa sobre el voladizo es:

$$V_{ud} = \frac{q_{min\ u} + q_{max\ u}}{2} \left[\frac{(L - l_c)}{2} - d \right] \cdot B$$

$$V_{ud} = 85.21 \text{ kN}$$

$$q_{u\ min} = 167.6 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{u\ max} = 217.57 \text{ KN/m}^2$$

$$l_c = 0.50 \text{ m}$$

$$d = 0.68 \text{ m}$$

$$L = 2.45 \text{ m}$$

$$B = 1.50 \text{ m}$$

El esfuerzo cortante es:

$$v_{ud} = \frac{V_{ud}}{Bd}$$

$$v_{ud} = 85.21 / ((1.5)(0.68))$$

$$v_{ud} = 83.54 \text{ KN/m}^2$$

$$v_{ud} = 0.0835 \text{ MPa}$$

Éste debe ser menor que el resistido por el concreto:

$$v_{ud} \leq \frac{\phi_v \sqrt{f'_c}}{6}$$

Con $\phi_v = 0.85$ $f'_c = 21 \text{ MPa}$, se obtiene:

$$v_{ud} = 0.0835 \text{ MPa} \leq 0.6430 \text{ MPa} \quad \text{Cumple}$$

3. Análisis:

Según las verificaciones realizadas, las dimensiones en planta (BxL) de la zapata existente no son suficientes. Esto es debido a que las reacciones de apoyo en la base de la fundación, provenientes de las cargas de la estructura, superan al esfuerzo neto en la base de la zapata. Sin embargo, en la revisión del peralte de la zapata, del análisis por cortante y punzonamiento, se verifica que el peralte de la zapata es adecuado.

Por lo expuesto, del párrafo anterior, es necesario realizar el reforzamiento de la zapata.

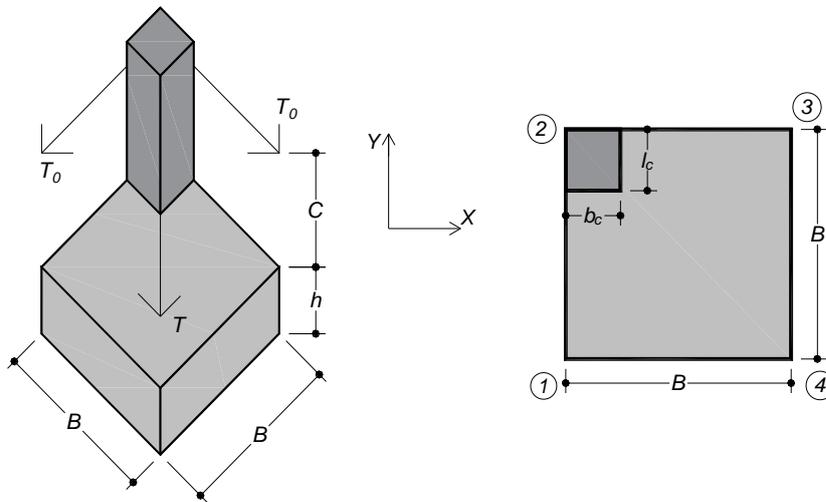
REVISIÓN DE ZAPATA DE ESQUINA CON FLEXION BIAIXIAL

Datos del análisis estructural:

- $P= 386.49 \text{ kN}$
- $M_{xs}= -3.24 \text{ kN}\cdot\text{m}$
- $M_{ys}= 2.35 \text{ kN}\cdot\text{m}$
- $q_{adm}= 0.111 \text{ MPa}$
- $f_c= 21 \text{ MPa}$
- $F_y= 412 \text{ MPa}$
- $\gamma = 16.73 \text{ kN/m}^3$
- $S/C= 0.25 \text{ Tn/m}^2 = 2.45 \text{ KN/m}^2$

Geometría:

- $B = 1.75 \text{ m}$
- $L = 1.75 \text{ m}$
- $D_f = 1.50 \text{ m}$
- $b_c = 0.30 \text{ m}$
- $l_c = 0.50 \text{ m}$
- $h = 0.75 \text{ m}$
- $d' = 0.07 \text{ m}$
- $C = 0.75 \text{ m}$



1. Verificación del dimensionamiento de la zapata:

A efectos de verificación del dimensionamiento de la zapata, el esfuerzo neto en la base de la zapata se calculará con la siguiente expresión:

$$q_n = q_{adm} - \gamma D_f - S/C$$

$$q_n = 83.35 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{adm} = 0.111 \text{ MPa}$$

$$\gamma = 16.73 \text{ kN/m}^3$$

$$S/C = 2.45 \text{ KN/m}^2$$

$$D_f = 1.50 \text{ m}$$

Para el caso, se asumirá que las fuerzas T_0 centran la reacción bajo la zapata, de forma que la presión de contacto en la base de la zapata es uniforme según el análisis planteado por José Calavera, así como L. Garza.

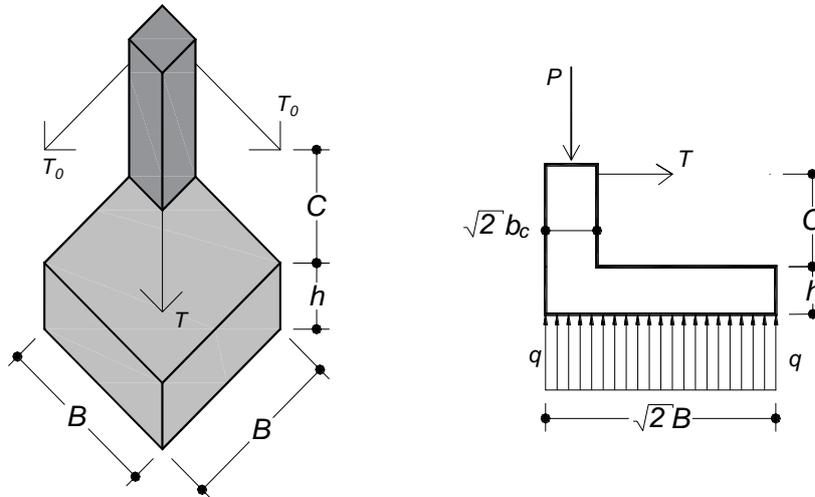
Las cargas de servicio son:

- $P= 386.49 \text{ kN}$
- $M_{xs}= -3.24 \text{ kN}\cdot\text{m}$ Momentos (Reacción de apoyo)
- $M_{ys}= 2.35 \text{ kN}\cdot\text{m}$ Momentos (Reacción de apoyo)

Tomando como momento resultante en la diagonal a:

$$M_r = \sqrt{M_x^2 + M_y^2}$$

$$M_r = 4.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$$



La excentricidad equivalente en la diagonal será:

$$e = \frac{M_r}{P} = \frac{4.00 \text{ kN}\cdot\text{m}}{386.49 \text{ kN}\cdot\text{m}} = 0.010 \text{ m}$$

Con una excentricidad tan pequeña q podría estar dado por:

$$q = \frac{P}{B^2} \quad \text{Con:} \quad P = 386.49 \text{ kN} \\ B = 1.75 \text{ m}$$

$$q = 126.20 \text{ KN/m}^2 > q_n = 83.35 \text{ KN/m}^2 \quad \text{No cumple}$$

Se excede la capacidad de carga

Punto 1: $q_1 = 126.20 \text{ KN/m}^2$
 Punto 2: $q_2 = 126.20 \text{ KN/m}^2$
 Punto 3: $q_3 = 126.20 \text{ KN/m}^2$
 Punto 4: $q_4 = 126.20 \text{ KN/m}^2$
 $q = 126.20 \text{ KN/m}^2$

Se verifica que para las dimensiones de la zapata existente no son suficientes debido a que las presiones de contacto superan al esfuerzo neto (Base de la zapata).

2. Determinación de las fuerzas T_0 :

$$T = \frac{\frac{P(B - b_c)\sqrt{2}}{2} - M_r}{C + h}$$

$$T = 261.51 \text{ kN}$$

Entonces:

$$T_0 = \frac{\sqrt{2}}{2} T = 184.92 \text{ kN}$$

Donde: $P = 386.49 \text{ kN}$
 $B = 1.75 \text{ m}$
 $b_c = 0.30 \text{ m}$
 $M_r = 4.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$
 $C = 0.75 \text{ m}$
 $h = 0.75 \text{ m}$

Las vigas existentes (0.30x0.40) unidas a las columnas de borde, deben ser verificados, tal que se comporten como un elemento eficiente y su diseño debe satisfacer a las demandas de tracción o compresión, dada por la ecuación planteada por Jose Calavera:

$$C \text{ ó } T = 0.25 A_a P_u$$

Según el reporte dado por el programa de modelamiento, la columna mas cargada es la columna con $P_u = 615 \text{ KN}$

$$C \text{ ó } T = 0.25 (0.18) (615.00 \text{ kN}) = 27.68 \text{ kN}$$

Adicionalmente debe resistir la tensión generada por la excentricidad de la zapata medianera ya calculada.

$$T_u = 277.38 \text{ kN} \quad ("1.5xT"; \text{ Recomendación de diseño Luis Garza})$$

$$T_{um} = 277.38 \text{ kN} \times 2 = 554.75 \text{ kN} \quad (\text{Recomendación de diseño Luis Garza}).$$

$$A_{S_{req}} = \frac{T_{um}}{\phi f_y}; \quad \text{Con:} \quad \phi = 0.9 \quad f_y = 412 \text{ MPa}$$

Se obtiene:

$$\begin{aligned} A_{S_{req}} &= 1496.1 \text{ mm}^2 \\ A_{S_{req}} &= 15.0 \text{ cm}^2 \quad (\text{Gobierna}) \end{aligned}$$

$$A_{S_{min}} = 0.01 \times 30 \times 40 = 12.00 \text{ cm}^2 \quad (\text{Como columna})$$

$$A_{S_{existente}} = 8\text{Ø}5/8" = 16 \text{ cm}^2 \quad \text{Cumple...!!}$$

3. Verificación del peralte de la zapata.

Revision de cortante por punzonamiento sección crítica a “d/2” del pedestal (cortante bidireccional)

La verificación correspondiente es similar al caso de análisis de una zapata de borde.

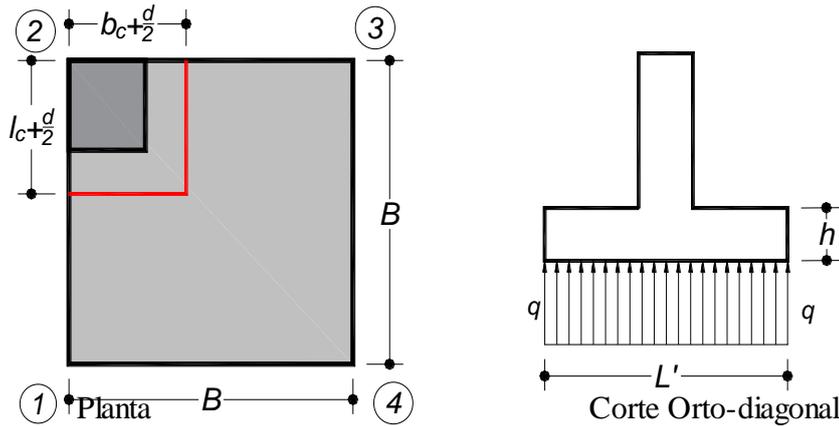
La zapata existente posee un peralte de 75 centímetros, entonces:

$$h = 0.75 \text{ m}$$

La profundidad efectiva para un recubrimiento $d' = 0.07 \text{ m}$. es:

$$d = h - d' = 0.75 - 0.07 = 0.68 \text{ m.}$$

$$d = 680 \text{ mm}$$



Cortante por punzonamiento.

Las cargas mayoradas son:

$$P_u = 579.74 \text{ kN}$$

$$q_u = 189.3 \text{ KN/m}^2$$

Entonces:

$$q_{\frac{d}{2}u} = q_u = 189.3 \text{ KN/m}^2$$

La fuerza total por punzonamiento que hace la columna sobre la placa es:

$$V_{up} = P_u - q_{\frac{d}{2}u} \left[(b_c + \frac{d}{2})(l_c + \frac{d}{2}) \right]$$

$$b_c = 0.30 \text{ m}$$

$$l_c = 0.50 \text{ m}$$

$$d = 0.68 \text{ m}$$

$$V_{up} = 436.77 \text{ kN}$$

El esfuerzo cortante por punzonamiento es:

$$v_{up} = \frac{V_{up}}{b_0 d}$$

Donde:

$$b_0 = (b_c + \frac{d}{2}) + (l_c + \frac{d}{2})$$

$$b_0 = 1.48 \text{ m}$$

Entonces:

$$v_{up} = 434.00 \text{ KN/m}^2$$

$$v_{up} = 0.43 \text{ MPa}$$

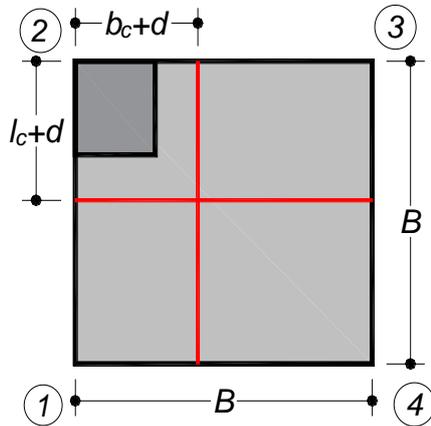
Debe cumplirse que:

$$v_{up} \leq \begin{cases} \frac{\phi_v \sqrt{f'_c}}{3} \\ \frac{\phi_v \sqrt{f'_c}}{6} \left(1 + \frac{\alpha_s d}{2b_0} \right), \alpha_s = \begin{cases} 40 \text{ Columna interior} \\ 30 \text{ Columna borde} \\ 20 \text{ Columna esquina} \end{cases} \\ \frac{\phi_v \sqrt{f'_c}}{6} \left(1 + \frac{2}{\beta_c} \right), \beta_c = \frac{b_p}{l_p} \end{cases}$$

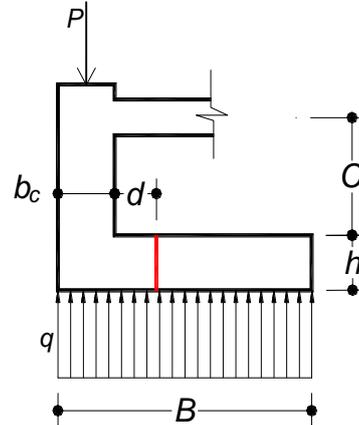
Con $\phi_v = 0.85$ $\alpha_s = 20$ $\beta_c = 0.60$ $f'_c = 21 \text{ MPa}$

$$0.43 \text{ MPa} \leq \begin{cases} 1.29 \text{ MPa} & \text{Cumple} \\ 3.60 \text{ MPa} & \text{Cumple} \\ 2.79 \text{ MPa} & \text{Cumple} \end{cases}$$

Cortante directo sección crítica a "d" del pedestal



Cortante directo



Sección crítica a "d"

La fuerza cortante vertical que actúa sobre el voladizo es:

$$V_{ud} = q_{ud}[B - b_c - d] \cdot B$$

Donde:

$$q_{ud} = 189.3 \text{ KN/m}^2$$

Entonces:

$$b_c = 0.30 \text{ m}$$

$$l_c = 0.50 \text{ m}$$

$$d = 0.68 \text{ m}$$

$$B = 1.75 \text{ m}$$

$$V_{ud} = 189.3 (1.75 - 0.3 - 0.68) 1.75$$

$$V_{ud} = 255.08 \text{ kN}$$

El esfuerzo cortante es:

$$v_{ud} = \frac{V_{ud}}{Bd}$$

$$v_{ud} = 255.08 / ((1.75)(0.68))$$

$$v_{ud} = 214.36 \text{ KN/m}^2$$

$$v_{ud} = 0.2144 \text{ MPa}$$

Éste debe ser menor que el resistido por el concreto:

$$v_{ud} \leq \frac{\phi_v \sqrt{f'_c}}{6}$$

Con $\phi_v = 0.85$ $f'_c = 21 \text{ MPa}$, se obtiene:

$$v_{ud} = 0.2144 \text{ MPa} \leq 0.6430 \text{ MPa} \quad \text{Cumple}$$

3. Análisis:

Según las verificaciones realizadas, las dimensiones en planta (BxL) de la zapata existente no son suficientes. Esto es debido a que las reacciones de apoyo en la base de la fundación, provenientes de las cargas de la estructura, superan al esfuerzo neto en la base de la zapata. Sin embargo, en la revisión del peralte de la zapata, del análisis por cortante y punzonamiento, se verifica que el peralte de la zapata es adecuado.

Por lo expuesto, del párrafo anterior, es necesario realizar el reforzamiento de la zapata.

Según el análisis de las tres zapatas, existe la necesidad de reforzamiento, debido a las dimensiones insuficientes.

Para el caso de todas las zapatas, debido a que no se disponen de planos de cimentación, lo recomendable es que se realicen estudios geofísicos¹¹, como técnicas no destructivas, para confirmar los valores reales de las dimensiones, así mismo, la evaluación a detalle de la interacción suelo estructura, los cuales no son llevados a cabo en esta tesis. Sin embargo, se presume pequeñas variaciones en las dimensiones, por las cuales, de diferir las dimensiones, el proceso se corrige y se sigue la metodología de análisis de las zapatas propuestas.

5.4.6.3 PROPUESTA DE REFORZAMIENTO DE ZAPATAS

Según el análisis de las zapatas, existe la necesidad de reforzamiento de las zapatas, debido a que sus dimensiones en planta son insuficientes. Para el reforzamiento de las zapatas, sea indistinto de la ubicación, se propone realizar recalces superficiales, incrementando las dimensiones en planta de las zapatas, según se muestra en la siguiente figura, lo correspondiente a la zapata central más crítica analizada:

¹¹ Los estudios geofísicos son técnicas desarrolladas a partir de métodos físicos que ayudan a revelar la presencia o ausencia de cuerpos y estructuras dentro del subsuelo que no pueden verse a simple vista pero que, por sus propiedades físicas distintas al medio que les rodea pueden ser detectados / <http://geoqualia.com/estudios-geofisicos-que-son/>

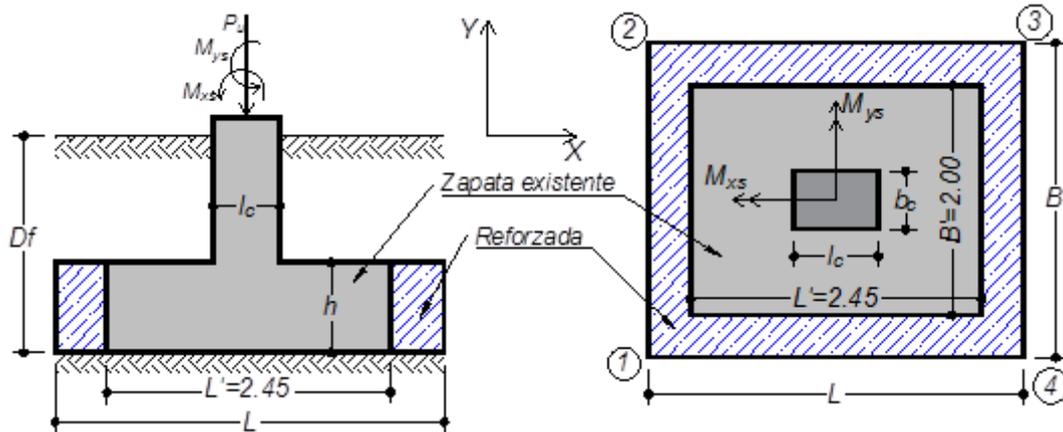


Figura 5.36: Propuesta de reforzamiento de zapata central por recalce superficial - Puno

A continuación, se presenta el cálculo de los reforzamientos por recalces superficiales, los cuales serán llevado a cabo según el siguiente orden:

- Reforzamiento de la zapata aislada central con flexión biaxial
- Reforzamiento de la zapata aislada medianera con flexión biaxial
- Reforzamiento de la zapata aislada de esquina con flexión biaxial.

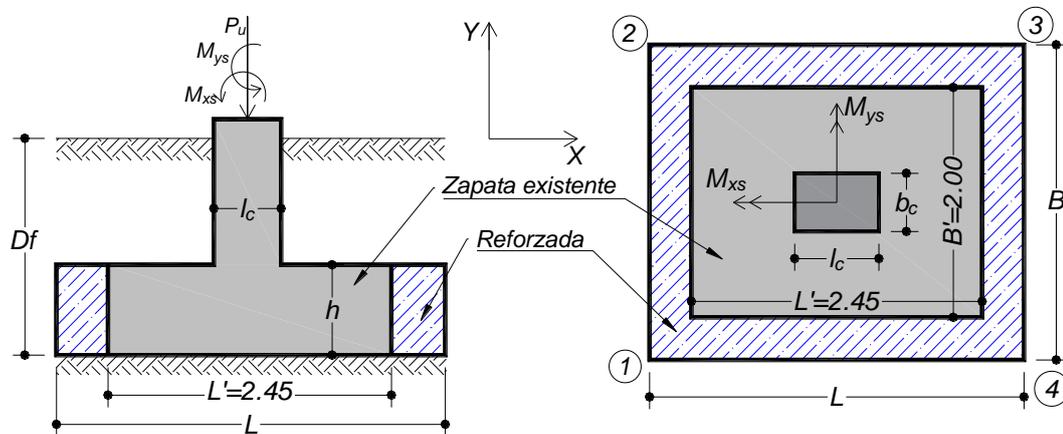
REFORZAMIENTO DE ZAPATA CENTRAL CON FLEXION BIAIXAL

Datos del análisis estructural:

- $P = 620.19 \text{ kN}$
- $M_{xs} = -5.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$
- $M_{ys} = -4.02 \text{ kN}\cdot\text{m}$
- $q_{adm} = 0.105 \text{ MPa}$
- $f_c = 21 \text{ MPa}$
- $F_y = 412 \text{ MPa}$
- $\gamma = 16.73 \text{ kN/m}^3$
- $S/C = 0.25 \text{ Tn/m}^2 = 2.45 \text{ KN/m}^2$

Geometría:

- $B' = 2.00 \text{ m}$ (Existente)
- $L' = 2.45 \text{ m}$ (Existente)
- $D_f = 1.50 \text{ m}$
- $b_c = 0.30 \text{ m}$
- $l_c = 0.75 \text{ m}$
- $h = 0.75 \text{ m}$
- $d' = 0.07 \text{ m}$



1. Determinación de las dimensiones requeridas:

Según el análisis realizado, para la zapata se requiere aumentar la superficie de transmisión de cargas. Para el reforzamiento de la zapata, se optó por el recalce superficial, incrementando las dimensiones en planta.

Esfuerzo neto en la base de la zapata:

$$q_n = q_{adm} - \gamma D_f - S/C$$

$$q_n = 77.81 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{adm} = 0.105 \text{ MPa}$$

$$\gamma = 16.73 \text{ kN/m}^3$$

$$S/C = 2.45 \text{ KN/m}^2$$

$$D_f = 1.50 \text{ m}$$

Las cargas de servicio son:

$$P = 620.19 \text{ kN}$$

$$M_{xs} = -5.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{ys} = -4.02 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Por lo tanto las excentricidades serán:

$$e_x = \frac{M_y}{P} = -0.01 \text{ m}$$

$$e_y = \frac{M_x}{P} = -0.01 \text{ m}$$

Según L. Garza, (2000), la determinación de las presiones de contacto en zapatas con flexión biaxial, en la cual se generan excentricidades, son calculadas con las siguientes expresiones:

En el punto 1:

$$q_{1s} = \frac{P}{BL} \left(1 - \frac{6e_x}{L} - \frac{6e_y}{B} \right)$$

En el punto 2:

$$q_{2s} = \frac{P}{BL} \left(1 - \frac{6e_x}{L} + \frac{6e_y}{B} \right)$$

En el punto 3:

$$q_{3s} = \frac{P}{BL} \left(1 + \frac{6e_x}{L} + \frac{6e_y}{B} \right)$$

En el punto 4:

$$q_{4s} = \frac{P}{BL} \left(1 + \frac{6e_x}{L} - \frac{6e_y}{B} \right)$$

En las expresiones se debe verificar que:

$$q_{min s} \geq 0$$

$$q_{max s} \leq q_n$$

Existen numerables valores que cumplen la desigualdad. Para facilitar la solución, S. Laura (2016), da la siguiente expresión para la menor dimensión de la zapata:

$$B_{min} \geq \frac{\alpha|e_x| + |e_y| + \sqrt{\frac{\alpha P}{q_n} + (\alpha|e_x| - |e_y|)^2}}{\alpha}$$

Donde: $\alpha = \frac{L}{B}$

Partiendo de las dimensiones existentes:

$$\alpha = \frac{L'}{B'} = \frac{2.45 \text{ m}}{2.00 \text{ m}} \quad \alpha = 1.225$$

$$e_x = -0.01 \text{ m}$$

$$e_y = -0.01 \text{ m}$$

Entonces:

$$B_{min} \geq 2.56 \text{ m}$$

Ítem	B (m)	L (m)	q _{max} (kN/m ²)	q _{min} (kN/m ²)
1	2.6	2.6	95.02 KN/m ²	88.47 KN/m ²
2	2.7	3	79.09 KN/m ²	74.04 KN/m ²
3	2.7	3.1	76.51 KN/m ²	71.69 KN/m ²

Por lo tanto, se toma el valor de: **B = 2.70 m**
L = 3.10 m

Verificación de las condiciones $e_y \leq L/6$ y $e_x \leq B/6$

$$e_x = -0.01 < \frac{B}{6} = 0.45 \quad \text{OK.!$$

$$e_y = -0.01 < \frac{L}{6} = 0.517 \quad \text{OK.!$$

Por lo tanto el ítem 3 satisface las condiciones exigidas.

Entonces, con: **B = 2.70 m** y **L = 3.10 m**, se obtiene las presiones:

- Punto 1: $q_{1s} = 76.51 \text{ KN/m}^2$
- Punto 2: $q_{2s} = 73.54 \text{ KN/m}^2$
- Punto 3: $q_{3s} = 71.69 \text{ KN/m}^2$
- Punto 4: $q_{4s} = 74.65 \text{ KN/m}^2$

$$q_{min s} = 71.69 \text{ KN/m}^2 > 0 \quad \text{Cumple}$$

No hay tensiones

$$q_{max s} = 76.51 \text{ KN/m}^2 < q_n = 77.81 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Cumple}$$

Las dimensiones son adecuadas

Por lo tanto, las nuevas dimensiones en planta de la zapata son suficientes.

2. Verificación del peralte de la zapata.

**Cortante por punzonamiento sección crítica a “d/2” del pedestal
(cortante bidireccional)**

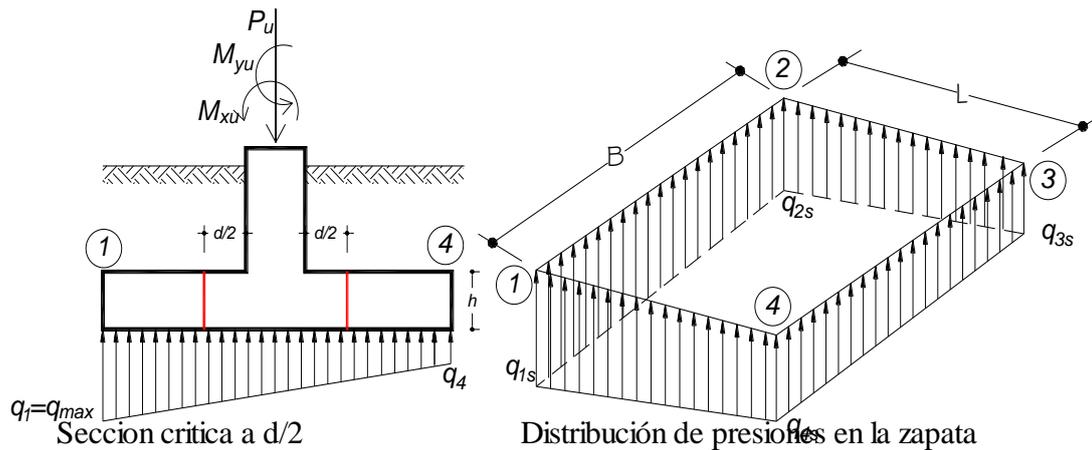
El cortante por punzonamiento se evalúa para la condición de carga más alta
La zapata existente posee un peralte de 75 centímetros, entonces:

$$h = 0.75 \text{ m}$$

La profundidad efectiva para un recubrimiento $d' = 0.07 \text{ m}$ es:

$$d = h - d' = 0.75 - 0.07 = 0.68 \text{ m}$$

$$d = 680 \text{ mm}$$



Cortante por punzonamiento.

Las cargas mayoradas son:

$$P_u = 930.29 \text{ kN}$$

La fuerza total por punzonamiento que hace el pedestal sobre la placa es:

$$V_{up} = P_u - \frac{q_{4u} + q_{u \max}}{2} [(b_c + d)(l_c + d)]$$

$$V_{up} = 771.41 \text{ kN}$$

$$q_{4u} = 112.0 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{u \max} = 114.76 \text{ KN/m}^2$$

$$b_c = 0.30 \text{ m}$$

$$l_c = 0.75 \text{ m}$$

$$d = 0.68 \text{ m}$$

El esfuerzo cortante por punzonamiento es:

$$v_{up} = \frac{V_{up}}{b_0 d}$$

Donde:

$$b_0 = 2((b_c + d) + (l_c + d))$$

$$b_0 = 4.82 \text{ m}$$

$$v_{up} = 235.36 \text{ KN/m}^2$$

$$v_{up} = 0.24 \text{ MPa}$$

Debe cumplirse que:

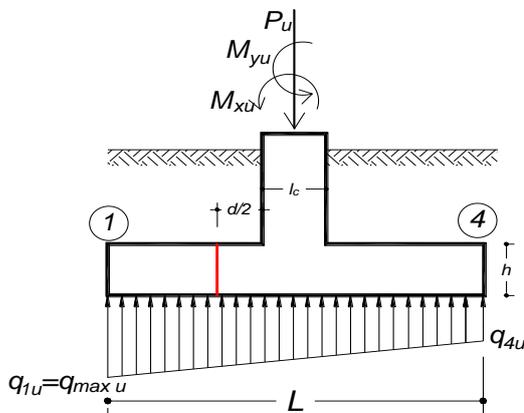
$$v_{up} \leq \begin{cases} \frac{\phi_v \sqrt{f'_c}}{3} \\ \frac{\phi_v \sqrt{f'_c}}{6} \left(1 + \frac{\alpha_s d}{2b_0} \right), \alpha_s = \begin{cases} 40 \text{ Columna interior} \\ 30 \text{ Columna borde} \\ 20 \text{ Columna esquina} \end{cases} \\ \frac{\phi_v \sqrt{f'_c}}{6} \left(1 + \frac{2}{\beta_c} \right), \beta_c = \frac{b_p}{l_p} \end{cases}$$

Con $\phi_v = 0.85$ $\alpha_s = 40$ $\beta_c = 0.40$ $f'_c = 21 \text{ MPa}$

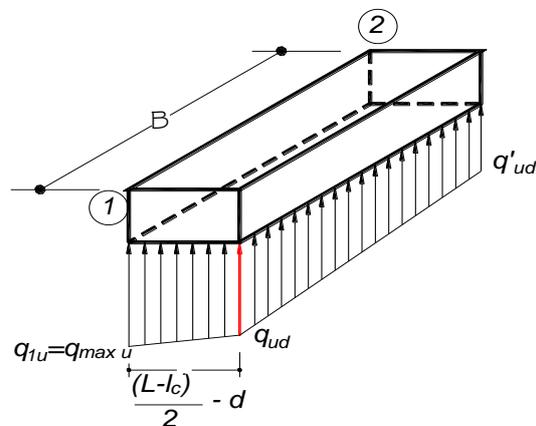
$$0.24 \text{ MPa} \leq \begin{cases} 1.29 \text{ MPa} & \text{Cumple} \\ 2.46 \text{ MPa} & \text{Cumple} \\ 3.86 \text{ MPa} & \text{Cumple} \end{cases}$$

Cortante directo sección crítica a "d" del pedestal (cortante unidireccional)

El cortante directo se evalúa para la condición de carga más alta.



Cortante directo



Sección crítica a "d"

$$q_{ud} = q_{\max u} - \frac{q_{\max u} - q_{4u}}{L} \left[\frac{L - l_c}{2} - d \right]$$

$$q_{ud} = 114.32 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{4u} = 112.0 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{u \max} = 114.76 \text{ KN/m}^2$$

$$b_c = 0.30 \text{ m}$$

$$l_c = 0.75 \text{ m}$$

$$d = 0.68 \text{ m}$$

$$L = 3.10 \text{ m}$$

$$B = 2.70 \text{ m}$$

La fuerza cortante vertical que actúa sobre el voladizo es:

$$V_{ud} = \frac{q_{max\ u} + q_{ud}}{2} \left[\frac{L - l_c}{2} - d \right] \cdot B$$

$$V_{ud} = 153.08 \text{ kN}$$

El esfuerzo cortante es:

$$v_{ud} = \frac{V_{ud}}{Bd}$$

$$v_{ud} = 153.08 / ((2.7)(0.68))$$

$$v_{ud} = 83.38 \text{ KN/m}^2$$

$$v_{ud} = 0.0834 \text{ MPa}$$

Éste debe ser menor que el resistido por el concreto:

$$v_{ud} \leq \frac{\phi_v \sqrt{f'_c}}{6}$$

Con $\phi_v = 0.85$ $f'_c = 20.60 \text{ MPa}$, se obtiene:

$$v_{ud} = 0.0834 \text{ MPa} \leq 0.6430 \text{ MPa} \quad \text{Cumple}$$

∴ Las nuevas dimensiones en planta de la zapata son adecuadas;

Según el análisis realizado, no es necesario incrementar el peralte de la zapata.

$$\text{Reforzado} \leq \begin{cases} B = 2.70 \text{ m} \\ L = 3.10 \text{ m} \\ h = 0.75 \text{ m} \end{cases} \quad \text{Sin refuerzo} \leq \begin{cases} B' = 2.00 \text{ m} \\ L' = 2.45 \text{ m} \\ h = 0.75 \text{ m} \end{cases}$$

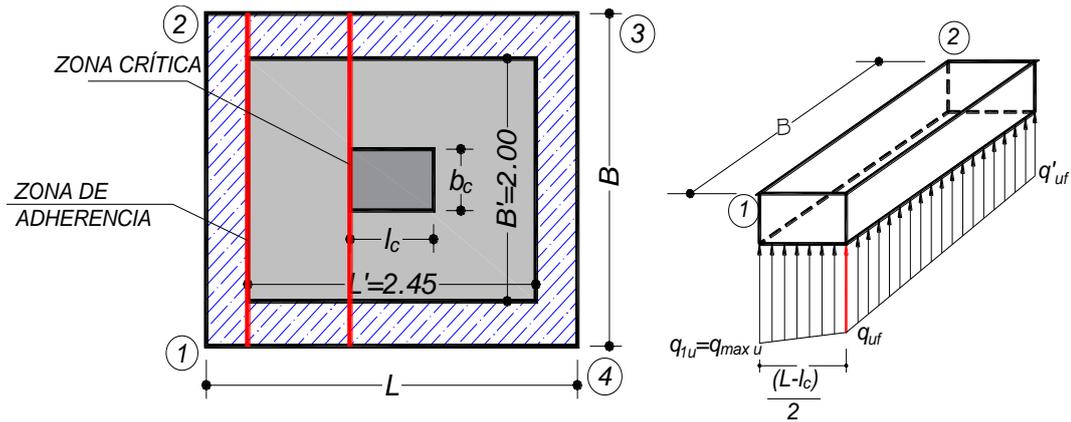
Diseño del reforzamiento a flexión:

Diseño a flexión:

Para determinar el acero de refuerzo del área reforzada, la sección se analizará asumiendo un comportamiento monolítico (Zapata existente y reforzada) y que existe perfecta adherencia entre el concreto nuevo y el antiguo, que es logrado con la unión de resinas epoxicas y anclajes.

Análisis en sección crítica cara de la columna:

Determinación del momento resistente último:



El momento resistente último es calculado con la siguiente expresión:

$$M_u = \left[\left(\frac{q_{\max u} - q_{uf}}{2} \right) \left(\frac{2L_v^2}{3} \right) + q_{uf} \frac{L_v^2}{2} \right] B$$

Donde:

$$q_{uf} = q_{\max u} - \frac{q_{\max u} - q_{4u}}{L} \left[\frac{L - l_c}{2} \right]$$

$$q_{uf} = 113.71 \text{ KN/m}^2$$

$$L_v = \frac{L - l_c}{2}$$

$$L_v = 1.18 \text{ m}$$

$$q_{4u} = 112.0 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{u \max} = 114.76 \text{ KN/m}^2$$

$$b_c = 0.30 \text{ m}$$

$$l_c = 0.75 \text{ m}$$

$$L = 3.10 \text{ m}$$

$$B = 2.70 \text{ m}$$

Luego:

$$M_u = \left[\left(\frac{q_{\max u} - q_{uf}}{2} \right) \left(\frac{2L_v^2}{3} \right) + q_{uf} \frac{L_v^2}{2} \right] B$$

$$M_u = 213.24 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

El área de refuerzo a flexión es:

$$A_s = \frac{0.85 f'_c B d}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{\phi 0.85 f'_c B d^2}} \right]$$

$$A_s = 8.504 \text{ cm}^2$$

$$f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

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

$$d = 0.68 \text{ m}$$

$$\phi_v = 0.9$$

$$B = 2.70 \text{ m}$$

$$d' = 0.07 \text{ m}$$

Refuerzo mínimo:

$$A_{s \min} = 0.0018 B d = 33.05 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, el área de acero requerido es:

$$A_s = 33.05 \text{ cm}^2$$

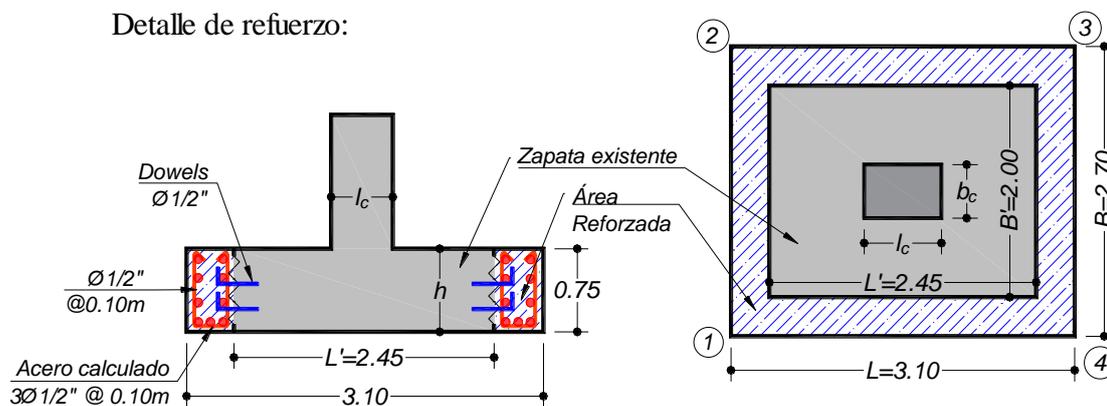
Separación entre barras:

$$s = \frac{A_\phi \cdot (B - 2d')}{A_s} = \frac{As(5/8'')(2.63)}{33.05 \text{ cm}^2} = 0.126 \text{ m}$$

$$s = \frac{A_{\phi} \cdot (B - 2d')}{A_s} = \frac{A_s(1/2'')(2.63)}{33.05 \text{ cm}^2} = 0.103 \text{ m}$$

El reforzamiento de la zapata es un recalce superficial, el cual se incrementaron las dimensiones en planta a $B \times L = 2.70\text{m} \times 3.10\text{m}$. Se reforzará con $\varnothing 1/2''$ a una separación de 0.10 m. asumiendo que la zapata existente tiene refuerzo existente $\varnothing 1/2'' @ 0.10 \text{ m}$ que es lo que se acostumbra habilitar en edificaciones. Siguiendo la recomendación De Texeira Guerra (2016), recomienda asegurar la adherencia. Así mismo el reforzamiento con anillos perimetrales(Refuerzos). Por tal situación se reforzará con dicha recomendación, teniendo en consideración el refuerzo calculado ($\varnothing 1/2'' @ 0.10 \text{ m}$) y conexiones con anclajes. (Ver detalle recalce superficial de zapatas en planos de reforzamiento).

Detalle de refuerzo:



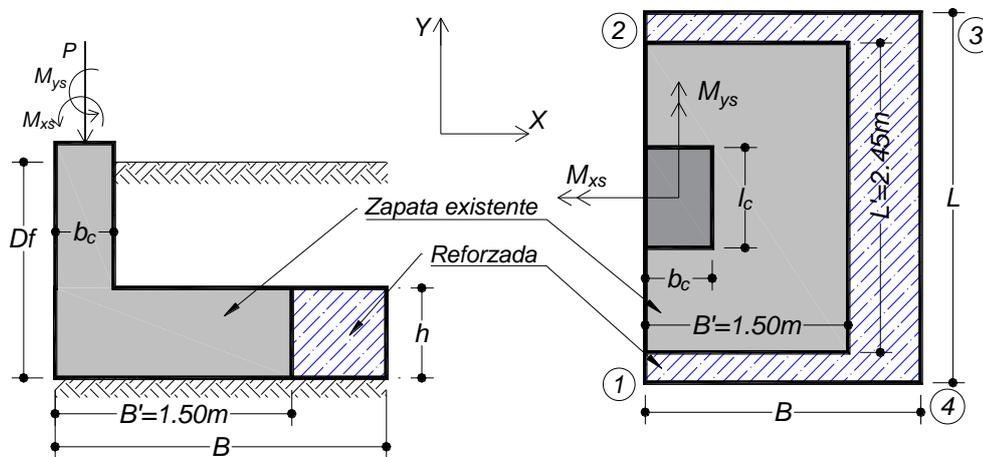
REFORZAMIENTO DE ZAPATA MEDIANERA CON FLEXION BIAIXIAL

Datos del análisis estructural:

- $P = 471.81 \text{ kN}$
- $M_{xs} = -2.41 \text{ kN}\cdot\text{m}$
- $M_{ys} = -25.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$
- $q_{adm} = 0.104 \text{ MPa}$
- $f_c = 21 \text{ MPa}$
- $F_y = 412 \text{ MPa}$
- $\gamma = 16.73 \text{ kN/m}^3$
- $S/C = 0.25 \text{ Tn/m}^2 = 2.45 \text{ KN/m}^2$

Geometría:

- $B' = 1.50 \text{ m}$ (Existente)
- $L' = 2.45 \text{ m}$ (Existente)
- $D_f = 1.50 \text{ m}$
- $b_c = 0.30 \text{ m}$
- $l_c = 0.50 \text{ m}$
- $h = 0.75 \text{ m}$
- $d' = 0.07 \text{ m}$



1. Determinación de las dimensiones requeridas:

Según el análisis realizado, para la zapata se requiere aumentar la superficie de transmisión de cargas. Para el reforzamiento de la zapata, se optó por el recalce superficial, incrementando las dimensiones en planta.

Esfuerzo neto en la base de la zapata:

$$q_n = q_{adm} - \gamma D_f - S/C$$

$$q_n = 76.57 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{adm} = 0.104 \text{ MPa}$$

$$\gamma = 16.73 \text{ kN/m}^3$$

$$S/C = 2.45 \text{ KN/m}^2$$

$$D_f = 1.50 \text{ m}$$

Las cargas de servicio son:

$$P = 471.81 \text{ kN}$$

$$M_{xs} = -2.41 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad \text{Momentos (Reacción de apoyo)}$$

$$M_{ys} = -25.00 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad \text{Momentos (Reacción de apoyo)}$$

Por lo tanto las excentricidades serán:

$$e_x = \frac{M_y}{P} = -0.05 \text{ m}$$

$$e_y = \frac{M_x}{P} = 0.00 \text{ m}$$

El cálculo de las presiones de contacto, cuando $e_y=0$, son las siguientes:

En el punto 1 y 2:

$$q_{1s}, q_{2s} = \frac{P}{BL} \left(1 - \frac{6e_x}{L} \right)$$

En el punto 3 y 4:

$$q_{3s}, q_{4s} = \frac{P}{BL} \left(1 + \frac{6e_x}{L} \right)$$

En las expresiones se debe verificar que:

$$q_{min s} \geq 0$$

$$q_{max s} \leq q_n$$

Existen numerables valores que cumplen la desigualdad. Para facilitar la solución, S. Laura (2016), da la siguiente expresión para la menor dimensión de la zapata:

$$B_{min} \geq \frac{\alpha |e_x| + |e_y| + \sqrt{\frac{\alpha P}{q_n} + (\alpha |e_x| - |e_y|)^2}}{\alpha}$$

Donde: $\alpha = \frac{L}{B}$

Partiendo de las dimensiones existentes:

$$\alpha = \frac{L'}{B'} = \frac{2.45 \text{ m}}{1.50 \text{ m}} \quad \alpha = 1.633$$

$$e_x = -0.05 \text{ m}$$

Entonces: $e_y = 0.00 \text{ m}$

$$B_{min} \geq 2.00 \text{ m}$$

Ítem	B (m)	L (m)	q_{max} (kN/m ²)	q_{min} (kN/m ²)
1	2	2.6	101.83 KN/m ²	79.64 KN/m ²
2	2.1	2.8	89.35 KN/m ²	71.13 KN/m ²
3	2.2	3.1	76.28 KN/m ²	62.09 KN/m ²

Por lo tanto, se toma el valor de: $B = 2.20 \text{ m}$
 $L = 3.10 \text{ m}$

Verificación de las condiciones $e_y \leq L/6$ y $e_x \leq B/6$

$$e_x = -0.05 < \frac{B}{6} = 0.367 \quad \text{OK.}!$$

$$e_y = 0.00 < \frac{L}{6} = 0.517 \quad \text{OK.}!$$

Por lo tanto el ítem 3 satisface las condiciones exigidas.

Entonces, con: $B = 2.20 \text{ m}$ y $L = 3.10 \text{ m}$, se obtiene las presiones:

Punto 1: $q_{1s} = 76.28 \text{ KN/m}^2$

Punto 2: $q_{2s} = 76.28 \text{ KN/m}^2$

Punto 3: $q_{3s} = 62.09 \text{ KN/m}^2$

Punto 4: $q_{4s} = 62.09 \text{ KN/m}^2$

$q_{min s} = 62.09 \text{ KN/m}^2 > 0$ *Cumple*

No hay tensiones

$q_{max s} = 76.28 \text{ KN/m}^2 < q_n = 76.57 \text{ KN/m}^2$ *Cumple*

Las dimensiones son adecuadas

Por lo tanto, las nuevas dimensiones en planta de la zapata son suficientes.

2. Verificación del peralte de la zapata.

Revisión de cortante por punzonamiento sección crítica a “d/2” del pedestal (cortante bidireccional)

La verificación correspondiente es similar al caso de análisis de una zapata de borde.

El cortante por punzonamiento se evalúa para la condición de carga más alta

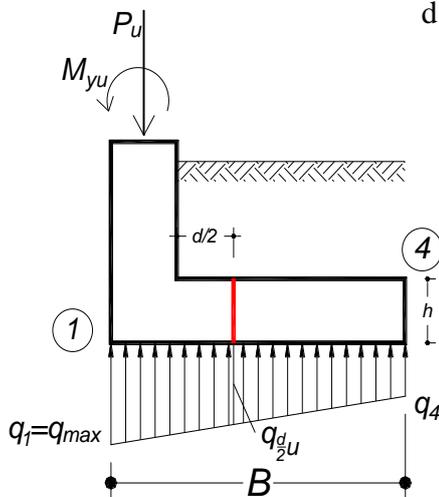
La zapata existente posee un peralte de 75 centímetros, entonces:

$h = 0.75 \text{ m}$

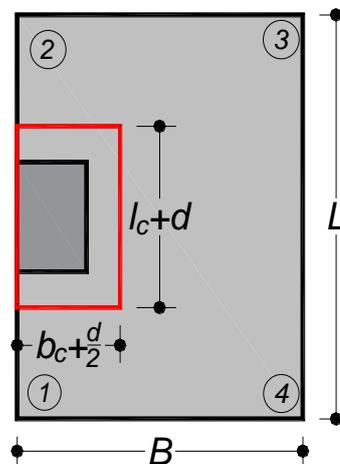
La profundidad efectiva para un recubrimiento $d' = 0.07 \text{ m}$, es:

$d = h - d' = 0.75 - 0.07 = 0.68 \text{ m}$

$d = 680 \text{ mm}$



Sección crítica a d/2



Distribución de presiones en la zapata

Cortante por punzonamiento.

Las cargas mayoradas son:

$$\begin{aligned}
 P_u &= 707.72 \text{ kN} \\
 q_{4u} &= q_{u \min} = 93.1 \text{ KN/m}^2 \\
 q_{u \max} &= 114.41 \text{ KN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$q_{\frac{d}{2}u} = q_{u \max} - \frac{q_{u \max} - q_{u \min}}{B} \left[b_c + \frac{d}{2} \right]$$

Con: $b_c = 0.30 \text{ m}$ $d = 0.68 \text{ m}$ $B = 2.20 \text{ m}$, se tiene que:

$$q_{\frac{d}{2}u} = 108.2 \text{ KN/m}^2$$

La fuerza total por punzonamiento que hace la columna sobre la placa es:

$$V_{up} = P_u - \frac{q_{u \max} + q_{\frac{d}{2}u}}{2} \left[(b_c + \frac{d}{2})(l_c + d) \right]$$

$$V_{up} = 623.65 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
 q_{\frac{d}{2}u} &= 108.2 \text{ KN/m}^2 \\
 q_{u \max} &= 114.41 \text{ KN/m}^2 \\
 b_c &= 0.30 \text{ m} \\
 l_c &= 0.50 \text{ m} \\
 d &= 0.68 \text{ m}
 \end{aligned}$$

El esfuerzo cortante por punzonamiento es:

$$v_{up} = \frac{V_{up}}{b_0 d}$$

Donde:

$$b_0 = 2(b_c + \frac{d}{2}) + (l_c + d)$$

$$b_0 = 2.46 \text{ m}$$

Entonces:

$$\begin{aligned}
 v_{up} &= 372.82 \text{ KN/m}^2 \\
 v_{up} &= 0.37 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

Debe cumplirse que:

$$v_{up} \leq \begin{cases} \frac{\phi_v \sqrt{f'_c}}{3} \\ \frac{\phi_v \sqrt{f'_c}}{6} \left(1 + \frac{\alpha_s d}{2b_0} \right), \alpha_s = \begin{cases} 40 \text{ Columna interior} \\ 30 \text{ Columna borde} \\ 20 \text{ Columna esquina} \end{cases} \\ \frac{\phi_v \sqrt{f'_c}}{6} \left(1 + \frac{2}{\beta_c} \right), \beta_c = \frac{b_p}{l_p} \end{cases}$$

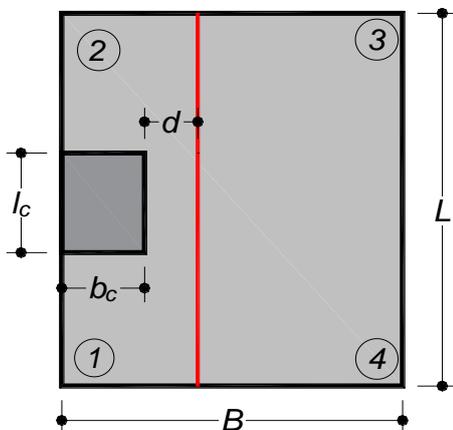
$$\text{Con } \phi_v = 0.85 \quad \alpha_s = 30 \quad \beta_c = 0.60 \quad f'_c = 21 \text{ MPa}$$

$$0.37 \text{ MPa} \leq \begin{cases} 1.29 \text{ MPa} & \text{Cumple} \\ 3.31 \text{ MPa} & \text{Cumple} \\ 2.79 \text{ MPa} & \text{Cumple} \end{cases}$$

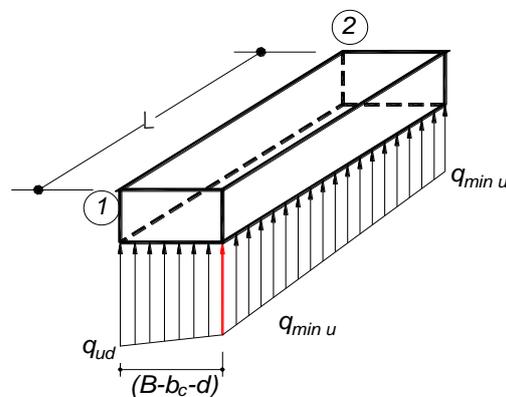
Cortante directo sección crítica a "d" del pedestal (cortante unidireccional)

El cortante unidireccional se chequea para el sentido longitudinal (L) y transversal(B)

Sentido longitudinal (L):



Cortante directo



Sección crítica a "d"

$$q_{ud} = q_{min u} + \frac{q_{max u} - q_{min u}}{B} [B - b_c - d]$$

$$q_{ud} = 104.93 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{min} = 93.1 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{u \text{ max}} = 114.41 \text{ KN/m}^2$$

$$b_c = 0.30 \text{ m}$$

$$l_c = 0.50 \text{ m}$$

$$d = 0.68 \text{ m}$$

$$L = 3.10 \text{ m}$$

$$B = 2.20 \text{ m}$$

La fuerza cortante vertical que actúa sobre el voladizo es:

$$V_{ud} = \frac{q_{min u} + q_{ud}}{2} [B - b_c - d] \cdot L$$

$$V_{ud} = 461.88 \text{ kN}$$

El esfuerzo cortante es:

$$v_{ud} = \frac{V_{ud}}{Ld}$$

$$v_{ud} = 461.88 / ((3.1)(0.68))$$

$$v_{ud} = 219.11 \text{ KN/m}^2$$

$$v_{ud} = 0.2191 \text{ MPa}$$

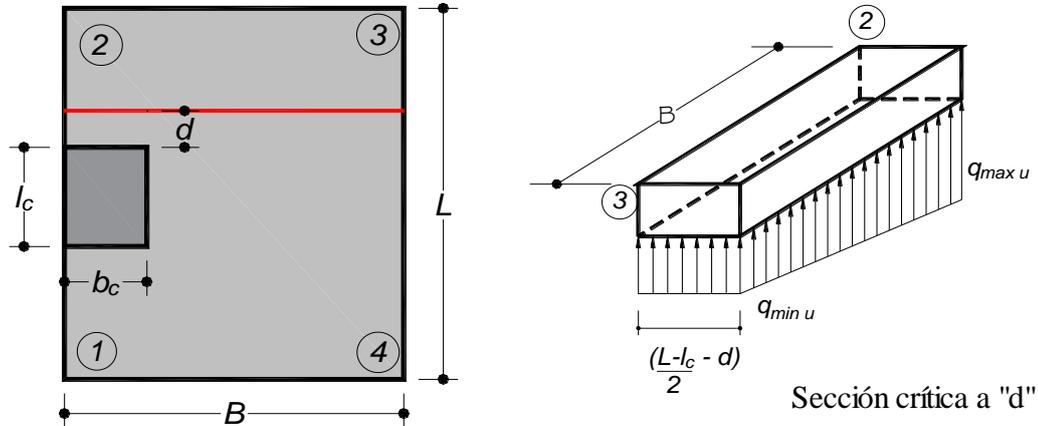
Éste debe ser menor que el resistido por el concreto:

$$v_{ud} \leq \frac{\phi_v \sqrt{f'_c}}{6}$$

Con $\phi_v = 0.85$ $f'_c = 21 \text{ MPa}$, se obtiene:

$$v_{ud} = 0.2191 \text{ MPa} \leq 0.6430 \text{ MPa} \quad \text{Cumple}$$

Sentido transversal (L):



La fuerza cortante vertical que actúa sobre el voladizo es:

$$V_{ud} = \frac{q_{min u} + q_{max u}}{2} \left[\frac{(L - l_c)}{2} - d \right] \cdot B$$

$$V_{ud} = 141.54 \text{ kN}$$

$$q_{u \text{ min}} = 93.1 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{u \text{ max}} = 114.41 \text{ KN/m}^2$$

$$l_c = 0.50 \text{ m}$$

$$d = 0.68 \text{ m}$$

$$L = 3.10 \text{ m}$$

$$B = 2.20 \text{ m}$$

El esfuerzo cortante es:

$$v_{ud} = \frac{V_{ud}}{Bd}$$

$$v_{ud} = 141.54 / ((2.2)(0.68))$$

$$v_{ud} = 94.61 \text{ KN/m}^2$$

$$v_{ud} = 0.0946 \text{ MPa}$$

Éste debe ser menor que el resistido por el concreto:

$$v_{ud} \leq \frac{\phi_v \sqrt{f'_c}}{6}$$

Con $\phi_v = 0.85$ $f'_c = 21 \text{ MPa}$, se obtiene:

$$v_{ud} = 0.0946 \text{ MPa} \leq 0.6430 \text{ MPa} \quad \text{Cumple}$$

∴ Las nuevas dimensiones en planta de la zapata son adecuadas;

Según el análisis realizado, no es necesario incrementar el peralte de la zapata.

$$\text{Reforzado} \leq \begin{cases} B = 1.50 \text{ m} \\ L = 2.45 \text{ m} \\ h = 0.75 \text{ m} \end{cases} \quad \text{Sin refuerzo} \leq \begin{cases} B' = 2.00 \text{ m} \\ L' = 2.45 \text{ m} \\ h = 0.75 \text{ m} \end{cases}$$

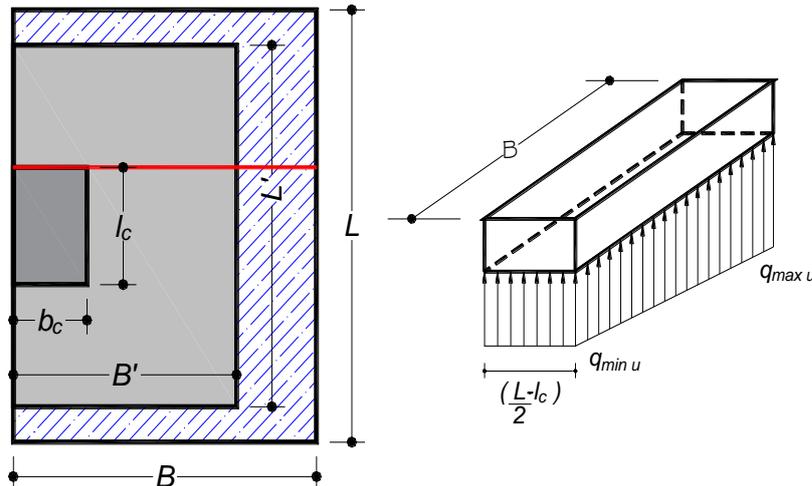
Diseño del reforzamiento a flexión:

Diseño a flexión:

Para determinar el acero de refuerzo del área reforzada, la sección se analizará asumiendo un comportamiento monolítico (Zapata existente y reforzada) y que existe perfecta adherencia entre el concreto nuevo y el antiguo, que es logrado con la unión de resinas epoxicas y anclajes.

Reforzo en sentido longitudinal:

Determinación del momento resistente último:



El momento resistente último es calculado con la siguiente expresión:

$$M_u = \left(\frac{q_{maxu} + q_{minu}}{2} \right) \left(\frac{L_v^2}{2} \right) B$$

Donde:

$$L_v = \frac{L - l_c}{2}$$

$$L_v = 1.30 \text{ m}$$

$$q_{min u} = 93.1 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{max u} = 114.41 \text{ KN/m}^2$$

$$b_c = 0.30 \text{ m}$$

$$l_c = 0.50 \text{ m}$$

$$L = 3.10 \text{ m}$$

$$B = 2.20 \text{ m}$$

Luego:

$$M_u = \left(\frac{q_{maxu} + q_{minu}}{2} \right) \left(\frac{L_v^2}{2} \right) B$$

$$M_u = 192.91 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

El área de refuerzo a flexión es:

$$A_s = \frac{0.85 f'_c B d}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 M_u}{\phi 0.85 f'_c B d^2}} \right]$$

$$A_s = 7.697 \text{ cm}^2$$

$$f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

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

$$d = 0.68 \text{ m}$$

$$\phi_v = 0.9$$

$$B = 2.20 \text{ m}$$

$$d' = 0.07 \text{ m}$$

Reforzo mínimo:

$$A_{s_{min}} = 0.0018 B d = 26.93 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, el área de acero requerido es:

$$A_s = 26.93 \text{ cm}^2$$

El área de acero de refuerzo calculado en la sección crítica es menor que el área de refuerzo mínimo. Entonces, el análisis en la zona de adherencia sería mucho menor. Sin embargo, con fines estructurales y de seguridad se elige la sección crítica de la zapata íntegra.

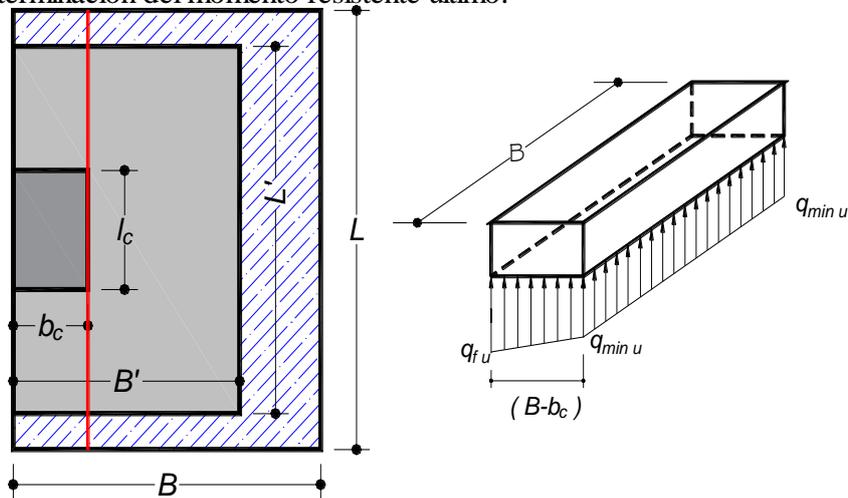
Separación entre barras:

$$s = \frac{A_{\phi} \cdot (B - 2d')}{A_s} = \frac{As(5/8")(2.13)}{26.93 \text{ cm}^2} = 0.126 \text{ m}$$

$$s = \frac{A_{\phi} \cdot (B - 2d')}{A_s} = \frac{As(1/2")(2.13)}{26.93 \text{ cm}^2} = 0.102 \text{ m}$$

Refuerzo en sentido transversal:

Determinación del momento resistente último:



El momento resistente último es calculado con la siguiente expresión:

$$M_u = \left[q_{minu} \left(\frac{L_v^2}{2} \right) + \left(\frac{q_{uf} - q_{minu}}{2} \right) \left(\frac{L_v^2}{3} \right) \right] L$$

Donde:

$$q_{uf} = q_{minu} + \frac{q_{maxu} - q_{minu}}{B} (B - b_c)$$

$$q_{min u} = 93.1 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{max u} = 114.41 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{uf} = 111.51 \text{ KN/m}^2$$

$$b_c = 0.30 \text{ m}$$

$$l_c = 0.50 \text{ m}$$

$$L_v = B - b_c$$

$$L = 3.10 \text{ m}$$

$$L_v = 2.2 - 0.3$$

$$B = 2.20 \text{ m}$$

$$L_v = 1.30 \text{ m}$$

Luego:

$$M_u = 260.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

El área de refuerzo a flexión es:

$$A_s = \frac{0.85f'_c L d}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2Mu}{\phi 0.85f'_c L d^2}} \right]$$

$$A_s = 10.37 \text{ cm}^2$$

$$f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

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

$$d = 0.68 \text{ m}$$

$$\phi_v = 0.9$$

$$L = 3.10 \text{ m}$$

$$d' = 0.07 \text{ m}$$

Refuerzo mínimo:

$$A_{s_{min}} = 0.0018 B d = 37.94 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, el área de acero requerido es:

$$A_s = 37.94 \text{ cm}^2$$

Separación entre barras:

$$s = \frac{A_\phi \cdot (B - 2d')}{A_s} = \frac{As(5/8")(3.03)}{37.94 \text{ cm}^2} = 0.127 \text{ m}$$

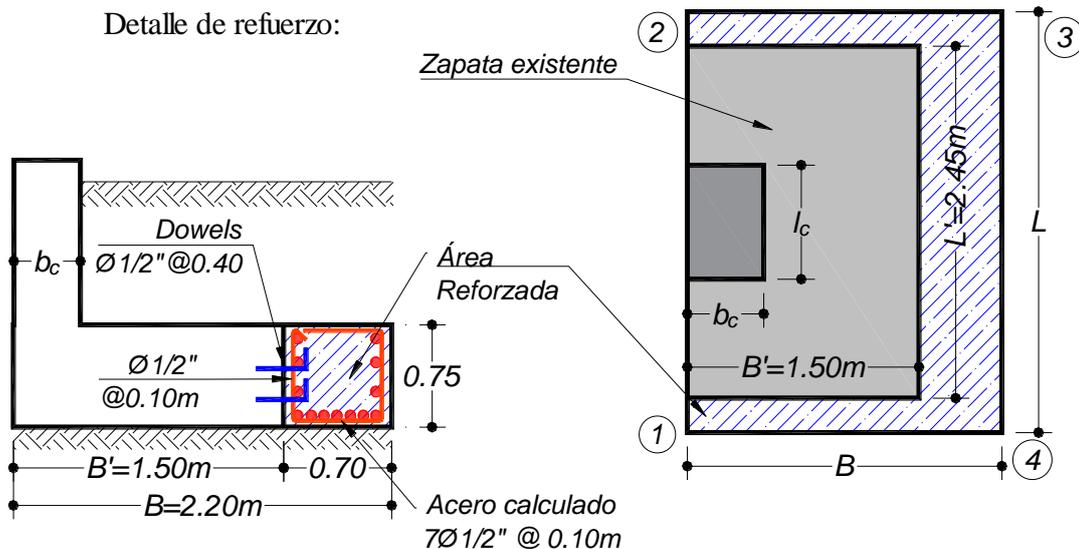
$$s = \frac{A_\phi \cdot (B - 2d')}{A_s} = \frac{As(1/2")(3.03)}{37.94 \text{ cm}^2} = 0.103 \text{ m}$$

El reforzamiento de la zapata es un recalce superficial, el cual se incrementaron las dimensiones en planta de B'xL'=1.50m x2.45 m. a BxL=2.20m x 3.10m. Se reforzará con Ø1/2" a una separacion de 0.10 cm.

Siguiendo la recomendación De Texeira Guerra (2016), recomienda asegurar la adherencia. Así mismo el reforzamiento con anillos perimetrales(Refuerzos). Por tal situación se reforzará con dicha recomendación, teniendo en consideración el refuerzo calculado (Ø1/2" @0.10 m.) y conexiones con anclajes.

(Ver detalle recalce superficial de zapatas en planos de reforzamiento).

Detalle de refuerzo:



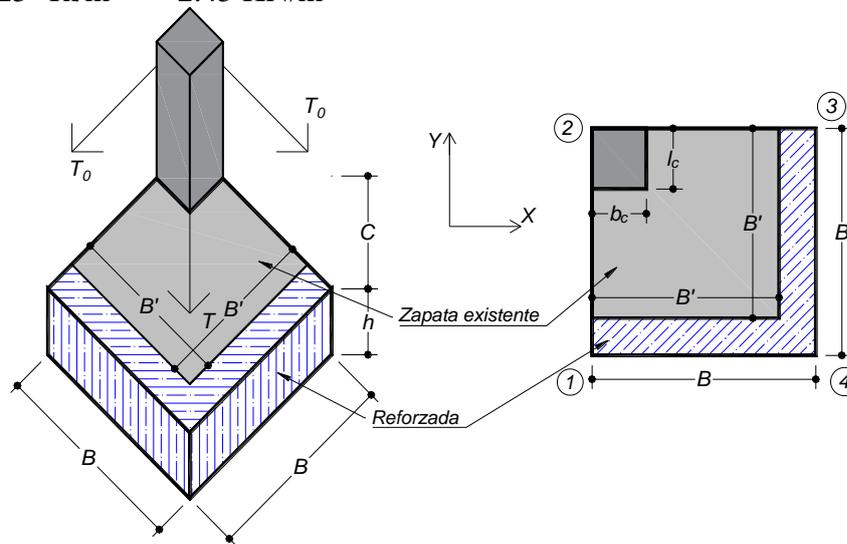
REFORZAMIENTO DE ZAPATA DE ESQUINA CON FLEXION BIAIXIAL

Datos del análisis estructural:

- $P= 386.49 \text{ kN}$
- $M_{xs}= -3.24 \text{ kN}\cdot\text{m}$
- $M_{ys}= 2.35 \text{ kN}\cdot\text{m}$
- $q_{adm}= 0.111 \text{ MPa}$
- $f_c= 21 \text{ MPa}$
- $F_y= 412 \text{ MPa}$
- $\gamma = 16.73 \text{ kN/m}^3$
- $S/C= 0.25 \text{ Tn/m}^2 = 2.45 \text{ KN/m}^2$

Geometría:

- $B' = 1.75 \text{ m}$ (Existente)
- $L' =B' = 1.75 \text{ m}$ (Existente)
- $D_f= 1.50 \text{ m}$
- $b_c = 0.30 \text{ m}$
- $l_c = 0.50 \text{ m}$
- $h = 0.75 \text{ m}$
- $d' = 0.07 \text{ m}$
- $C= 0.75 \text{ m}$



1. Determinación de las dimensiones requeridas:

Según el análisis realizado, para la zapata se requiere aumentar la superficie de transmisión de cargas. Para el reforzamiento de la zapata, se optó por el recalce superficial, incrementando las dimensiones en planta.

Esfuerzo neto en la base de la zapata:

$$q_n = q_{adm} - \gamma D_f - S/C$$

$$q_n = 83.75 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{adm} = 0.111 \text{ MPa}$$

$$\gamma = 16.73 \text{ kN/m}^3$$

$$S/C = 2.45 \text{ KN/m}^2$$

$$D_f = 1.50 \text{ m}$$

Para el caso, se asumirá que las fuerzas T_0 centran la reacción bajo la zapata, de forma que la presión de contacto en la base de la zapata es uniforme según el análisis planteado por José Calavera, así como L. Garza.

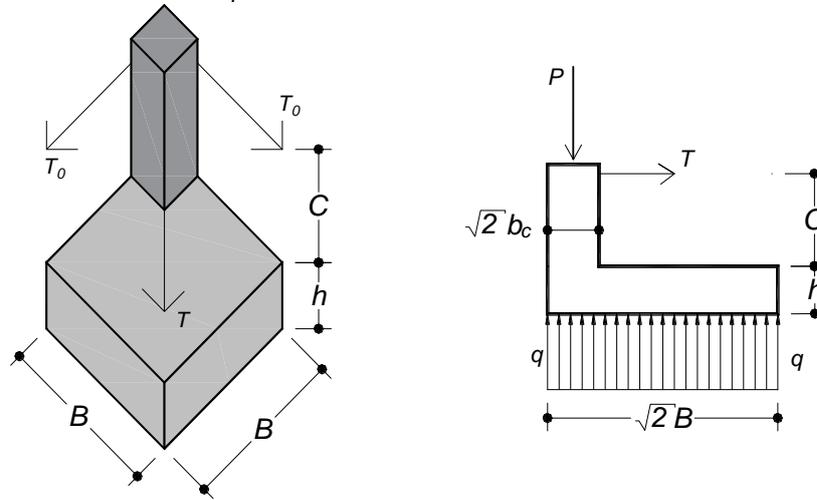
Las cargas de servicio son:

- $P= 386.49 \text{ kN}$
- $M_{xs}= -3.24 \text{ kN}\cdot\text{m}$ Momentos (Reacción de apoyo)
- $M_{ys}= 2.35 \text{ kN}\cdot\text{m}$ Momentos (Reacción de apoyo)

Tomando como momento resultante en la diagonal a:

$$M_r = \sqrt{M_x^2 + M_y^2}$$

$$M_r = 4.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$$



La excentricidad equivalente en la diagonal será:

$$e = \frac{M_r}{P} = \frac{4.00 \text{ kN}\cdot\text{m}}{386.49 \text{ kN}\cdot\text{m}} = 0.010 \text{ m}$$

Con una excentricidad tan pequeña q podría estar dado por:

$$B = \sqrt{\frac{P}{q_n}} = \sqrt{\frac{386.49 \text{ kN}\cdot\text{m}}{83.75 \text{ KN/m}^2}}$$

$$B \geq 2.15 \text{ m}$$

Se adoptará $B = 2.15 \text{ m}$, para un incremento de 40 cm en las dimensiones.

Luego, con $B = 2.15 \text{ m}$, las reacciones en la base serán:

$$q = \frac{P}{B^2} \quad \text{Con:} \quad P = 386.49 \text{ kN}$$

$$q = 83.61 \text{ KN/m}^2 < q_n = 83.75 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Cumple}$$

Las dimensiones son adecuadas

Punto 1: $q_1 = 83.61 \text{ KN/m}^2$

Punto 2: $q_2 = 83.61 \text{ KN/m}^2$

Punto 3: $q_3 = 83.61 \text{ KN/m}^2$

Punto 4: $q_4 = 83.61 \text{ KN/m}^2$

$$q = 83.61 \text{ KN/m}^2$$

Por lo tanto, las nuevas dimensiones en planta de la zapata son suficientes.

2. Determinación de las fuerzas T_0 :

Según Calavera (2000):

$$T = \frac{\frac{P(B - b_c)\sqrt{2}}{2} - M_r}{C + h}$$

$T = 334.39 \text{ kN}$

Entonces:

$$T_0 = \frac{\sqrt{2}}{2} T = 236.45 \text{ kN}$$

Donde: $P = 386.49 \text{ kN}$
 $B = 2.15 \text{ m}$
 $b_c = 0.30 \text{ m}$
 $M_r = 4.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$
 $C = 0.75 \text{ m}$
 $h = 0.75 \text{ m}$

Las vigas de amarre existentes (0.30x0.40 con 8Ø5/8", refuerzo asumido) unidas a las columnas de borde, deben ser verificados, tal que se comporten como un elemento eficiente y su diseño debe satisfacer a las demandas de tracción o compresión, dada por la ecuación planteada por Calavera (2000):

$$C \text{ ó } T = 0.25 A_a P_u$$

Según el reporte dado por el programa de modelamiento, la columna mas cargada es la columna con $P_u = 615 \text{ KN}$

$$C \text{ ó } T = 0.25 (0.18)(615.00 \text{ kN}) = 27.68 \text{ kN}$$

Adicionalmente debe resistir la tensión generada por la excentricidad de la zapata medianera ya calculada.

$T_u = 354.67 \text{ kN}$ ("1.5xT"; Recomendación de diseño Luis Garza)

$T_{um} = 354.67 \text{ kN} \times 2 = 709.35 \text{ kN}$ (Recomendación de diseño Luis Garza).

$A_{s_{req}} = \frac{T_{um}}{\phi f_y}$; Con: $\phi = 0.9$ $f_y = 412 \text{ MPa}$

Se obtiene:

$A_{s_{req}} = 1530.4 \text{ mm}^2$

$A_{s_{req}} = 15.3 \text{ cm}^2$ (Gobierna)

$A_{s_{min}} = 0.01 \times 30 \times 40 = 12.00 \text{ cm}^2$ (Como columna)

$A_{s_{existente}} = 8\text{Ø}5/8" = 16 \text{ cm}^2$ *Cumple...!!*

3. Verificación del peralte de la zapata.

Revisión de cortante por punzonamiento sección crítica a "d/2" del pedestal

La verificación correspondiente es similar al caso de análisis de una zapata de borde.

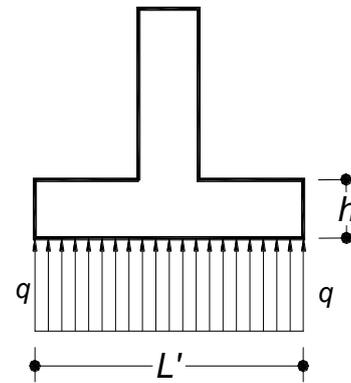
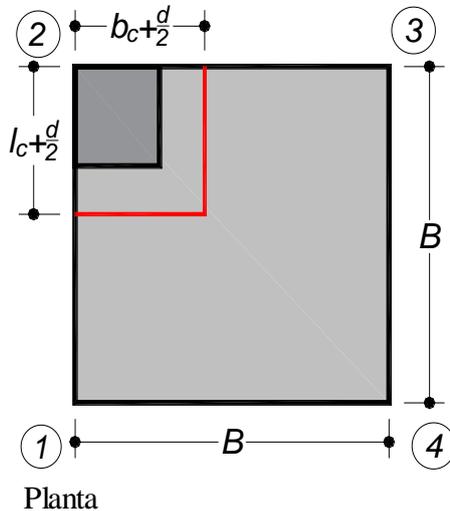
La zapata existente posee un peralte de 75 centímetros, entonces:

$$h = 0.75 \text{ m}$$

La profundidad efectiva para un recubrimiento $d' = 0.07 \text{ m}$, es:

$$d = h - d' = 0.75 - 0.07 = 0.68 \text{ m}$$

$$d = 680 \text{ mm}$$



Cortante por punzonamiento.

Las cargas mayoradas son:

$$P_u = 579.74 \text{ kN}$$

$$q_u = 125.42 \text{ KN/m}^2$$

Entonces:

$$q_{\frac{d}{2}u} = q_u = 125.4 \text{ KN/m}^2$$

La fuerza total por punzonamiento que hace la columna sobre la placa es:

$$V_{up} = P_u - q_{\frac{d}{2}u} \left[(b_c + \frac{d}{2})(l_c + \frac{d}{2}) \right]$$

$$b_c = 0.30 \text{ m}$$

$$l_c = 0.50 \text{ m}$$

$$d = 0.68 \text{ m}$$

$$V_{up} = 485.02 \text{ kN}$$

El esfuerzo cortante por punzonamiento es:

$$v_{up} = \frac{V_{up}}{b_0 d}$$

Donde:

$$b_0 = (b_c + \frac{d}{2}) + (l_c + \frac{d}{2})$$

$$b_0 = 1.48 \text{ m}$$

Entonces:

$$v_{up} = 481.94 \text{ KN/m}^2$$

$$v_{up} = 0.48 \text{ MPa}$$

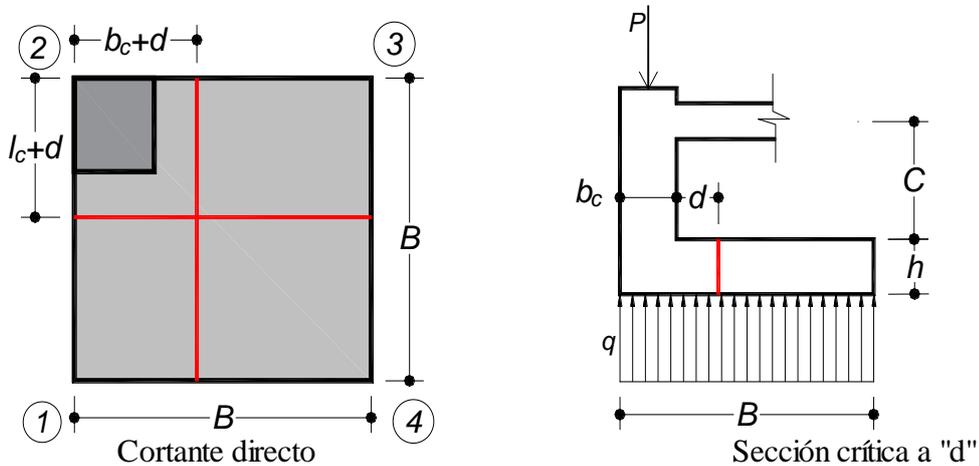
Debe cumplirse que:

$$v_{up} \leq \begin{cases} \frac{\phi_v \sqrt{f'_c}}{3} \\ \frac{\phi_v \sqrt{f'_c}}{6} \left(1 + \frac{\alpha_s d}{2b_0} \right), \alpha_s = \begin{cases} 40 \text{ Columna interior} \\ 30 \text{ Columna borde} \\ 20 \text{ Columna esquina} \end{cases} \\ \frac{\phi_v \sqrt{f'_c}}{6} \left(1 + \frac{2}{\beta_c} \right), \beta_c = \frac{b_p}{l_p} \end{cases}$$

Con $\phi_v = 0.85$ $\alpha_s = 20$ $\beta_c = 0.60$ $f'_c = 21 \text{ MPa}$

$$0.48 \text{ MPa} \leq \begin{cases} 1.29 \text{ MPa} & \text{Cumple} \\ 3.60 \text{ MPa} & \text{Cumple} \\ 2.79 \text{ MPa} & \text{Cumple} \end{cases}$$

Cortante directo sección crítica a "d" del pedestal



La fuerza cortante vertical que actúa sobre el voladizo es:

$$V_{ud} = q_{ud} [B - b_c - d] \cdot B$$

Donde:

$$q_{ud} = 125.4 \text{ KN/m}^2$$

Entonces:

$$b_c = 0.30 \text{ m}$$

$$l_c = 0.50 \text{ m}$$

$$d = 0.68 \text{ m}$$

$$B = 2.15 \text{ m}$$

$$V_{ud} = 125.42 (2.15 - 0.3 - 0.68) 2.15$$

$$V_{ud} = 315.48 \text{ kN}$$

El esfuerzo cortante es:

$$v_{ud} = \frac{V_{ud}}{Bd}$$

$$v_{ud} = 315.48 / ((2.15)(0.68))$$

$$v_{ud} = 215.79 \text{ KN/m}^2$$

$$v_{ud} = 0.2158 \text{ MPa}$$

Éste debe ser menor que el resistido por el concreto:

$$v_{ud} \leq \frac{\phi_v \sqrt{f'_c}}{6}$$

Con $\phi_v = 0.85$ $f'_c = 21 \text{ MPa}$, se obtiene:

$$v_{ud} = 0.2158 \text{ MPa} \leq 0.6430 \text{ MPa} \quad \text{Cumple}$$

∴ Las nuevas dimensiones en planta para el reforzamiento de la zapata son adecuadas; Según el análisis realizado, no es necesario incrementar el peralte de la zapata.

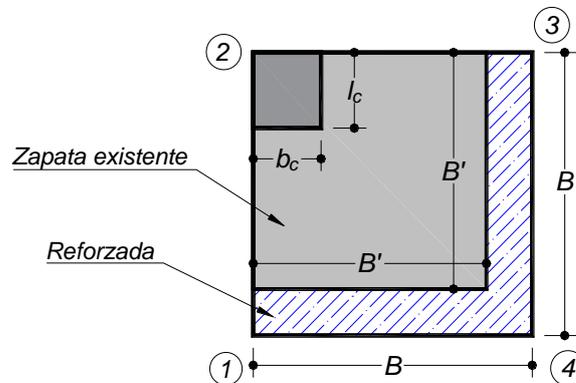
$$\text{Reforzado} \leq \begin{cases} B = 2.15 \text{ m} \\ L = 2.15 \text{ m} \\ h = 0.75 \text{ m} \end{cases} \quad \text{Sin refuerzo} \leq \begin{cases} B' = 1.75 \text{ m} \\ L' = 1.75 \text{ m} \\ h = 0.75 \text{ m} \end{cases}$$

4. Diseño del reforzamiento a flexión:

Diseño a flexión:

Para determinar el acero de refuerzo del área reforzada, la sección se analizará asumiendo un comportamiento monolítico (Zapata existente y reforzada) y que existe perfecta adherencia entre el concreto nuevo y el antiguo, que es logrado con la unión de resinas epoxicas y anclajes.

Determinación del momento resistente último:



El refuerzo en la placa se coloca en las dos direcciones ortogonales de modo que cada parrilla resista M_p .

El momento resistente último en la parrilla es calculado con la siguiente expresión:

$$M_p = q_u \left(\frac{B^3}{4.8} \right) \quad (\text{L. Garza}).$$

Con:

$$q_u = 125.4 \text{ KN/m}^2$$

$$B = 2.15 \text{ m}$$

Se obtiene que:

$$M_p = 259.67 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

El área de refuerzo a flexión es:

$$A_s = \frac{0.85f'_c B d}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2Mu}{\phi 0.85f'_c B d^2}} \right]$$

$$A_s = 10.39 \text{ cm}^2$$

$$f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

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

$$d = 0.68 \text{ m}$$

$$\phi_v = 0.9$$

$$B = 2.15 \text{ m}$$

$$d' = 0.07 \text{ m}$$

Refuerzo mínimo:

$$A_{s \text{ min}} = 0.0018 B d = 26.32 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, el área de acero requerido es:

$$A_s = 26.32 \text{ cm}^2$$

Separación entre barras:

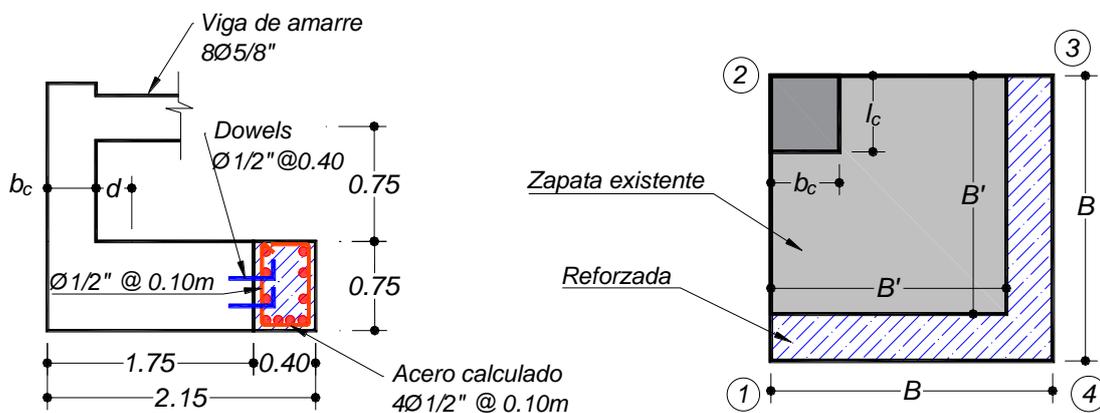
$$s = \frac{A_\phi \cdot (B - 2d')}{A_s} = \frac{A_s(5/8")(2.08)}{26.32 \text{ cm}^2} = 0.126 \text{ m}$$

$$s = \frac{A_\phi \cdot (B - 2d')}{A_s} = \frac{A_s(1/2")(2.08)}{26.32 \text{ cm}^2} = 0.102 \text{ m}$$

El reforzamiento de la zapata es un recalde superficial, el cual se incrementaron las dimensiones en planta de B'xL'=1.75m x1.75 m. a BxL=2.15m x 2.15m. Se reforzará con Ø1/2" a una separacion de 0.10 cm.

Siguiendo la recomendación De Texeira Guerra (2016), recomienda asegurar la adherencia. Así mismo el reforzamiento con anillos perimetrales(Refuerzos). Por tal situación se reforzará con dicha recomendación, teniendo en consideración el refuerzo calculado (Ø1/2" @0.10 m.) y conexiones con anclajes. (Ver detalle recalde superficial de zapatas en planos de reforzamiento).

Detalle de refuerzo:



Según la revisión del análisis de la cimentación, las zapatas a reforzar son las siguientes:

Tabla 5.46: Zapatas a reforzar – Edificación Puno

Punto	Zapata	Dimensiones existentes		Reforzamiento de zapata	Dimensiones de zapatas reforzadas	
		B	L		B	L
	Ubicación					
1	Esquina	1.75	1.75	SI	2.15	2.15
2	Medianera	1.5	2.45	SI	2.2	3.1
3	Medianera	1.5	2.45	SI	2.2	3.1
4	Medianera	1.5	2.45	NO		
5	Esquina	1.75	1.75	NO		
6	Medianera	1.50	2.45	SI	2.2	3.1
7	Centro	2	2.45	SI	2.7	3.1
8	Centro	2	2.45	SI	2.7	3.1
9	Centro	2	2.45	SI	2.7	3.1
10	Medianera	1.75	2	NO		
11	Esquina	1.75	1.75	SI	2.15	2.15
12	Medianera	1.5	2.45	SI	2.2	3.1
13	Medianera	1.5	2.45	NO		
14	Medianera	1.5	2.45	NO		
15	Esquina	1.75	1.75	NO		
16	Medianera	1.5	2.45	NO		

Fuente: Elaboración propia.

5.4.7 ANÁLISIS DE RESULTADOS DE LAS ESTRUCTURAS REFORZADAS

5.4.7.1 COMPARACION DE RESULTADOS REFORZAMIENTO DE LA ESTRUCTURA COMPLETA

Se muestran los resultados finales de los máximos desplazamientos relativos por revisión final del análisis estructural Vs. La revisión inicial.

Tabla 5.47: Derivas de entrepiso dirección X-X

Piso	Altura	Sin Muros	Con muros de ascensor	Reducción
	m	Δ	Δ	%
Techo	17.90	0.003866	0.005306	-17.22%
5°	15.20	0.007803	0.006047	12.80%
4°	12.50	0.011637	0.004824	50.27%
3°	9.80	0.011907	0.005196	51.22%
2°	7.10	0.007657	0.004593	38.75%
1°	4.40	0.008278	0.003799	53.82%

Fuente: Elaboración propia

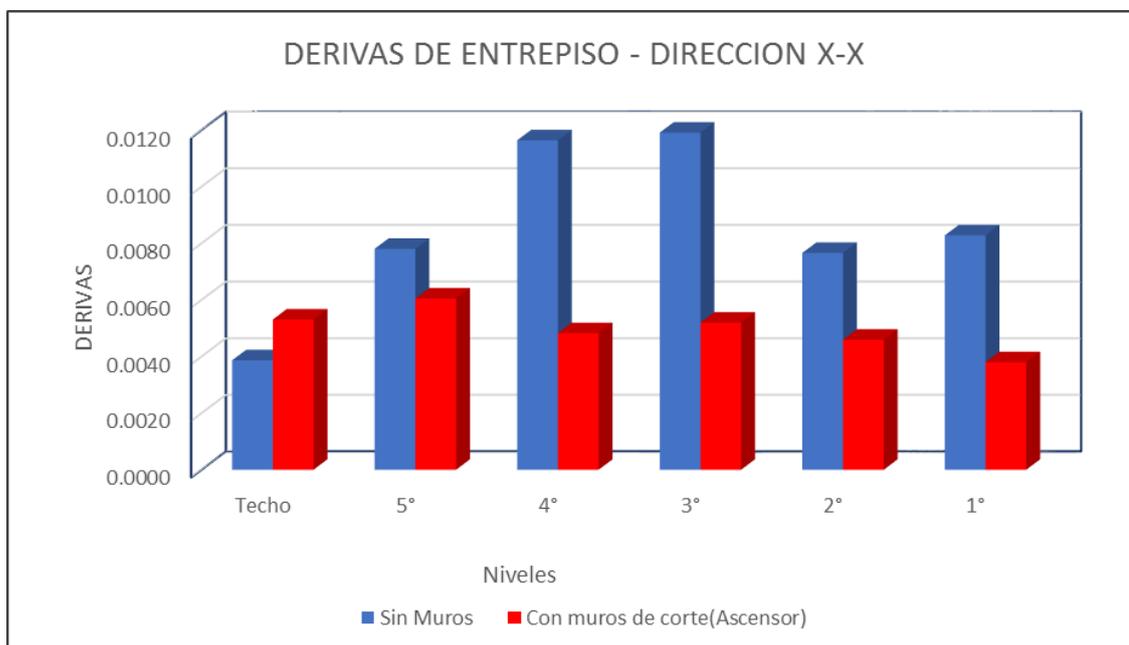


Gráfico 5.33: Gráfico de derivas dirección X-X

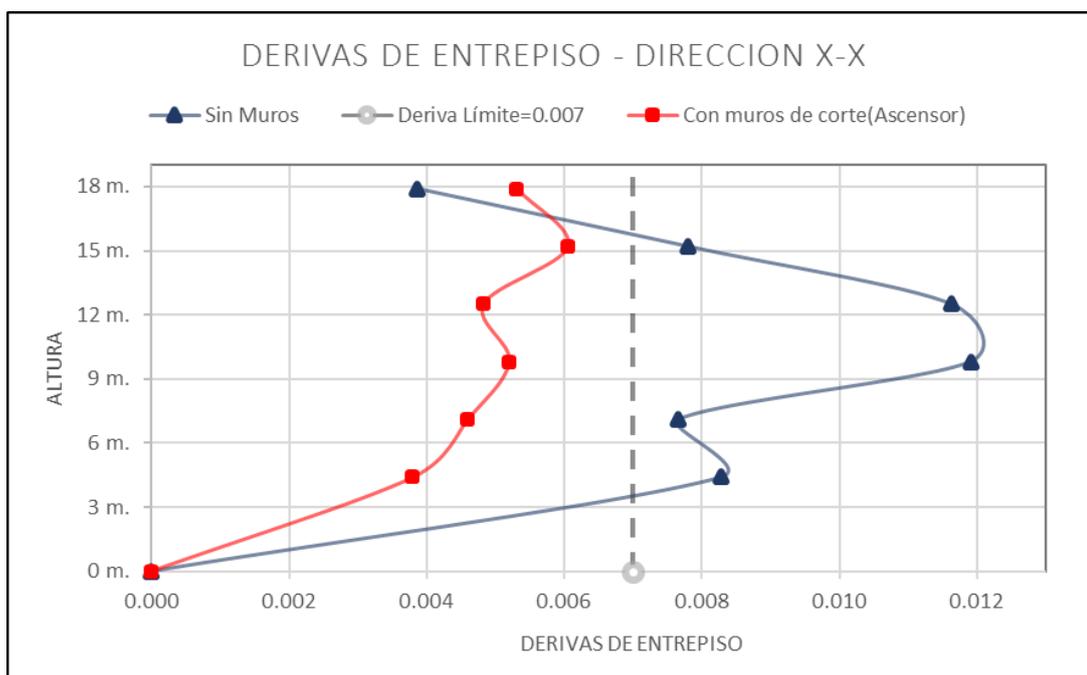


Gráfico 5.34: Comparación de derivas dirección X-X

Tabla 5.48: Derivas de entrepiso dirección Y-Y

Piso	Altura	Sin Muros	Con muros de ascensor	Reducción
	m	Δ	Δ	%
Techo	17.90	0.006826	0.004881	28.49%
5°	15.20	0.006323	0.005514	12.80%
4°	12.50	0.004660	0.003534	24.16%
3°	9.80	0.005092	0.003638	28.55%
2°	7.10	0.004271	0.003194	25.22%
1°	4.40	0.003256	0.002637	19.03%

Fuente: Elaboración propia

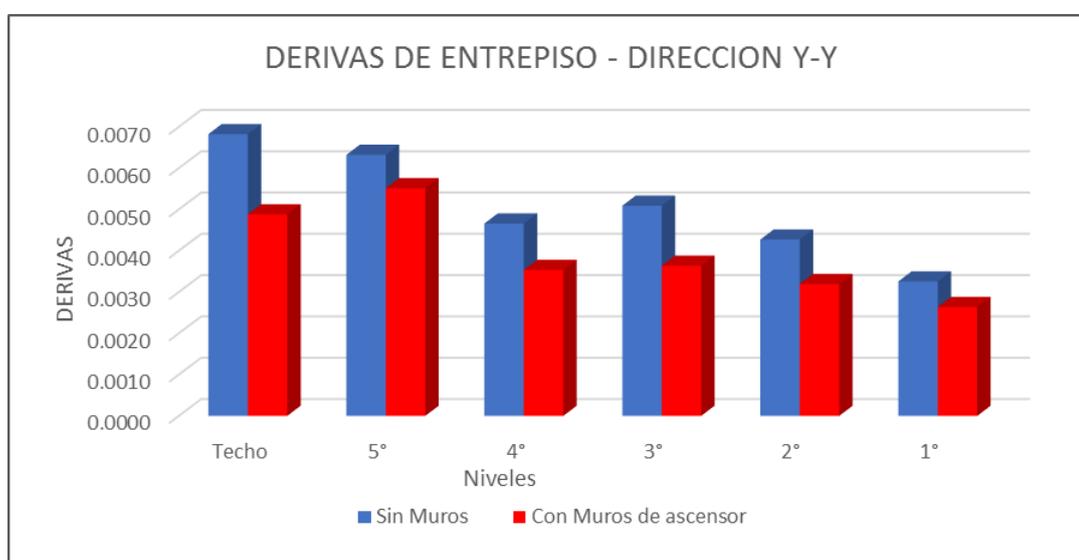


Gráfico 5.35: Gráfico de derivas dirección Y-Y.

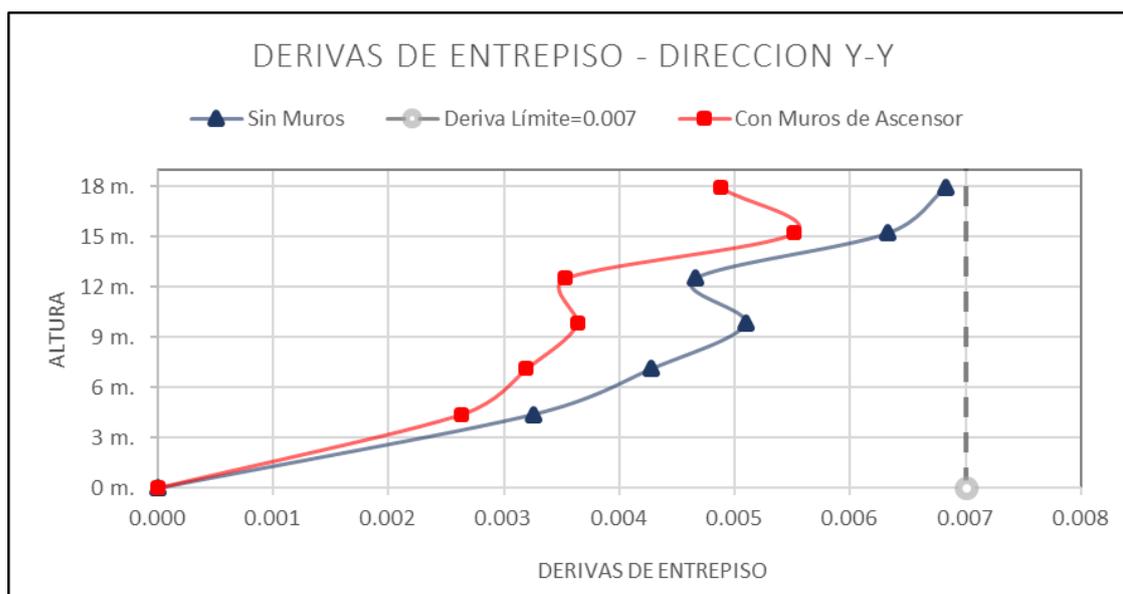


Gráfico 5.36: Comparación de derivas dirección Y-Y

Según las comparaciones realizadas en el Gráfico, se verifica la reducción de derivas de entrepiso con la inclusión de muros de ascensor que forma parte del sistema resistente de la edificación.

5.4.7.2 COMPARACIÓN DE RESULTADOS REFORZAMIENTO DE VIGUETAS DE LOSAS ALIGERADAS

En la tabla que se muestra a continuación, se verifica el incremento de la capacidad resistente a flexión de las viguetas con el reforzamiento optado de fibras de carbono y tienen la capacidad suficiente para resistir las sollicitaciones de momento negativo:

Tabla 5.49: Comparación de la capacidad resistente a flexión de viguetas de losas

Nivel	Capacidad resistente		$M_u^{(-)}$ Tn-m (En ejes de Apoyos)					
	Sin refuerzo	Con refuerzo CFRP	A	B	C	D	E	F
1°	0.368 Tn-m	1.097 Tn-m	0	0.44	0.4	0.36	0.46	0
2°	0.368 Tn-m	1.097 Tn-m	0	0.203	0.5	0.34	0.44	0
3°	0.368 Tn-m	1.097 Tn-m	0	0.203	0.5	0.34	0.44	0
4°	0.368 Tn-m	1.097 Tn-m	0	0.16	0.51	0.51	0.05	0
5°	0.368 Tn-m	0.368 Tn-m	0	0.21	0.36	0.31		
6°	0.368 Tn-m	0.368 Tn-m	0	0.29	0.28			

Fuente: Elaboración propia

5.4.7.3 COMPARACION DE RESULTADOS REFORZAMIENTO DE VIGAS

En la tabla que se muestra a continuación, se verifica el incremento de la capacidad resistente a flexión de las vigas reforzadas con CFRP y encamisados con C°A° y tienen la capacidad suficiente para resistir las sollicitaciones de momento negativo y positivo:

Tabla 5.50: Comparación de la capacidad resistente a flexión de Vigas sin reforzar y con reforzamientos

VIGAS PRINCIPALES		SIN REFORZAR				CON REFORZAMIENTO				Método de refuerzo		
Nivel	Descripción de viga	Capacidad		Momentos		Capacidad		Momentos				
Story	N° (Tabla 16)	L (m)	Viga (Planos)	ØMn+ Tn.m	ØMn- Tn.m	Mu+ Tn.m	Mu- Tn.m	ØMn+ Tn.m	ØMn- Tn.m	Mu+ Tn.m	Mu- Tn.m	
4° Nivel	8	4.60	VP 401(30x20)	3.05	-3.05	2.30	-3.94	7.41	-11.84	4.28	-9.61	Encamisado con C°A°
4° Nivel	9	4.60	VP 401(30x20)	3.05	-3.05	1.37	-3.49	7.41	-11.84	3.34	-8.05	Encamisado con C°A°
4° Nivel	10	4.60	VP 402(30x40)	7.34	-7.34	5.35	-9.76	7.34	-11.59	5.35	-9.76	Reforzamiento con CFRP
4° Nivel	11	4.60	VP 403(30x40)	7.34	-7.34	4.64	-9.05	7.34	-11.59	4.64	-9.05	Reforzamiento con CFRP
3° Nivel	17	4.60	VP 301(30x20)	3.05	-3.05	2.31	-4.32	7.41	-11.84	3.83	-8.34	Encamisado con C°A°
3° Nivel	18	4.60	VP 301(30x20)	3.05	-3.05	1.54	-4.13	7.41	-11.84	3.36	-8.07	Encamisado con C°A°
3° Nivel	19	4.60	VP 302(30x20)	3.05	-3.05	3.06	-4.76	7.41	-11.84	4.11	-7.97	Encamisado con C°A°
3° Nivel	20	4.60	VP 303(30x20)	3.05	-3.05	3.06	-4.68	7.41	-11.84	4.86	-8.32	Encamisado con C°A°
3° Nivel	21	4.60	VP 303(30x20)	3.05	-3.05	2.05	-3.94	7.41	-11.84	4.17	-7.67	Encamisado con C°A°
3° Nivel	22	4.60	VP 304(30x20)	3.05	-3.05	2.74	-4.34	7.41	-11.84	4.64	-7.85	Encamisado con C°A°
3° Nivel	23	4.60	VP 304(30x20)	3.05	-3.05	2.41	-3.98	7.41	-11.84	4.48	-7.61	Encamisado con C°A°
2° Nivel	26	4.60	VP 201(30x40)	7.34	-7.34	4.23	-8.90	7.34	-11.59	4.23	-8.90	Reforzamiento con CFRP
2° Nivel	27	4.60	VP 201(30x40)	7.34	-7.34	4.25	-8.32	7.34	-11.59	4.25	-8.32	Reforzamiento con CFRP
2° Nivel	28	4.60	VP 202(30x40)	7.34	-7.34	4.09	-8.41	7.34	-11.59	4.09	-8.41	Reforzamiento con CFRP
2° Nivel	29	4.60	VP 203(30x40)	7.34	-7.34	3.83	-8.62	7.34	-11.59	3.83	-8.62	Reforzamiento con CFRP
2° Nivel	30	4.60	VP 203(30x40)	7.34	-7.34	3.69	-8.32	7.34	-11.59	3.69	-8.32	Reforzamiento con CFRP
2° Nivel	31	4.60	VP 204(30x40)	7.34	-7.34	4.31	-8.93	7.34	-11.59	4.31	-8.93	Reforzamiento con CFRP
2° Nivel	32	4.60	VP 204(30x40)	7.34	-7.34	4.16	-8.88	7.34	-11.59	4.16	-8.88	Reforzamiento con CFRP

Total vigas a reforzar: 18 Vigas

Fuente:

Elaboración

propia

5.5 REVISION ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACION AZÁNGARO

5.5.1 DESCRIPCION DE CALCULO Y CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL

El documento muestra el análisis, el cálculo y las verificaciones de la estructura de la edificación familiar existente ubicado en el Jr. Puno 289 – plaza de Armas Azángaro, para ser usado como sede de la Entidad Financiera CAJA AREQUIPA.

Según la evaluación preliminar de la estructura mencionada, la edificación existente consta de 3 niveles. La estructura es conformada por elementos estructurales de concreto armado y tabiques de albañilería de sólidos artesanales, los cuales están adheridos a los pórticos, lo que podría considerarse como un sistema de albañilería confinada. Sin embargo, los sólidos artesanales tienen una limitante¹² de uso hasta dos niveles como muros portantes según la Norma E. 070.

Cabe señalar que no se dispone de datos técnicos de los sólidos artesanales.

Para la edificación en análisis, según lo expuesto en el párrafo anterior, se plantea, y es lo adecuado, considerar a un sistema de concreto armado, tratándose de una edificación para uso financiero, por lo cual, se realiza la revisión en el presente documento.

El modelo estructural no incluirá la tabiquería, éstas serán aisladas de los pórticos; por lo que las cargas provenientes de la tabiquería son consideradas como cargas muertas estimadas. El modelamiento toma en cuenta la demanda sísmica, cuyo sistema sismo-resistente es conformado por pórticos principales en la dirección paralela a la fachada, mientras que en la dirección perpendicular a la fachada está conformado por pórticos secundarios.

Los procedimientos, análisis a considerar, así como criterios, serán las mismas consideradas en el análisis de la edificación existente de Puno.

¹² Las limitaciones en el uso de la unidad de albañilería para fines estructurales están dadas en la Norma E. 070 del RNE.

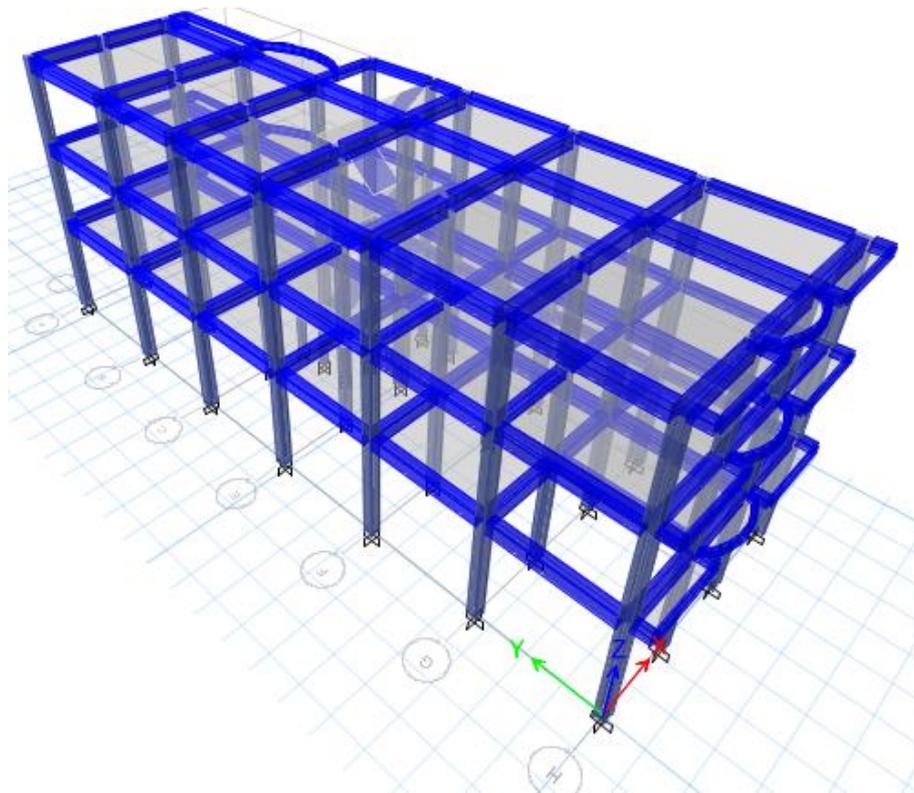


Figura 5.37: Vista isométrica de la estructura analizada – Modelo Estructural

5.5.2 INFORMACION BASE

2.1 Nomenclatura

- CM: Carga Muerta debida al peso de la estructura y equipos (kg/m²)
- CV: Carga Viva (kg/m²)
- CS: Carga de sismo
-
- Z: Factor de zonificación sísmica
- U: Factor de uso e importancia
- C: Coeficiente de amplificación sísmica
- S: Factor de suelo
- T_P: Periodo corto del terreno
- T_L: Periodo largo del terreno
- R: Coeficiente de reducción sísmica
- I_a: Irregularidad en altura
- I_p: Irregularidad en planta.

5.5.3 CARGAS

5.5.3.1 CARGAS DE GRAVEDAD

A. Cargas Muertas (CM)

Peso de la estructura	=	Según Programa
Losa aligerada	=	300.0 Kg/m ²
Unidades de albañilería en losa	=	90.0 Kg/m ²
Piso Terminado	=	100.0 Kg/m ²
Cielo raso	=	15.0 Kg/m ²
Muros de albañilería e=0.15 m.	=	270x(h) Kg/m ($\gamma \approx 1800$ Kg/m ³)

B. Cargas Vivas (CV)

Sobrecargas uso a entidad financiera (CV):

Oficinas (*):

Exceptuando salas de archivo y computación	=	250.00 Kg/m ²	E. 020 Cargas
Corredores y escaleras	=	300.00 Kg/m ²	Asumido (E. 020 ;400 Kg/m ²)

(*): Estas cargas no incluyen la posible tabiquería móvil

Tabiquería Móvil	=	50.00 Kg/m ²	Asumido
Sobre carga en azoteas	=	100.00 Kg/m ²	Asumido

Sobrecargas Uso original Vivienda (CV):

Viviendas:

Viviendas	=	200.00 Kg/m ²	E. 020 Cargas
Corredores y escaleras	=	200.00 Kg/m ²	E. 020 Cargas

Nota: Para más detalles, ver metrado de cargas en Anexo C: Metrado de cargas.

5.5.3.2 CARGAS DE SISMO (E)

Parámetros:

Z =	0.25	Zona 3
U =	1.00	Edificaciones Tipo C

- S = **1.00** Suelos rígidos Tipo S1
- Tp= **0.40** Periodo corto del terreno
- TL= **2.50** Periodo largo del terreno
- Ro (x)= **8.00** Pórticos Según el E.030
- Ia = **0.75** Tabla N°8 del E. 030
- Ip = **0.75** Tabla N°9 del E. 030
- Rx = **4.50**
- Ro (y)= **8.00** Pórticos Según el E.030
- Ia = **0.75** Tabla N°8 del E. 030
- Ip = **1.00** Tabla N°9 del E. 030
- Ry = **6.00**

Tabla 5.51 Cálculo de aceleración espectral para las direcciones X e Y

C	T (seg)	Sa/g (X)	Sa/g (Y)	C	T (seg)	Sa/g (X)	Sa/g (Y)
2.50	0	0.1389	0.1042	1.54	0.65	0.0855	0.0641
2.50	0.02	0.1389	0.1042	1.43	0.7	0.0794	0.0595
2.50	0.04	0.1389	0.1042	1.33	0.75	0.0741	0.0556
2.50	0.06	0.1389	0.1042	1.25	0.8	0.0694	0.0521
2.50	0.08	0.1389	0.1042	1.18	0.85	0.0654	0.0490
2.50	0.1	0.1389	0.1042	1.11	0.9	0.0617	0.0463
2.50	0.12	0.1389	0.1042	1.05	0.95	0.0585	0.0439
2.50	0.14	0.1389	0.1042	1.00	1	0.0556	0.0417
2.50	0.16	0.1389	0.1042	0.63	1.6	0.0347	0.0260
2.50	0.18	0.1389	0.1042	0.50	2	0.0278	0.0208
2.50	0.2	0.1389	0.1042	0.40	2.5	0.0222	0.0167
2.50	0.25	0.1389	0.1042	0.28	3	0.0154	0.0116
2.50	0.3	0.1389	0.1042	0.16	4	0.0087	0.0065
2.50	0.35	0.1389	0.1042	0.10	5	0.0056	0.0042
2.50	0.4	0.1389	0.1042	0.07	6	0.0039	0.0029
2.22	0.45	0.1235	0.0926	0.05	7	0.0028	0.0021
2.00	0.5	0.1111	0.0833	0.04	8	0.0022	0.0016
1.82	0.55	0.1010	0.0758	0.03	9	0.0017	0.0013
1.67	0.6	0.0926	0.0694	0.03	10	0.0014	0.0010

Fuente: Elaboración propia.

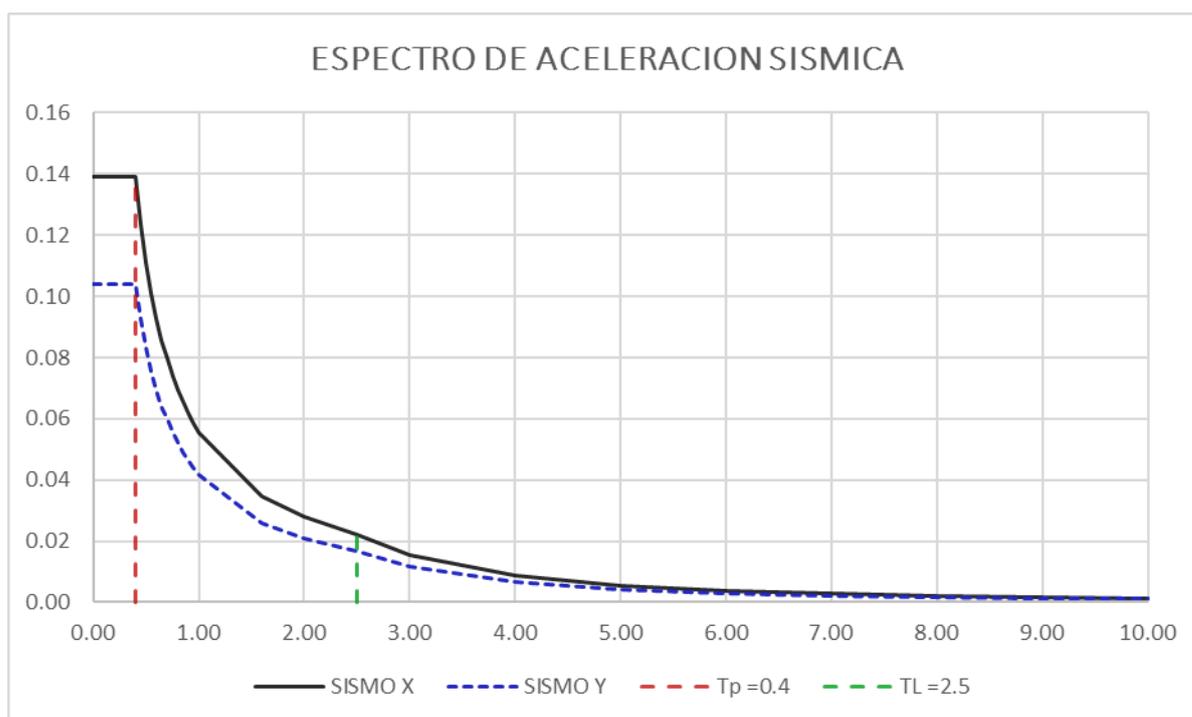


Gráfico 5.37: Espectro De Aceleración Sísmica

5.5.4 ANÁLISIS SÍSMICO

A. Modos de Vibración y Porcentajes de Masa Participante

Tabla 5.52: MODOS DE VIBRACION

Modo	Periodo	UX	UY	Sum UX	Sum UY
	Sec				
1	0.519	0.2324	0.0936	0.2324	0.0936
2	0.449	0.5338	0.3202	0.7661	0.4138
3	0.368	0.1270	0.4941	0.8931	0.9079
4	0.173	0.0217	0.0055	0.9148	0.9134
5	0.152	0.0484	0.0260	0.9632	0.9395
6	0.124	0.0293	0.0496	0.9925	0.9891
7	0.095	0.0008	0.0035	0.9933	0.9926
8	0.087	0.0018	0.0031	0.9950	0.9958
9	0.074	0.0037	0.0022	0.9987	0.9980
10	0.013	0.0008	0.0002	0.9995	0.9982
11	0.01	0.0003	0.0003	0.9998	0.9984
12	0.008	0.0000	0.0013	0.9998	0.9998
	Σ	1.0000	0.9996		

Fuente: Elaboración propia (Reporte Etabs)

B. Cortante sísmico

Según la norma E.030 señala que la fuerza cortante basal obtenida del análisis dinámico del edificio no podrá ser menor que el 90% del valor de la cortante basal obtenida mediante análisis estático para estructuras Irregulares, ni menor que el 90% para estructuras irregulares. Teniendo esta consideración, el mínimo cortante basal dinámico no podrá ser menor del 90% del sismo estático tratándose de estructura irregular para ambas direcciones.

Masa considerada

Peso sísmico = 351334.46 Kg (CM+25%CV)

Cortante basal del análisis estático

Tabla 5.53: Cortante en la Base Análisis Estático

T(Periodo)	ZUCS/R	PISO	CARGA	VX (Kg)	VY (Kg)
Tx= 0.449	0.123731667	Base	SISMO X	43471.2	0
Ty= 0.368	0.104166667	Base	SISMO Y	0	36597.34

Fuente: Elaboración propia

Cortante basal del análisis Dinámico

Tabla 5.54: Cortante en la base del análisis dinámico.

Espectro	Dir.	VX	VY	T	MX	MY
		kg	kg	Tn-m	Tn-m	Tn-m
Ex	SDX	29405.08	19172.44	329.41	122.86	190.46
Ey	SDY	14377.94	23453.7	256.46	151.63	94.2

Fuente: Elaboración propia.

Verificación del mínimo cortante basal dinámico

Tabla 5.55: Mínimo cortante basal dinámico y factor de escalamiento.

Dir	V _{Dinam} kg	V _{Estat} kg	90%V _{din} kg	V _{din} <90%V _{estat}	Factor a escalar
X-X	29405.08	43471.2	39124.08	SI	1.33052
Y-Y	23453.7	36597.34	32937.61	SI	1.40437

Fuente: Elaboración propia.

De los resultados del análisis sísmico Estático y Dinámico se verifica que si es necesario utilizar el factor de escalamiento, que servirá para la verificación de los elementos estructurales.

5.5.5 VERIFICACIÓN DE LOS DESPLAZAMIENTOS Y RIESGO AL COLAPSO

A. Desplazamientos relativos admisibles por carga sísmica

Tabla 5.56: Derivas inelásticas calculadas para el caso de Sismo Dinámico SDX

Piso	Altura m	Desp. mm	Derivas $\Delta_{elástica}$	Derivas inelásticas $\Delta_{inelástica} = \Delta_{elástica} * R$	Deriva límite $\Delta_{límite}$	Chequeo
Techo	9.08	9.553	0.000826	0.003717	0.007	OK...!!!
2°	6.39	8.381	0.001284	0.005778	0.007	OK...!!!
1°	3.70	4.808	0.001402	0.006309	0.007	OK...!!!

Fuente: Elaboración propia.

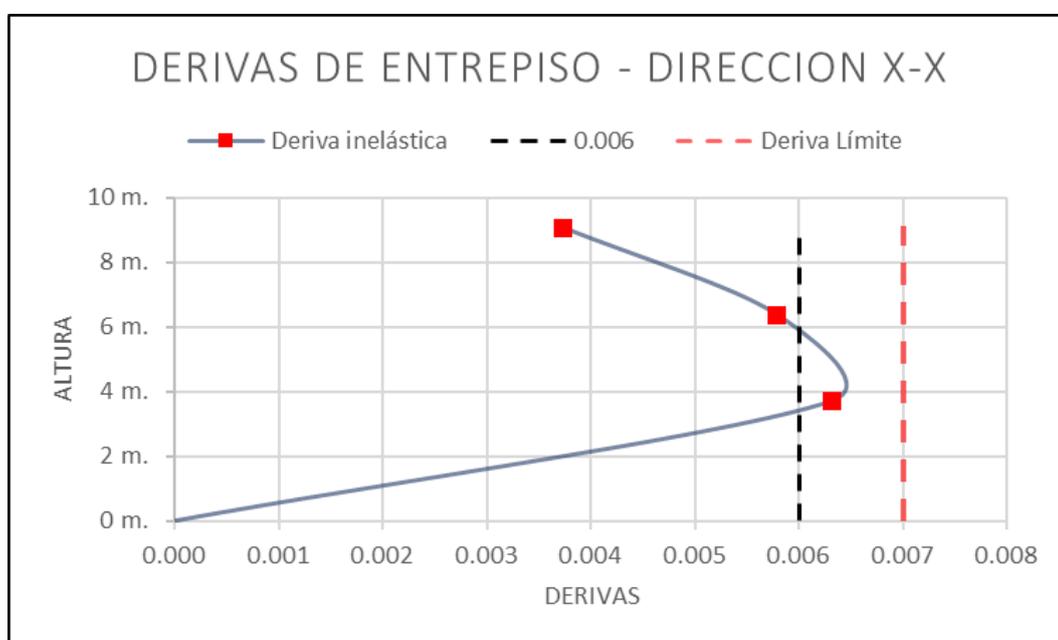


Gráfico 5.38: Derivas de entrepiso en la dirección de análisis X

Tabla 5.57: Derivas inelásticas calculadas para el caso de Sismo Dinámico SDY

Piso	Altura m	Desp. mm	Derivas $\Delta_{elástica}$	Derivas inelásticas $\Delta_{inelástica} = \Delta_{elástica} * R$	Deriva límite $\Delta_{límite}$	Chequeo
Techo	9.08	4.237	0.00035	0.002100	0.007	OK...!!!
2°	6.39	3.361	0.000583	0.003498	0.007	OK...!!!
1°	3.70	2.067	0.000594	0.003564	0.007	OK...!!!

Fuente: Elaboración propia.

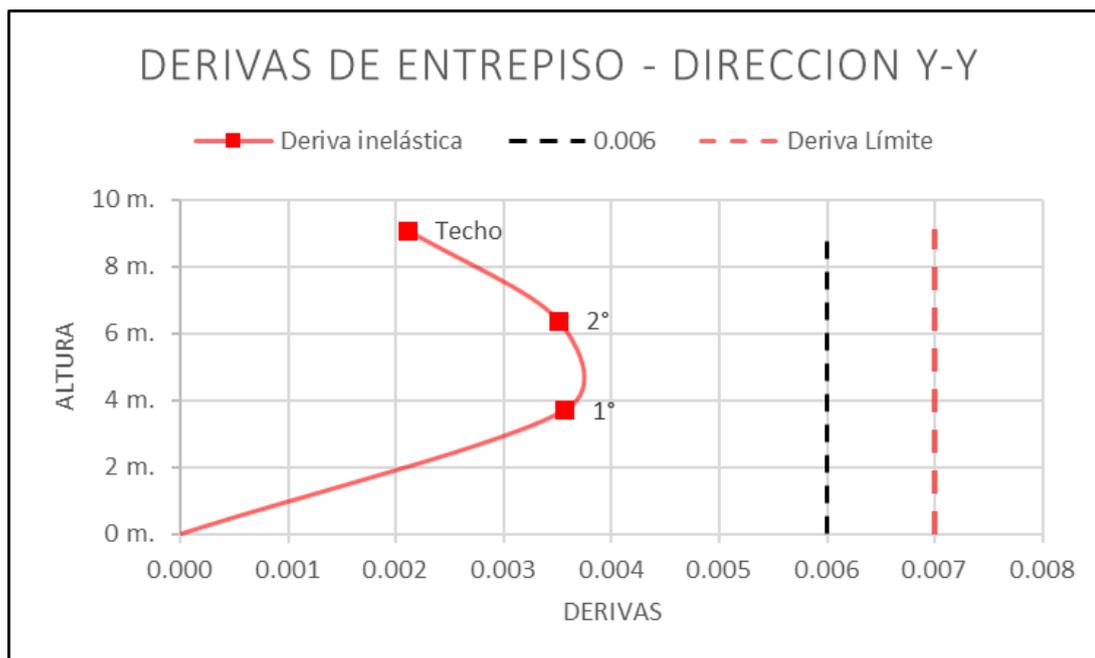


Gráfico 5.39: Derivas de entrepiso en la dirección de análisis Y.

B. Análisis de los desplazamientos laterales relativos

Las derivas de entrepiso son calculadas según lo estipulado en el numeral 5.2 de la Norma E. 030-2016, previa multiplicación de los desplazamientos laterales por el factor de reducción de fuerzas sísmicas “R” por tratarse de una estructura Irregular. El máximo desplazamiento relativo de entrepiso no debe exceder la fracción de la altura de entrepiso, en este caso, para el concreto armado es Δ/h es 0.007.

Según el cálculo de las derivas de entrepiso, así como en sus Gráficos correspondientes, no se requiere rigidizar la edificación en ambas direcciones, debido a que los desplazamientos máximos relativos son menores a los límites permisibles señalados en la Norma E. 030.

C. Riesgo al colapso y necesidad de reforzamiento

Del análisis de las derivas de entrepiso, la edificación no tiende al colapso, debido a que los máximos desplazamientos relativos se entrepiso no son mayores a las que el edificio puede tolerar. El siguiente proceso será la determinación de la capacidad resistente de los elementos estructurales.

5.5.6 DETERMINACION DE LA CAPACIDAD RESISTENTE DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

5.5.6.1 INTRODUCCIÓN

Siguiendo el procedimiento similar el de la edificación de Puno, la capacidad resistente de los elementos estructurales se determinará según verificaciones del diseño de los elementos estructurales, la verificación se realizará con el diseño por resistencia, utilizando los factores de carga y factores de reducción de resistencia, según lo estipulado en la Norma E. 060 de concreto armado. Todos los elementos estructurales existentes serán verificados para resistir los efectos máximos producidos por las cargas amplificadas determinadas en el análisis estructural. No se realiza el análisis se la cimentación, debido a que no se realizó la prospección in-situ de las zapatas.

5.5.6.2 COMBINACIONES BÁSICAS DE DISEÑO:

Tabla 5.58: Combinaciones de carga

Comb	CM	CV	CV	Dir
COMB1:	1.4	1.7		
COMB2:	1.25	1.25	1	X
COMB3:	1.25	1.25	-1	X
COMB4:	1.25	1.25	1	Y
COMB5:	1.25	1.25	-1	Y
COMB6:	0.9	1.25		X
COMB7:	0.9	-1.25		X
COMB8:	0.9	1.25		Y
COMB9:	0.9	-1.25		Y

Fuente: Norma E. 060 2016 RNE (9.2 Resistencia requerida)

5.5.6.3 RESPUESTA DE LOS ELEMENTOS SISMORRESISTENTES

Para el diseño de los elementos sismorresistentes, conformado por pórticos, se utilizarán las combinaciones de carga según la E. 060 (ecuaciones (9-4) y (9-5)).

$$U = 1.25 (CM + CV) \pm CS \quad \text{Ecuación (9-4) de E. 060-2016}$$

$$U = 0.9 CM \pm 1.25CV \quad \text{Ecuación (9-5) de E. 060-2016}$$

A continuación, se muestran graficas de resultados del análisis de la edificación, ya sean los diagramas de momentos, fuerza cortante de la estructura:

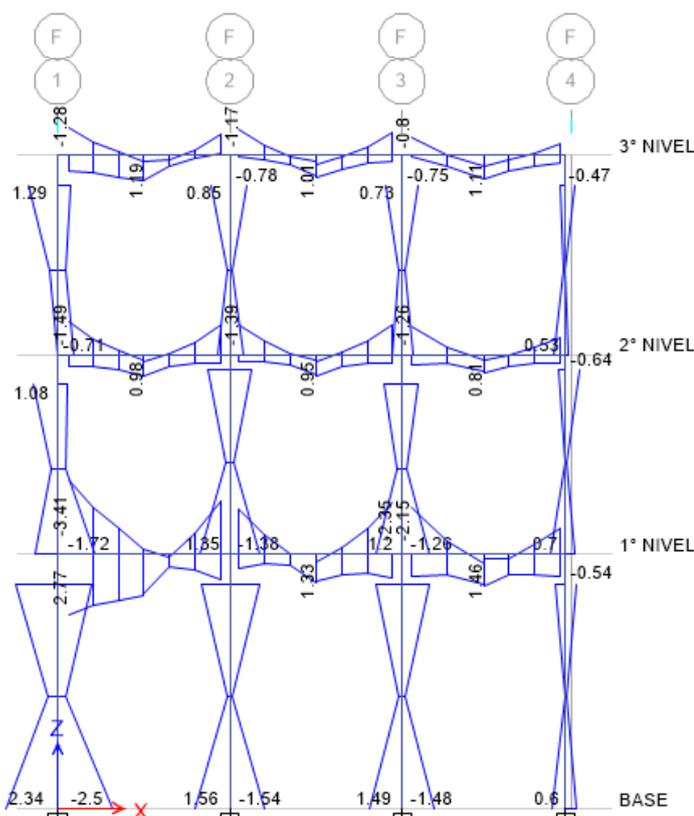


Figura 5.38: Diagrama de momentos Dirección X, Eje F-F: Envoltente(Tn-m)

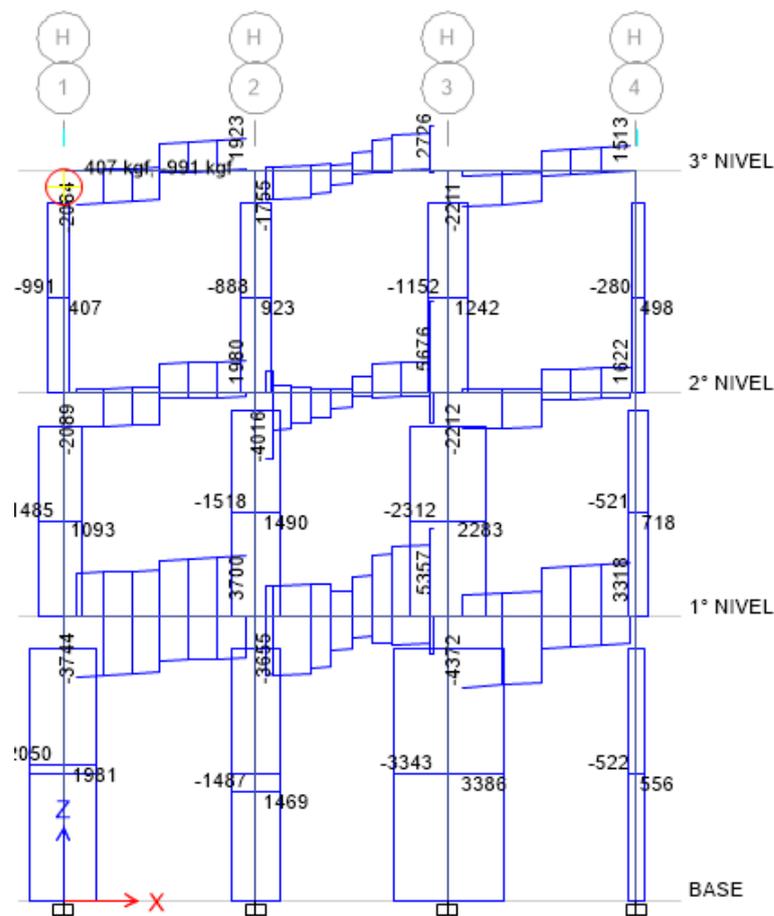


Figura 5.39: Diagrama de cortante Dirección X, Eje F-F: Envoltente(Kg-m)

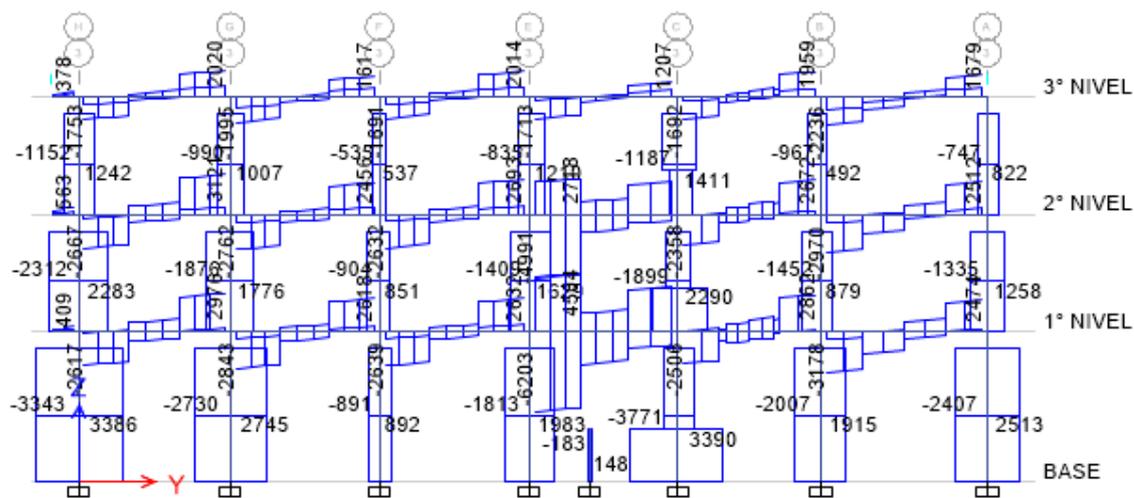


Figura 5.40: Diagrama de cortantes Dirección Y, Eje 3-3: Envoltente (Kg-m)

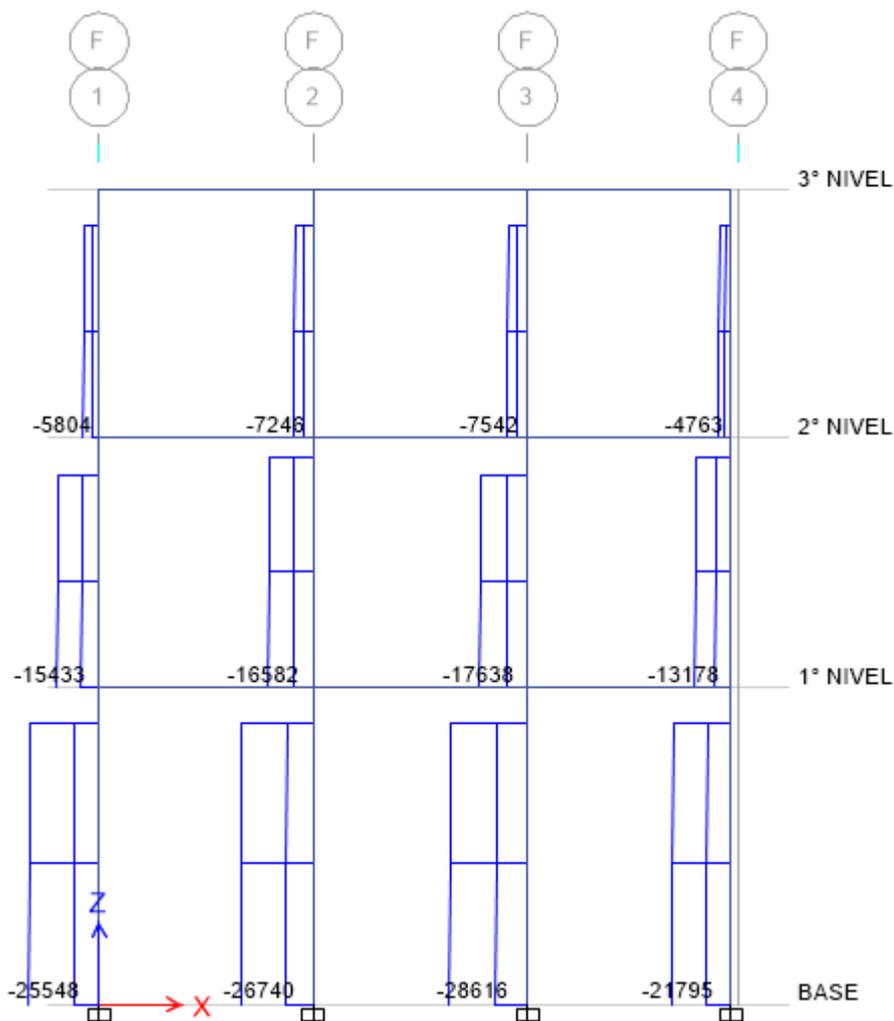


Figura 5.41: Diagrama de carga axial Dirección X, Eje F-F: Envoltente (Kg)

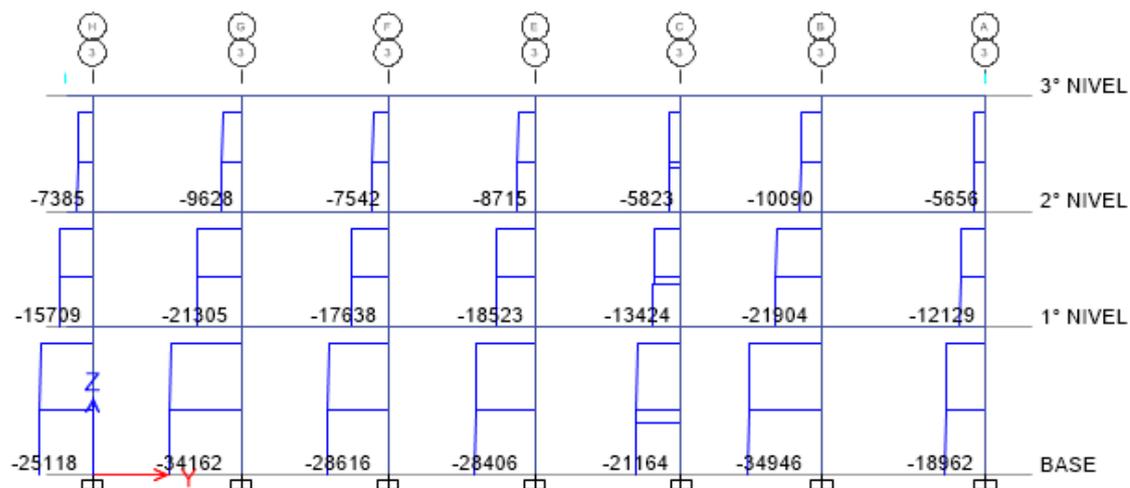


Figura 5.42: Diagrama de carga axial Dirección Y, Eje 3-3: Comb1 (Kg)

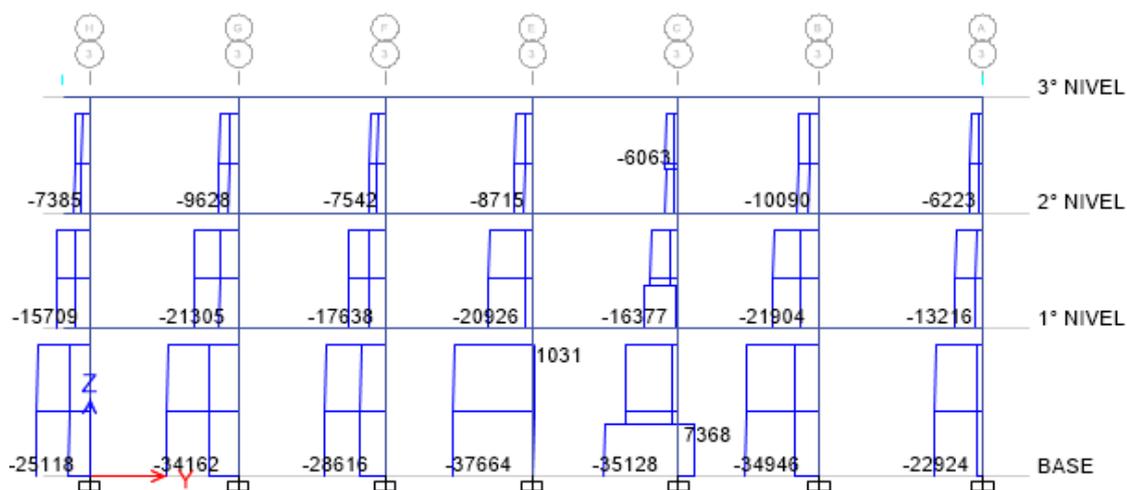


Figura 5.43: Diagrama de carga axial Dirección Y-Y, Eje 3-3 Envolvente (Kg)

5.5.6.4 DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD RESISTENTE A FLEXION Y CORTE DE VIGAS

La capacidad resistente a flexión de todas las vigas se determinará asumiendo el criterio de diseño de vigas simplemente reforzadas, por lo que los efectos del acero a compresión son despreciables para el caso de las vigas analizadas, al mismo tiempo se determinará la resistencia nominal a la fuerza cortante; las cuales serán comparadas con las solicitaciones a flexión de momentos y cortantes últimas determinadas en el análisis estructural para verificar la necesidad de reforzamiento.

Las secciones típicas de vigas son: VP 25x40cm, VP 25x20 vigas principales y VS 25x20, VS 25x40 vigas secundarias, las cuales se determinarán la capacidad resistente:

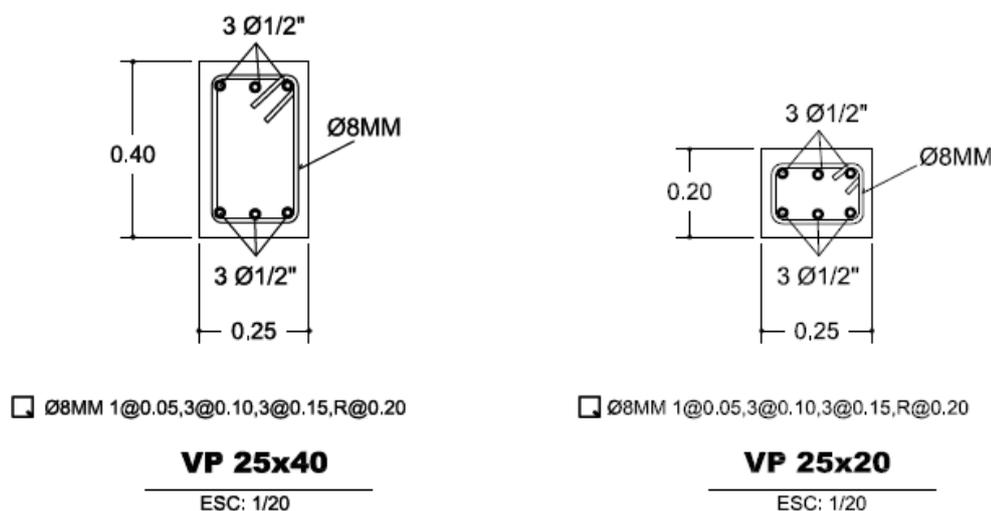


Figura 5.44: Disposición de acero existente en vigas principales (25x40); (25x20)

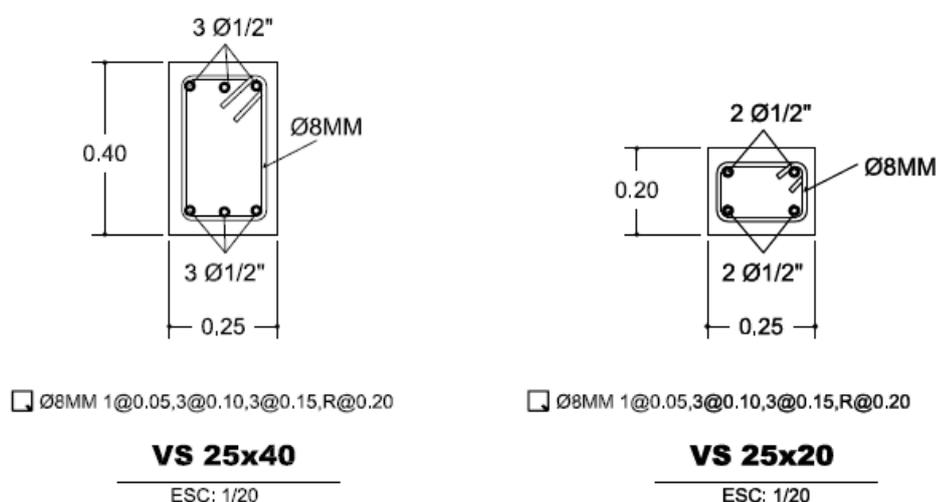
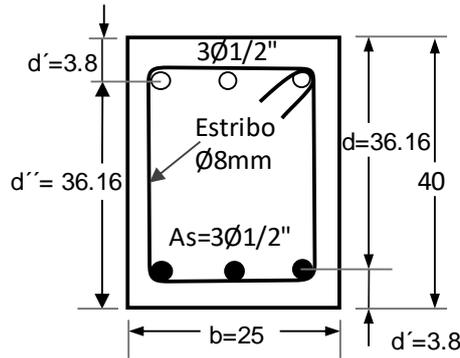


Figura 5.45: Disposición de acero existente en vigas secundarias (25x40); (25x20)

VIGA VP- 101 EJE C-C, TRAMO 1-2 (25cmx40cm)



Propiedades de la sección existente:

<p>Concreto</p> <p>$E_c = 216199.10 \text{ Kg/cm}^2$</p> <p>$f'_c = 205 \text{ Kg/cm}^2$</p> <p>$\beta_1 = 0.85$</p> <p>Sección</p> <p>$b = 25 \text{ cm}$ Ancho de la sección</p> <p>$h = 40 \text{ cm}$ Altura de la sección</p> <p>$d' \approx 3.84 \text{ cm}$ Distancia desde la fibra extrema en tracción al centroide del refuerzo longitudinal en tracción.</p>	<p>Acero</p> <p>$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$</p> <p>$E_s = 2039000 \text{ Kg/cm}^2$</p>
---	---

A. CAPACIDAD RESISTENTE A FLEXION PARA MOMENTO POSITIVO

1.- Cálculo de la cuantía balanceada

Cálculo de la cuantía balanceada

$$\rho_b = \frac{\beta_1 0.85 f'_c}{f_y} \left(\frac{6117}{6117 + f_y} \right) = 0.0209$$

2. Cálculo del momento resistente

$$d = 40 - 3.84 = 36.16 \text{ cm} ; b = 25 \text{ cm}$$

$$As = 3 \times 1.29 = 3.87 \text{ cm}^2 ; As = 3.87 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{As}{bd} = 0.004281 < \rho_b ; \text{Conforme..!!}$$

Por lo tanto, el modo de falla controlada es por tracción.

Luego: $M_n = As F_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$

$$a = \frac{As \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = 3.73 \text{ cm}$$

$$M_n = As F_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 3.87 \times 4200 (36.16 - 1.87) = 557349.66 \text{ Kg-cm}$$

$$Mn = 5.57 \text{ Tn-m} ; \phi = 0.90$$

$$\phi Mn = 0.9(5.57) = \mathbf{5.01 \text{ Tn-m}}$$

3. Acero máximo y mínimo

Acero máximo

$$A_{s_{max}} = 0.75\rho_b bd = 15.21 \text{ cm}^2$$

Cuantía mínima por flexión (ACI):

$$A_{s_{min}} = \max \left\{ \frac{0.8\sqrt{f'_c}}{f_y} bd; \frac{14}{f_y} bd \right\} = 3.01 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3.87 \text{ cm}^2 > A_{s_{min}} \implies \text{Conforme}$$

$$A_s = 3.87 \text{ cm}^2 < A_{s_{max}} \implies \text{Conforme}$$

Por lo tanto, cumple con los requisitos de cuantía

B. CAPACIDAD RESISTENTE A FLEXION A MOMENTO NEGATIVO

La capacidad resistente a flexión para momento negativo será la misma calculada para el momento positivo, debido a que el acero de refuerzo existente inferior es similar al acero de refuerzo superior. Así mismo, la distancia desde la fibra extrema en tracción al centroide del refuerzo longitudinal en tracción es igual a la de compresión, por lo tanto:

$$\phi M_n = 0.9(5.59) = 5.03 \text{ Tn-m}$$

C. CAPACIDAD RESISTENTE A CORTANTE:

$$\text{Estribos } 8\text{mm}; \quad A_{st} = 0.50 \text{ cm}^2 \quad s = 10 \text{ cm},$$

$$\phi = 0.85$$

$$A_v = 2 \times 0.5 = 1 \text{ cm}^2$$

Capacidad de corte del concreto:

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

$$\phi V_c = 6040.52 \text{ Kg}$$

$$0.5 \phi V_c = 3020.26 \text{ Kg}$$

Capacidad de corte del refuerzo transversal:

$$\phi V_s = \phi \frac{A_v F_y d}{s}$$

$$\phi V_s = 12909.12 \text{ Kg}$$

RESISTENCIA A CORTANTE (E. 060 Sección 11.1.1)

$$\phi V_n = \phi V_c + \phi V_s = 18949.64 \text{ Kg}$$

RESUMEN

$$\phi M_n^{(+)} = 5.03 \text{ Tn-m} \quad \text{Capacidad resistente a flexión para momento positivo}$$

$$\phi M_n^{(-)} = 5.03 \text{ Tn-m} \quad \text{Capacidad resistente a flexión para momento negativo}$$

$$\phi V_n = 18.95 \text{ Tn} \quad \text{Capacidad resistente a cortante (Máximos y mínimos)}$$

D. SOLICITACIONES A FLEXION Y CORTANTE

Del análisis estructural efectuado, se muestran las solicitaciones máximas a flexión y cortante en todo el tramo de la viga V25cmx40 cm, las cuales se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 5.59: Solicitaciones a flexión y cortantes máximos de la viga 25x40 a cada estación.

Viga 30x40	Estación m	Momentos máximos		Cortantes máximos	
		Mu ⁽⁺⁾ Tn.m	Mu ⁽⁻⁾ Tn.m	Vmax Tn	Vmin Tn
B19	0.125	1.73	-2.21	1.849	-3.595
B19	0.2036	1.59	-1.93	1.866	-3.572
B19	0.2036	1.49	-1.73	1.878	-3.655
B19	0.6588	0.81	-0.3	1.976	-3.519
B19	0.6588	0.74	-0.17	1.936	-3.191
B19	0.9021	0.82	0.04	1.988	-3.118
B19	0.9021	0.98	-0.06	1.501	-2.109
B19	1.15	1.49	-0.43	1.554	-2.035
B19	1.15	2.01	-1.05	2.405	-1.288
B19	1.3979	2.21	-1.54	2.479	-1.235
B19	1.3979	2.23	-1.66	3.736	-1.698
B19	1.6412	2.45	-2.39	3.809	-1.646
B19	1.6412	2.5	-2.54	4.275	-1.745
B19	2.0964	3.27	-4.51	4.412	-1.647
B19	2.0964	3.38	-4.77	5.348	-2.371
B19	2.125	3.45	-4.92	5.357	-2.365

Fuente: Elaboración propia.

E. DETERMINACION DE LA NECESIDAD DE REFORZAMIENTO DE LA VIGA 25x40

Tabla 5.60: Momentos resistentes - Momentos máximos de la viga 25x40 a cada estación.

Viga 30x40	Estación m	Momento resistente		Momentos máximos	
		ØMn ⁽⁺⁾ Tn.m	ØMn ⁽⁻⁾ Tn.m	Mu ⁽⁺⁾ Tn.m	Mu ⁽⁻⁾ Tn.m
B19	0.125	5.013	-5.013	1.73	-2.21
B19	0.2036	5.013	-5.013	1.59	-1.93
B19	0.2036	5.013	-5.013	1.49	-1.73
B19	0.6588	5.013	-5.013	0.81	-0.3
B19	0.6588	5.013	-5.013	0.74	-0.17
B19	0.9021	5.013	-5.013	0.82	0.04

B19	0.9021	5.013	-5.013	0.98	-0.06
B19	1.15	5.013	-5.013	1.49	-0.43
B19	1.15	5.013	-5.013	2.01	-1.05
B19	1.3979	5.013	-5.013	2.21	-1.54
B19	1.3979	5.013	-5.013	2.23	-1.66
B19	1.6412	5.013	-5.013	2.45	-2.39
B19	1.6412	5.013	-5.013	2.5	-2.54
B19	2.0964	5.013	-5.013	3.27	-4.51
B19	2.0964	5.013	-5.013	3.38	-4.77
B19	2.125	5.013	-5.013	3.45	-4.92

Fuente: Elaboración propia.

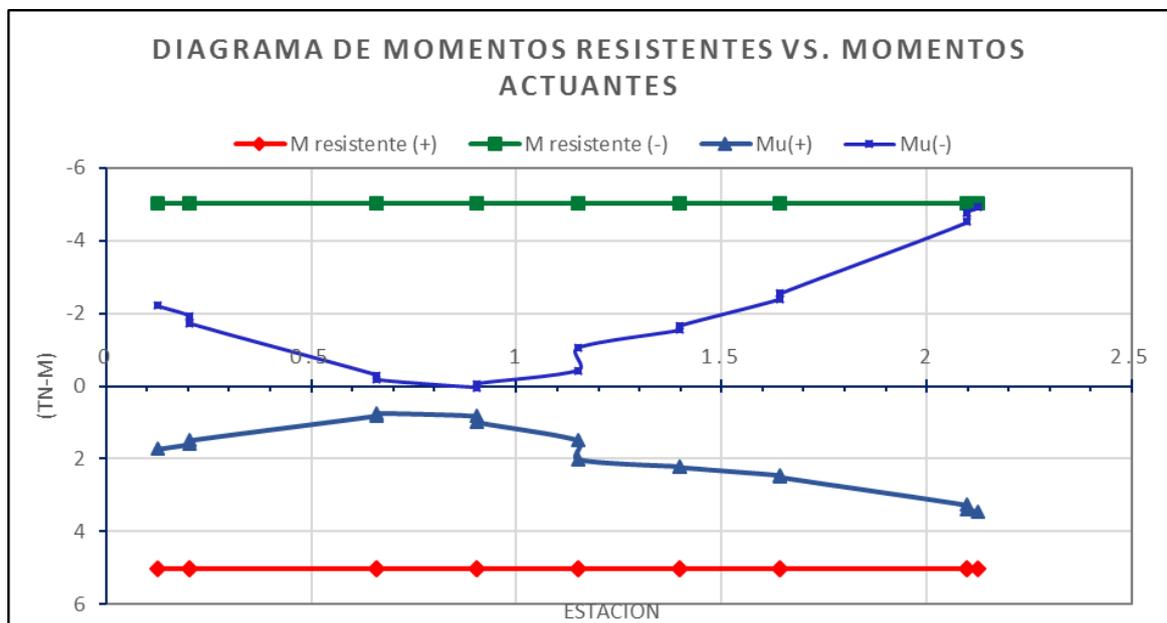


Gráfico 5.40: Diagrama de momentos resistentes Vs. momentos máximos - Viga 25x40

Cortantes VIGA 25x40 (1@0.05, 3@0.10, 3@0.15, R@0.20)

Tabla 5.61: Capacidad resistente a fuerza cortante - Cortantes últimos VIGA 25x40

Viga 25x40	Estación m	s cm	Capacidad Resistente a Fuerza Cortante			Cortantes máximos	
			ØVc Kg	ØVs Kg	ØVn Tn	Vmax Tn	Vmin Tn
B19	0.13	10	5830.96	12909.12	18.740	1.849	-3.595
B19	0.20	10	5830.96	12909.12	18.740	1.866	-3.572
B19	0.20	10	5830.96	12909.12	18.740	1.878	-3.655
B19	0.66	15	5830.96	8606.08	14.437	1.976	-3.519
B19	0.66	15	5830.96	8606.08	14.437	1.936	-3.191
B19	0.90	20	5830.96	6454.56	12.286	1.988	-3.118
B19	0.90	20	5830.96	6454.56	12.286	1.501	-2.109
B19	1.15	20	5830.96	6454.56	12.286	1.554	-2.035

B19	1.15	20	5830.96	6454.56	12.286	2.405	-1.288
B19	1.40	20	5830.96	6454.56	12.286	2.479	-1.235
B19	1.40	20	5830.96	6454.56	12.286	3.736	-1.698
B19	1.64	15	5830.96	8606.08	14.437	3.809	-1.646
B19	1.64	15	5830.96	8606.08	14.437	4.275	-1.745
B19	2.10	10	5830.96	12909.12	18.740	4.412	-1.647
B19	2.10	10	5830.96	12909.12	18.740	5.348	-2.371
B19	2.13	10	5830.96	12909.12	18.740	5.357	-2.365

Fuente: Elaboración propia.

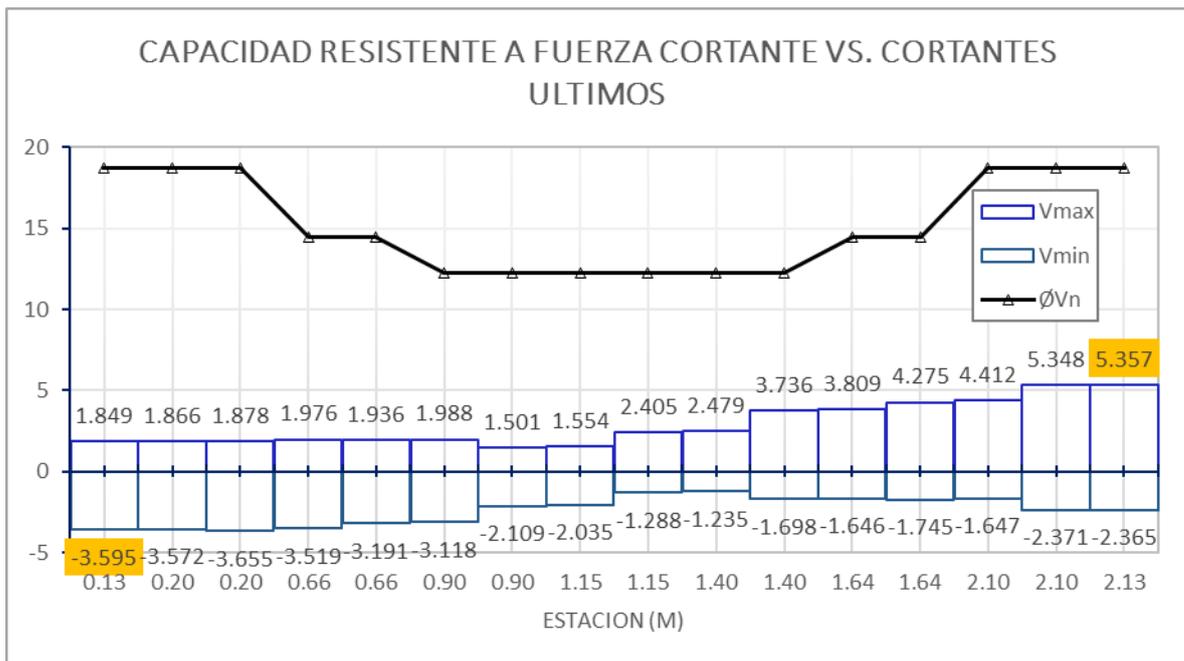


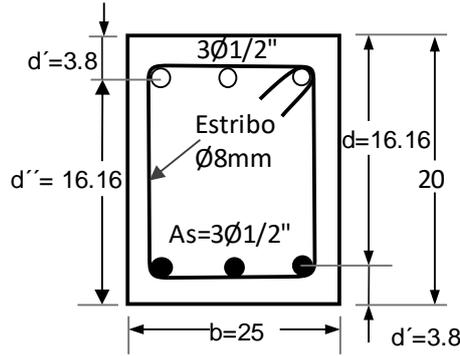
Gráfico 5.41: Capacidad resistente a fuerza cortante vs. Cortantes últimos VIGA 25x40

$$\begin{aligned} \phi M_n^{(+)} = 5.01 \text{ Tn-m} &> M_u^{(+)} = 3.45 \text{ Tn-m} && \text{Conforme} \\ \phi M_n^{(-)} = 5.01 \text{ Tn-m} &> M_u^{(-)} = 4.92 \text{ Tn-m} && \text{Conforme} \\ \phi V_n = 18.74 \text{ Tn} &> V_{\max} = 5.36 \text{ Tn} && \text{Conforme} \\ \phi V_n = 18.74 \text{ Tn} &> V_{\min} = 3.66 \text{ Tn} && \text{Conforme} \end{aligned}$$

De los cálculos efectuados para la determinación de la capacidad resistente a flexión y cortante, así como de las solicitaciones máximas dadas en tablas y Gráficos superpuestos, se verifica que la viga tiene la capacidad de resistir solicitaciones a flexión de momento positivo y negativo, así mismo tiene suficiente resistencia para solicitaciones de fuerza cortante.

Según lo descrito en el párrafo anterior, no es necesario el reforzamiento de la viga.

VIGA VP- 205 (25x20cm) EJE C-C



Propiedades de la sección existente:

Concreto	Acero
$E_c = 216199.10 \text{ Kg/cm}^2$	$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
$f'_c = 205 \text{ Kg/cm}^2$	$E_s = 2E+06 \text{ Kg/cm}^2$

Sección

$b = 25 \text{ cm}$	Ancho de la sección	$\beta_1 = 0.85$
$h = 20 \text{ cm}$	Altura de la sección	
$d' \approx 3.84 \text{ cm}$	Distancia desde la fibra extrema en tracción al centroide del refuerzo longitudinal en tracción.	

A. CAPACIDAD RESISTENTE A FLEXION A MOMENTO POSITIVO

1.- Cálculo de la cuantía balanceada

Cálculo de la cuantía balanceada

$$\rho_b = \frac{\beta_1 0.85 f'_c}{f_y} \left(\frac{6117}{6117 + f_y} \right) = 0.0209$$

2. Cálculo del momento resistente

$$d = 20 - 3.84 = 16.16 \text{ cm} ; b = 25 \text{ cm}$$

$$As = 3 \times 1.29 = 3.87 \text{ cm}^2 ; As = 3.87 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{As}{bd} = 0.009579 < \rho_b ; \text{Conforme...!!}$$

Por lo tanto, el modo de falla controlada es por tracción.

Luego: $M_n = As F_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$

$$a = \frac{As \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = 3.73 \text{ cm}$$

$$M_n = As F_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 3.87 \times 4200 (16.16 - 1.87) = 232269.66 \text{ Kg-cm}$$

$$Mn = 2.32 \text{ Tn-m} ; \phi = 0.90$$

$$\phi Mn = 0.9(2.32) = \mathbf{2.09 \text{ Tn-m}}$$

3. Acero máximo y mínimo

Acero máximo

$$A_{s_{max}} = 0.75\rho_b b d = 6.34 \text{ cm}^2$$

Cuantía mínima por flexión (ACI):

$$A_{s_{min}} = \max \left\{ \frac{0.8\sqrt{f'_c}}{f_y} b d; \frac{14}{f_y} b d \right\} = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3.87 \text{ cm}^2 > A_{s_{min}} \implies \text{Conforme}$$

$$A_s = 3.87 \text{ cm}^2 < A_{s_{max}} \implies \text{Conforme}$$

Por lo tanto, cumple con los requisitos de cuantía

B. CAPACIDAD RESISTENTE A FLEXION A MOMENTO NEGATIVO

La capacidad resistente a flexión para momento negativo será la misma calculada para el momento positivo, debido a que el acero de refuerzo existente inferior es similar al acero de refuerzo superior. Así mismo, la distancia desde la fibra extrema en tracción al centroide del refuerzo longitudinal en tracción es igual a la de compresión, por lo tanto:

$$\phi M_n = 0.9(2.32) = 2.09 \text{ Tn-m}$$

C. CAPACIDAD RESISTENTE A CORTANTE:Estribos 8mm; $A_{st} = 0.50 \text{ cm}^2$ $s = 10 \text{ cm}$,

$$\phi = 0.85$$

$$A_v = 2 \times 0.5 = 1 \text{ cm}^2$$

Capacidad de corte del concreto:

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

$$\phi V_c = 2605.87 \text{ Kg}$$

$$0.5 \phi V_c = 1302.94 \text{ Kg}$$

Capacidad de corte del refuerzo transversal:

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

$$\phi V_s = 5769.12 \text{ Kg}$$

RESISTENCIA A CORTANTE (E. 060 Sección 11.1.1)

$$\phi V_n = \phi V_c + \phi V_s = 8374.99 \text{ Kg}$$

RESUMEN

$\phi M_n^{(+)} = 2.09 \text{ Tn-m}$	Capacidad resistente a flexión para momento positivo
$\phi M_n^{(-)} = 2.09 \text{ Tn-m}$	Capacidad resistente a flexión para momento negativo
$\phi V_n = 8.37 \text{ Tn}$	Capacidad resistente a cortante (Máximos y mínimos)

D. SOLICITACIONES A FLEXION Y CORTANTE

Del análisis estructural efectuado, se muestran las solicitaciones máximas a flexión y cortante en todo el tramo de la viga V25cmx20 cm, las cuales se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 5.62: Solicitaciones a flexión – Momentos y cortantes máximos de la viga 25x20 a cada estación.

Viga 25x20	Estación m	Momentos máximos		Cortantes máximos	
		Mu ⁽⁺⁾ Tn.m	Mu ⁽⁻⁾ Tn.m	Vmax Tn	Vmin Tn
B6	0.15	0.52	-1.55	0.03	-2.345
B6	0.4842	0.5	-0.77	0.066	-2.295
B6	0.8183	0.65	-0.19	0.102	-2.245
B6	1.1525	0.99	0.26	0.139	-2.195
B6	1.1525	0.92	0.3	1.52	-0.072
B6	1.5373	0.55	-0.04	1.577	-0.03
B6	1.5373	0.49	-0.07	2.26	-0.167
B6	1.8586	0.37	-0.64	2.309	-0.132
B6	2.18	0.41	-1.39	2.357	-0.098

Fuente: Elaboración propia.

E. DETERMINACION DE LA NECESIDAD DE REFORZAMIENTO DE LA VIGA 25x20

Tabla 5.63: Momentos resistentes - Momentos máximos de la viga 25x20 a cada estación.

Viga 25x20	Estación m	Momento resistente		Momentos máximos	
		ØMn ⁽⁺⁾ Tn.m	ØMn ⁽⁻⁾ Tn.m	Mu ⁽⁺⁾ Tn.m	Mu ⁽⁻⁾ Tn.m
B6	0.15	2.09	-2.09	0.52	-1.55
B6	0.4842	2.09	-2.09	0.5	-0.77
B6	0.8183	2.09	-2.09	0.65	-0.19
B6	1.1525	2.09	-2.09	0.99	0.26
B6	1.1525	2.09	-2.09	0.92	0.3
B6	1.5373	2.09	-2.09	0.55	-0.04
B6	1.5373	2.09	-2.09	0.49	-0.07
B6	1.8586	2.09	-2.09	0.37	-0.64
B6	2.18	2.09	-2.09	0.41	-1.39

Fuente: Elaboración propia.

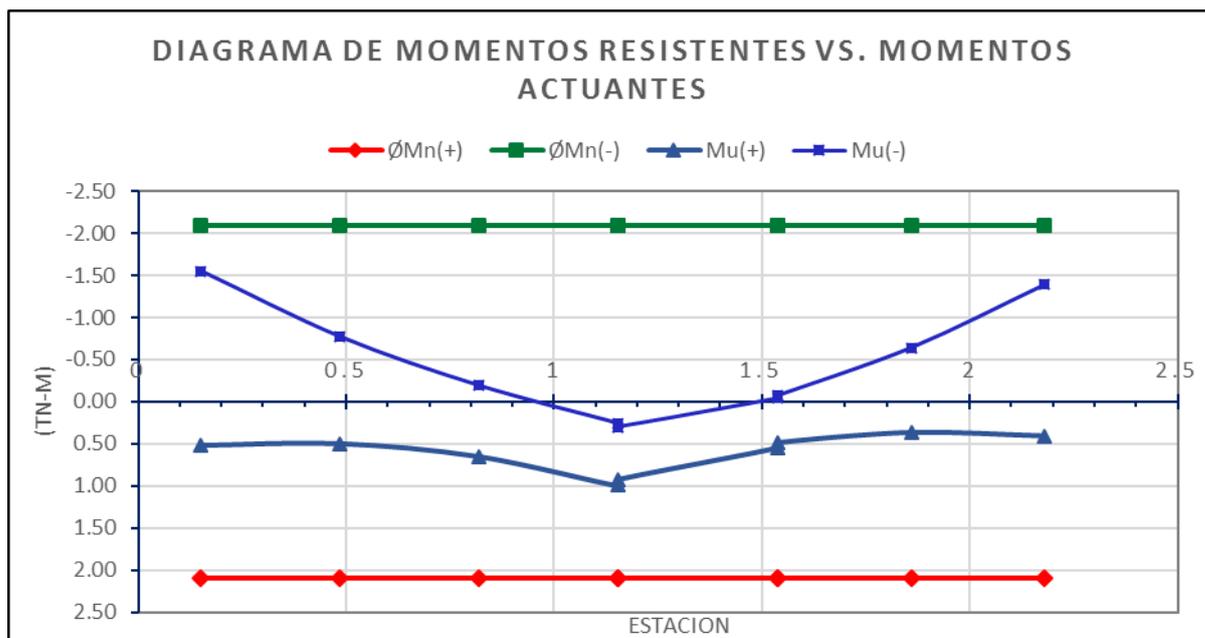


Gráfico 5.42: Diagrama de momentos resistentes Vs. momentos máximos - Viga 30x20

Cortantes VIGA 25x20cm

b= 25.00 cm Estribos Ø8mm
 d= 16.16 cm 1@5 cm
 f'c= 205.00 Kg/cm² 3@10 cm
 fy= 4200.00 Kg/cm² 3@15 cm
 Av= 1.00 cm² r@20 cm

Tabla 5.64: Capacidad resistente a fuerza cortante - Cortantes máximos VIGA 25x20

Viga 25x20	Estación	s	Cap. Resist. A Fuerza Cortante			Cortantes últimos	
			ØVc	ØVs	ØVn	Vmax	Vmin
	m	cm	Kg	Kg	Tn	Tn	Tn
B6	0.15	10	2605.872	5769.120	8.375	0.03	-2.345
B6	0.48	15	2605.872	3846.080	6.452	0.066	-2.295
B6	0.82	20	2605.872	2884.560	5.490	0.102	-2.245
B6	1.15	20	2605.872	2884.560	5.490	0.139	-2.195
B6	1.15	20	2605.872	2884.560	5.490	1.52	-0.072
B6	1.54	20	2605.872	2884.560	5.490	1.577	-0.03
B6	1.54	20	2605.872	2884.560	5.490	2.26	-0.167
B6	1.86	15	2605.872	3846.080	6.452	2.309	-0.132
B6	2.18	10	2605.872	5769.120	8.375	2.357	-0.098

Fuente: Elaboración propia.

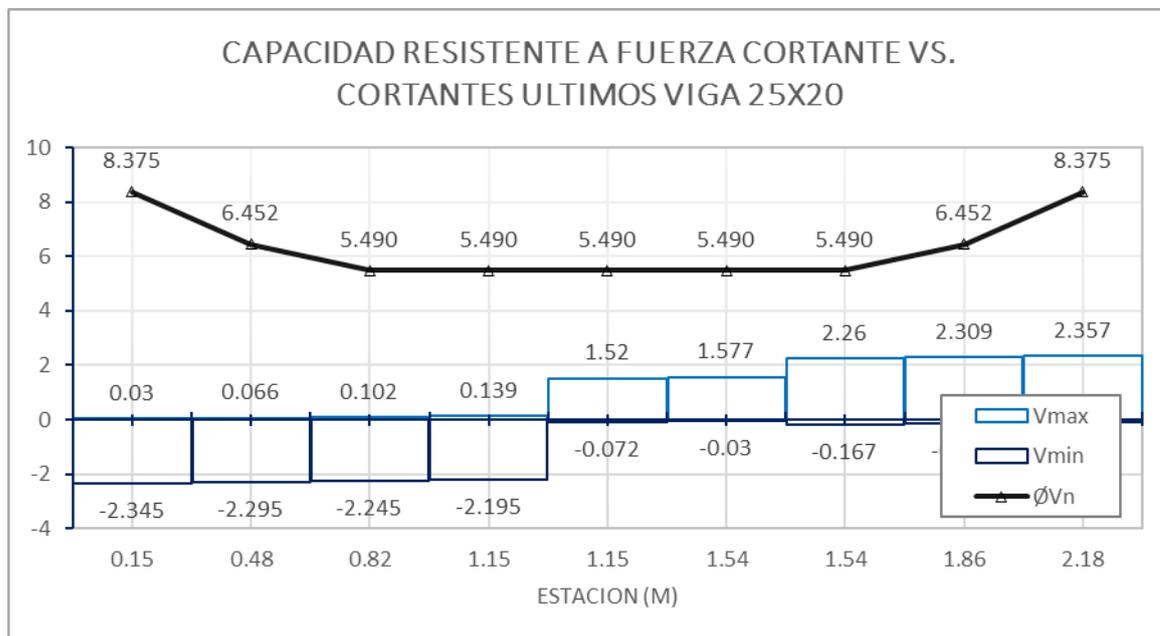


Gráfico 5.43: Capacidad resistente a fuerza cortante vs. Cortantes máximos VIGA 25x20

$$\phi M_n^{(+)} = 2.09 \text{ Tn-m} > M_u^{(+)} = 0.99 \text{ Tn-m} \quad \text{Conforme}$$

$$\phi M_n^{(-)} = 2.09 \text{ Tn-m} > M_u^{(-)} = 1.55 \text{ Tn-m} \quad \text{Conforme}$$

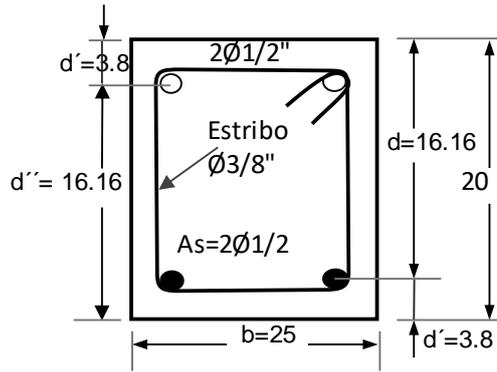
$$\phi V_n = 8.37 \text{ Tn} > V_{\max} = 2.36 \text{ Tn} \quad \text{Conforme}$$

$$\phi V_n = 8.37 \text{ Tn} > V_{\min} = 2.35 \text{ Tn} \quad \text{Conforme}$$

De los cálculos efectuados para la determinación de la capacidad resistente a flexión y cortante, así como de las sollicitaciones máximas dadas en tablas y Gráficos superpuestos, se verifica que la viga tiene suficiente capacidad de resistir sollicitaciones a flexión negativo, así como para fuerza cortante.

Según lo descrito en el párrafo anterior, no es necesario el reforzamiento.

VIGA VS- 25x20cm



Propiedades de la sección existente:

Concreto	Acero
$E_c = 216199.10 \text{ Kg/cm}^2$	$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
$f'_c = 205 \text{ Kg/cm}^2$	$E_s = 2E+06 \text{ Kg/cm}^2$

Sección		$\beta_1 = 0.85$
$b = 25 \text{ cm}$	Ancho de la sección	
$h = 20 \text{ cm}$	Altura de la sección	
$d' \approx 3.84 \text{ cm}$	Distancia desde la fibra extrema en tracción al centroide del refuerzo longitudinal en tracción.	

A. CAPACIDAD RESISTENTE A FLEXION A MOMENTO POSITIVO

1.- Cálculo de la cuantía balanceada

Cálculo de la cuantía balanceada

$$\rho_b = \frac{\beta_1 0.85 f'_c}{f_y} \left(\frac{6117}{6117 + f_y} \right) = 0.0209$$

2. Cálculo del momento resistente

$$d = 20 - 3.84 = 16.16 \text{ cm} ; b = 25 \text{ cm}$$

$$A_s = 2 \times 1.29 = 2.58 \text{ cm}^2 ; A_s = 2.58 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0.006386 < \rho_b ; \text{Conforme...!!}$$

Por lo tanto, el modo de falla controlada es por tracción.

Luego: $M_n = A_s F_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = 2.49 \text{ cm}$$

$$M_n = A_s F_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 2.58 \times 4200 (16.16 - 1.24) = 161673.12 \text{ Kg-cm}$$

$$M_n = 1.62 \text{ Tn-m} ; \phi = 0.90$$

$$\phi M_n = 0.9(1.62) = \mathbf{1.46 \text{ Tn-m}}$$

3. Acero máximo y mínimo

Acero máximo

$$As_{max} = 0.75\rho_b bd = 6.34 \text{ cm}^2$$

Cuantía mínima por flexión (ACI):

$$As_{min} = \max \left\{ \frac{0.8\sqrt{f'c}}{f_y} bd; \frac{14}{f_y} bd \right\} = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$As = 2.58 \text{ cm}^2 > As_{min} \implies \text{Conforme}$$

$$As = 2.58 \text{ cm}^2 < As_{max} \implies \text{Conforme}$$

Por lo tanto, cumple con los requisitos de cuantía

B. CAPACIDAD RESISTENTE A FLEXION A MOMENTO NEGATIVO

La capacidad resistente a flexión para momento negativo será la misma calculada para el momento positivo, debido a que el acero de refuerzo existente inferior es similar al acero de refuerzo superior. Así mismo, la distancia desde la fibra extrema en tracción al centroide del refuerzo longitudinal en tracción es igual a la de compresión, por lo tanto:

$$\phi Mn = 0.9(1.62) = \mathbf{1.46 \text{ Tn-m}}$$

C. CAPACIDAD RESISTENTE A CORTANTE:Estribos $\emptyset 8\text{mm}$; $Ast = 0.50 \text{ cm}^2$ $s = 10 \text{ cm}$,

$$\emptyset = 0.85$$

$$Av = 2 \times 0.5 = 1 \text{ cm}^2$$

Capacidad de corte del concreto:

$$\phi Vc = \phi 0.53 \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d$$

$$\phi Vc = 2605.87 \text{ Kg}$$

$$0.5 \phi Vc = 1302.94 \text{ Kg}$$

Capacidad de corte del refuerzo transversal:

$$\phi Vs = \phi \frac{Av \cdot Fy \cdot d}{s}$$

$$\phi Vs = 5769.12 \text{ Kg}$$

RESISTENCIA A CORTANTE (E. 060 Sección 11.1.1)

$$\phi Vn = \phi Vc + \phi Vs = 8374.99 \text{ Kg}$$

RESUMEN

$\phi Mn^{(+)} = 1.46 \text{ Tn-m}$	Capacidad resistente a flexión para momento positivo
$\phi Mn^{(-)} = 1.46 \text{ Tn-m}$	Capacidad resistente a flexión para momento negativo
$\phi Vn = 8.37 \text{ Tn}$	Capacidad resistente a cortante (Máximos y mínimos)

D. DETERMINACION DE LA NECESIDAD DE REFORZAMIENTO DE LA VIGA 25x20cm

$$\begin{aligned} \emptyset Mn^{(+)} = 1.46 \text{ Tn-m} &> M_u^{(+)} = 0.50 \text{ Tn-m} && \text{Conforme} \\ \emptyset Mn^{(-)} = 1.46 \text{ Tn-m} &> M_u^{(-)} = 1.00 \text{ Tn-m} && \text{Conforme} \\ \emptyset Vn = 8.37 \text{ Tn} &> V_{\text{max}} = 1.54 \text{ Tn} && \text{Conforme} \\ \emptyset Vn = 8.37 \text{ Tn} &> V_{\text{min}} = 1.49 \text{ Tn} && \text{Conforme} \end{aligned}$$

De los cálculos efectuados para la determinación de la capacidad resistente a flexión y cortante para vigas de 0.25x0.30m, se verifica que la viga tiene suficiente capacidad de resistir las solicitaciones de carga. Por lo cual, no es necesario el reforzamiento.

A continuación, se da el resumen de capacidad resistente a flexión y cortante de todas las vigas analizadas, en la que se verifica no es necesario el reforzamiento.

Tabla 5.65: Capacidad resistente de vigas Vs. Momentos y cortantes últimos – edificio Azángaro

VIGAS			FLEXION				CORTE		
			Capacidad resistente		Momentos últimos		Capac. Resist.	Cortantes últimos	
Story	Label	VIGA	$\emptyset Mn+$	$\emptyset Mn-$	$Mu+$	$Mu-$	$\emptyset Vn$	V_{max}	V_{min}
		BxH	Tn-m	Tn-m	Tn-m	Tn-m	Tn	Kg	Kg
3° NIVEL	B1	VP 25x40	5.013	-5.013	1.24	-1.51	18.37	1923	-2084
3° NIVEL	B2	VP 25x40	5.013	-5.013	1.28	-1.38	18.37	2172	-2174
3° NIVEL	B3	VP 25x40	5.013	-5.013	1.19	-1.28	18.37	2169	-2083
3° NIVEL	B4	VP 25x40	5.013	-5.013	1.44	-1.29	18.37	1882	-2069
3° NIVEL	B5	VP 25x40	5.013	-5.013	1.16	-2.4	18.37	2998	-2119
3° NIVEL	B6	VP 25x40	5.013	-5.013	1.36	-1.39	18.37	1922	-2120
3° NIVEL	B7	VP 25x20	2.088	-2.088	1.22	-1.81	8.37	2554	-2209
3° NIVEL	B19	VP 25x40	5.013	-5.013	0.87	-2.05	18.37	2726	-1755
3° NIVEL	B20	VP 25x40	5.013	-5.013	0.96	-1.53	18.37	1513	-2211
3° NIVEL	B27	VP 25x40	5.013	-5.013	0.94	-1.88	18.37	2557	-1916
3° NIVEL	B28	VP 25x40	5.013	-5.013	1.04	-1.56	18.37	1628	-2448
3° NIVEL	B29	VP 25x40	5.013	-5.013	1.01	-1.17	18.37	2013	-2152
3° NIVEL	B30	VP 25x40	5.013	-5.013	1.11	-0.8	18.37	1612	-2030
3° NIVEL	B31	VP 25x40	5.013	-5.013	1.16	-1.7	18.37	1976	-2265

3° NIVEL	B32	VP 25x40	5.013	-5.013	1.18	-2.34	18.37	2631	-1918
3° NIVEL	B33	VP 25x40	5.013	-5.013	1.38	-1.48	18.37	2227	-2307
3° NIVEL	B34	VP 25x40	5.013	-5.013	1.08	-2.5	18.37	2868	-2120
3° NIVEL	B8	VP 25x40	5.013	-5.013	0.49	-0.54	18.37	840	-815
3° NIVEL	B67	VP 25x40	5.013	-5.013	1.24	-0.9	18.37	1162	-2367
2° NIVEL	B1	VP 25x20	2.088	-2.088	0.87	-1.59	8.37	1980	-2089
2° NIVEL	B2	VP 25x20	2.088	-2.088	0.94	-1.56	8.37	2363	-2271
2° NIVEL	B3	VP 25x20	2.088	-2.088	0.98	-1.49	8.37	2230	-2290
2° NIVEL	B4	VP 25x20	2.088	-2.088	1	-1.46	8.37	2307	-2273
2° NIVEL	B5	VP 25x20	2.088	-2.088	0.96	-1.57	8.37	2396	-2650
2° NIVEL	B6	VP 25x20	2.088	-2.088	0.99	-1.55	8.37	2357	-2345
2° NIVEL	B7	VP 25x20	2.088	-2.088	0.96	-1.49	8.37	2196	-2722
2° NIVEL	B19	VP 25x20	2.088	-2.088	0.86	-1.87	8.37	5676	-4016
2° NIVEL	B20	VP 25x20	2.088	-2.088	0.84	-1.59	8.37	1622	-2212
2° NIVEL	B27	VP 25x20	2.088	-2.088	0.9	-1.66	8.37	2417	-2757
2° NIVEL	B28	VP 25x20	2.088	-2.088	0.93	-1.61	8.37	1736	-2412
2° NIVEL	B29	VP 25x20	2.088	-2.088	0.95	-1.39	8.37	2176	-2213
2° NIVEL	B30	VP 25x20	2.088	-2.088	0.81	-1.26	8.37	1482	-2030
2° NIVEL	B31	VP 25x20	2.088	-2.088	0.93	-1.82	8.37	2544	-2647
2° NIVEL	B32	VP 25x20	2.088	-2.088	0.91	-1.8	8.37	2483	-2541
2° NIVEL	B33	VP 25x20	2.088	-2.088	1	-1.64	8.37	2337	-2409
2° NIVEL	B34	VP 25x20	2.088	-2.088	0.94	-1.71	8.37	2486	-2274
2° NIVEL	B8	VP 25x20	2.088	-2.088	0.69	-0.98	8.37	1489	-1512
2° NIVEL	B67	VP 25x20	2.088	-2.088	0.7	-0.79	8.37	679	-1282
1° NIVEL	B1	VP 25x40	5.013	-5.013	4.18	-4.56	18.37	3700	-3744
1° NIVEL	B2	VP 25x40	5.013	-5.013	3.38	-3.9	18.37	3695	-3539
1° NIVEL	B3	VP 25x40	5.013	-5.013	2.77	-3.41	18.37	4342	-3984
1° NIVEL	B4	VP 25x40	5.013	-5.013	2.33	-3.04	18.37	4049	-3879
1° NIVEL	B5	VP 25x40	5.013	-5.013	2.17	-3.89	18.37	4436	-3910
1° NIVEL	B6	VP 25x40	5.013	-5.013	2.45	-3.24	18.37	4272	-3993
1° NIVEL	B7	VP 25x40	5.013	-5.013	2.01	-3.22	18.37	4054	-4092

1° NIVEL	B19	VP 25x40	5.013	-5.013	3.45	-4.92	18.37	5357	-3655
1° NIVEL	B20	VP 25x40	5.013	-5.013	3.02	-4.35	18.37	3318	-4372
1° NIVEL	B27	VP 25x40	5.013	-5.013	2.64	-4.28	18.37	4605	-3773
1° NIVEL	B28	VP 25x40	5.013	-5.013	2.4	-3.99	18.37	3375	-4515
1° NIVEL	B29	VP 25x40	5.013	-5.013	1.33	-2.35	18.37	3434	-3477
1° NIVEL	B30	VP 25x40	5.013	-5.013	1.46	-2.15	18.37	2778	-3466
1° NIVEL	B31	VP 25x40	5.013	-5.013	3.61	-4.3	18.37	4447	-4330
1° NIVEL	B32	VP 25x40	5.013	-5.013	4.37	-5.01	18.37	5024	-4772
1° NIVEL	B33	VP 25x40	5.013	-5.013	2.94	-3.63	18.37	4308	-4109
1° NIVEL	B34	VP 25x40	5.013	-5.013	3.22	-5.02	18.37	5078	-4406
1° NIVEL	B8	VP 25x40	5.013	-5.013	0.66	-1.18	18.37	1527	-1602
1° NIVEL	B67	VP 25x40	5.013	-5.013	1.82	-2.33	18.37	2248	-3496

Fuente: Elaboración propia

5.5.6.5 DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD RESISTENTE A FLEXION Y CORTE DE LOSAS

El criterio para la determinación de la capacidad resistente de losas será el mismo caso de vigas, en este caso se determinará la capacidad resistente de las viguetas. A modo de ejemplo se determinará la capacidad resistente de la losa del 1° Nivel. La distribución de refuerzo es similar para todos los niveles.

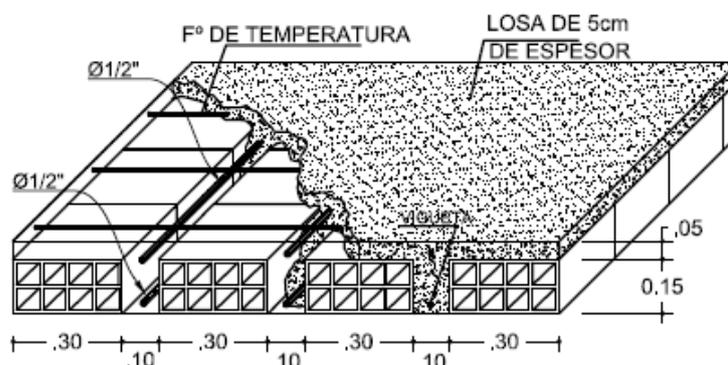
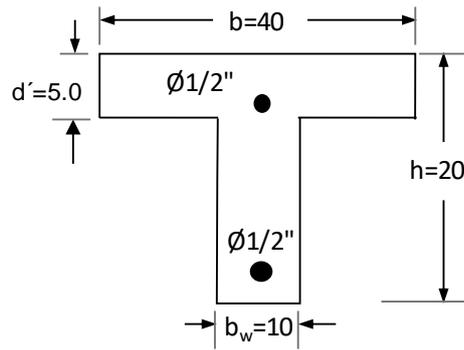


Figura 5.46: Detalle de aligerado existente con unidades de albañilería – Azángaro.

DETERMINACION DE LA CAPACIDAD RESISTENTE DE LOSA 1° NIVEL



Acero existente				
1	Ø	1/2"	1.29	Superior
1	Ø	1/2"	1.29	Inferior

Propiedades de la sección existente:

Concreto	Acero
$E_c = 216199.10 \text{ Kg/cm}^2$	$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
$f'_c = 205 \text{ Kg/cm}^2$	$E_s = 2039000 \text{ Kg/cm}^2$
Sección	
$b_w = 10 \text{ cm}$ Ancho del alma	
$b = 40 \text{ cm}$ Ancho del ala	$\beta_1 = 0.85$
$h = 20 \text{ cm}$ Altura de la sección	
$t = 5 \text{ cm}$ Espesor del ala	

A. CAPACIDAD RESISTENTE A FLEXION POSITIVA

1.- Cálculo de la cuantía balanceada

$$\rho_b = \frac{\beta_1 0.85 f'_c}{f_y} \left(\frac{6117}{6117 + f_y} \right) = 0.0207$$

2. Cálculo del momento resistente

$$d = 20 - (2 + 1.27/2) = 17.365 \text{ cm};$$

$$A_s = 1.29 \text{ cm}^2 \quad (1\text{Ø}1/2")$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0.001857 < \rho_b \quad ; \text{ Conforme..!!}$$

Por lo tanto, el modo de falla controlada es por tracción.

Considerando que actúa como sección rectangular:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = 0.777 \text{ cm}$$

$$a = 0.777 \text{ cm} < t = 5 \text{ cm} \quad \therefore \text{ Analizar como sección rectangular}$$

Luego:

$$M_n = A_s F_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 1.29 \times 4200 (17.365 - 0.389) = 91977.78 \text{ Kg-cm}$$

$$M_n = 0.920 \text{ Tn-m} \quad ; \phi = 0.90$$

$$\phi M_n = 0.9 (0.92) = \mathbf{0.828 \text{ Tn-m}}$$

3. Verificación de límites de refuerzo

Acero máximo

$$A_{s_{max}} = 0.75\rho_b b d = 10.81 \text{ cm}^2$$

Acero mínimo por flexión (ACI):

$$A_{s_{min}} = \max \left\{ \frac{0.8\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d; \frac{14}{f_y} b_w d \right\} = 0.58 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1.29 \text{ cm}^2 > A_{s_{min}} \implies \text{Conforme}$$

$$A_s = 1.29 \text{ cm}^2 < A_{s_{max}} \implies \text{Conforme}$$

Por lo tanto, cumple con los requisitos de cuantía

B. CAPACIDAD RESISTENTE A FLEXION NEGATIVA

1.- Cálculo de la cuantía balanceada

$$\rho_b = \frac{\beta_1 0.85 f'_c}{f_y} \left(\frac{6117}{6117 + f_y} \right) = 0.0207$$

2. Cálculo del momento resistente

$$d = 20 - (5 + 1.27/2) = 14.365 \text{ cm}$$

$$A_s = 1.29 \text{ cm}^2 \quad (1\text{Ø}3/8")$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_w d} = 0.00898 < \rho_b ; \text{Conforme...!!}$$

Por lo tanto, el modo de falla controlada es por tracción.

Se asume sección rectangular de ancho b_w :

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b_w} = 3.109 \text{ cm}$$

Luego:

$$M_n = A_s F_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 1.29 \times 4200 (14.365 - 1.555) = 69406.41 \text{ Kg-cm}$$

$$M_n = 0.694 \text{ Tn-m} \quad ; \quad \phi = 0.90$$

$$\phi M_n = 0.9 (0.694) = \mathbf{0.625 \text{ Tn-m}}$$

3. Verificación de límites de refuerzo

Acero máximo

$$A_{s_{max}} = 0.75\rho_b b_w d = 2.23 \text{ cm}^2$$

Acero mínimo por flexión (ACI):

$$A_{s_{min}} = \max \left\{ \frac{0.8\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d; \frac{14}{f_y} b_w d \right\} = 0.48 \text{ cm}^2$$

$$\text{No mayor que: } A_{s_{min}} = \frac{1.6\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d = 0.78 \text{ cm}^2$$

$$\text{Entonces; } A_{s_{min}} = 0.48 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1.29 \text{ cm}^2 > A_{s_{min}} \implies \text{Conforme}$$

$$A_s = 1.29 \text{ cm}^2 < A_{s_{max}} \implies \text{Conforme}$$

Por lo tanto, cumple con los requisitos de cuantía

C. CAPACIDAD RESISTENTE A CORTANTE:

En losas aligeradas, la resistencia a cortante es absorbido solo por el concreto de la vigueta, sin necesidad de requerir refuerzo por cortante (Estribos).

Por tanto, la resistencia a corte de la vigueta será:

$$\begin{aligned} \emptyset V_n &= \emptyset V_c \\ &= \emptyset 0.53 \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \quad ; \emptyset = 0.85 \end{aligned}$$

$$\emptyset V_n = \emptyset V_c = 1120.07 \text{ Kg}$$

La norma permite considerar el incremento del 10% en la resistencia V_c al tomar en cuenta el aporte del concreto de las alas de la vigueta:

$$\begin{aligned} \emptyset V_n &= 1.1 \emptyset 0.53 \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \\ &= 1232.08 \text{ Kg (Con aporte del concreto de las alas de la vigueta).} \end{aligned}$$

RESUMEN

$\emptyset M_n(+)$	= 0.828 Tn-m	Capacidad resistente a flexión para momento positivo
$\emptyset M_n(-)$	= 0.625 Tn-m	Capacidad resistente a flexión para momento negativo
$\emptyset V_n$	= 1120.07 Kg	Capacidad resistente a cortante(Máximos y mínimos)
$1.1 \emptyset V_n$	= 1232.08 Kg	Capacidad resistente a cortante(Máximos y mínimos)

D. DETERMINACIÓN DE LA NECESIDAD DE REFORZAMIENTO DE VIGUETAS DE LOSAS

$$M_u^{(+)} = 0.40 \text{ Tn-m} \quad \text{Momento último máximo Positivo (losa 1° nivel tramo A-B)}$$

$$M_u^{(-)} = 0.47 \text{ Tn-m} \quad \text{Momento último máximo Negativo (losa 1° nivel tramo A-B)}$$

$$V_{max} = 690 \text{ Kg} \quad \text{Corante último máximo (losa 1° nivel tramo A-B)}$$

$$\emptyset M_n^{(+)} = 0.828 \text{ Tn-m} > M_u^{(+)} = 0.55 \text{ Tn-m} \quad \text{Conforme}$$

$$\emptyset M_n^{(-)} = 0.625 \text{ Tn-m} > M_u^{(-)} = 0.44 \text{ Tn-m} \quad \text{Conforme}$$

$$\emptyset V_n = 1120 \text{ Kg} > V_{max} = 690 \text{ Kg} \quad \text{Conforme}$$

De los cálculos efectuados para la determinación de la capacidad resistente a flexión y cortante de las viguetas de losas, se verifica que las viguetas de losas pueden resistir las máximas sollicitaciones de flexión y cortante dadas en el primer nivel Tramo A-B. Por lo descrito, no es necesario realizar el reforzamiento de Viguetas de losas aligeradas.

5.5.6.6 DETERMINACION DE LA CAPACIDAD RESISTENTE DE COLUMNAS

5.5.6.6.1 CAPACIDAD RESISTENTE A FLEJO-COMPRESIÓN

La verificación del diseño de las columnas de la edificación existente ubicada en Azángaro, se realizará por flexo-compresión con los diagramas de interacción de cada columna, y por cortante. Se verificará los esfuerzos últimos respecto a las combinaciones de momento flector y carga axial resistente, así mismo las verificaciones de los límites de cuantía. La norma E.060 limita la cuantía mínima para el acero longitudinal al 1% de la sección bruta de concreto y un máximo de 6%.

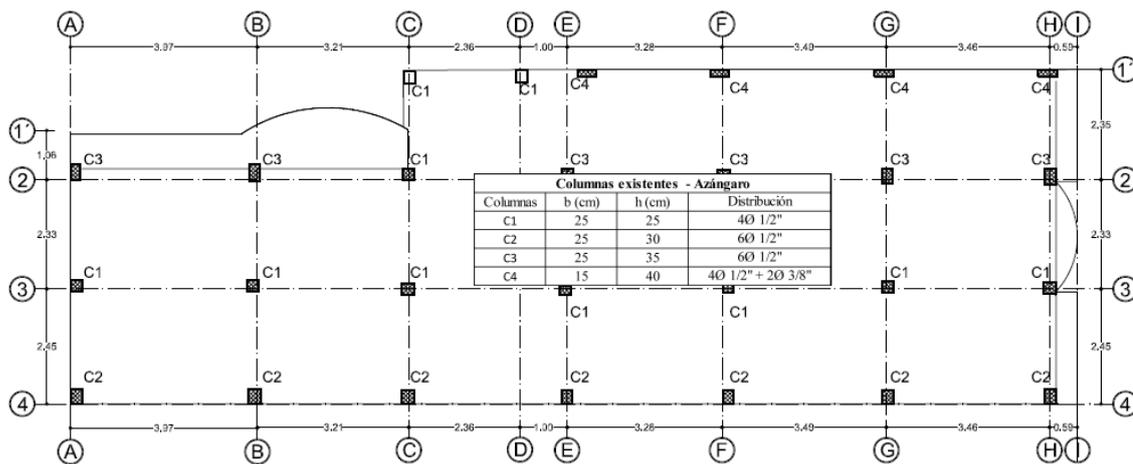


Figura 5.47: Distribución de columnas y dimensiones (1° Nivel)

Tabla 5.66: Verificación de límites de cuantía en Columnas

Columnas existentes - Azángaro						f'c (Kg/cm ²)	Cuantía
TIPO	b (cm)	h (cm)	bxh	As (cm ²)	Distribución		
C1	25	25	25x25	5.16	4Ø 1/2"	180	0.83%
C2	25	30	25x30	7.74	6Ø 1/2"	205	1.03%
C3	25	35	25x35	7.74	6Ø 1/2"	205	0.88%
C4	15	40	15x40	6.58	4Ø 1/2" + 2Ø 3/8"	190	1.10%

Fuente: Elaboración propia

De la tabla anterior, se verifica que los aceros existentes en columnas de 25x25cm y 25x35cm no cumplen con los límites de cuantía señalados en la norma E. 060, Dichas columnas se analizarán respecto a su capacidad de carga axial o flexo-compresión, así como de fuerza cortante.

5.5.6.6.2 CAPACIDAD RESISTENTE A CORTANTE:

Se determinará la capacidad a cortante de las columnas 0.25x0.25m; 0.25x0.30m; 0.25x0.35m; y 0.15x0.40m, zonas cercanas a apoyos.

CAPACIDAD RESISTENTE A CORTANTE EN COLUMNAS C1: 25X30

1. Capacidad resistente a cortante perpendicular a la base de la columna B=25 cm

$$\begin{aligned} b &= 25.00 \quad \text{cm} \\ d &= 26.16 \quad \text{cm} \\ f_c &= 205.00 \quad \text{Kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Estribos } \varnothing 8\text{mm}; A_{st} = 0.50 \text{ cm}^2 \quad s = 10 \text{ cm},$$

$$\varnothing = 0.85$$

$$A_v = 2 \times 0.5 = 1 \text{ cm}^2$$

Capacidad de corte del concreto:

$$\varnothing V_c = \varnothing 0.53 \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d \left(1 + 0.0071 \frac{N_u}{A_g} \right)$$

A efectos de determinación de la cortante nominal se utilizará la expresión:

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

$$\varnothing V_c = 4218.42 \quad \text{Kg}$$

$$0.5 \varnothing V_c = 2109.21 \quad \text{Kg}$$

Capacidad de corte del refuerzo transversal:

$$\varnothing V_s = \varnothing \frac{A_v \cdot F_y \cdot d}{s}$$

$$\varnothing V_s = 9339.12 \quad \text{Kg}$$

RESISTENCIA A CORTANTE (E. 060 Sección 11.1.1)

$$\varnothing V_n = \varnothing V_c + \varnothing V_s = \mathbf{13557.54 \text{ Kg}}$$

2. Capacidad resistente a cortante paralelo a la base de la columna B=25 cm

$$\begin{aligned} b &= 30.00 \quad \text{cm} \\ d &= 21.16 \quad \text{cm} \\ f_c &= 205.00 \quad \text{Kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Estribos } \varnothing 8\text{mm}; A_{st} = 0.50 \text{ cm}^2 \quad s = 10 \text{ cm},$$

$$\varnothing = 0.85$$

$$A_v = 2 \times 0.5 = 1 \text{ cm}^2$$

Capacidad de corte del concreto:

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

$$\varnothing V_c = 4094.57 \quad \text{Kg}$$

$$0.5 \varnothing V_c = 2047.29 \quad \text{Kg}$$

Capacidad de corte del refuerzo transversal:

$$\varnothing V_s = \varnothing \frac{A_v \cdot F_y \cdot d}{s}$$

$$\varnothing V_s = 7554.12 \quad \text{Kg}$$

RESISTENCIA A CORTANTE (E. 060 Sección 11.1.1)

$$\varnothing V_n = \varnothing V_c + \varnothing V_s = \mathbf{11648.69 \text{ Kg}}$$

Para la columna de 0.25x0.30 se verifica que su capacidad resistente a fuerza cortante es de 13557.54 Kg en dirección perpendicular a la base, y 11648.69 Kg en dirección paralelo a la base, calculadas para las secciones de máximas fuerzas, los cuales serán verificadas con las máximas solicitaciones de fuerza cortante para verificar si necesita reforzamiento.

Tabla 5.67: Capacidad de fuerza cortante en columnas – edificación Azángaro

Columnas	Perpendicular a la base B			Paralelo a la base B		
	ϕV_c	ϕV_s	$\phi V_n(3)$	ϕV_c	ϕV_s	$\phi V_n(2)$
BxH	Kg	Kg	Kg	Kg	Kg	Kg
25x25	3197.32	7554.12	10751.44	3197.32	7554.12	10751.44
25x30	4218.42	9339.12	13557.54	4094.57	7554.12	11648.69
25x35	5024.69	11124.12	16148.81	4777.00	7554.12	12331.12
15x40	3368.15	12909.12	16277.27	2772.02	3984.12	6756.14

Fuente: Elaboración propia.

5.5.6.6.3 SOLICITACIONES DE CARGA EN COLUMNAS

Del análisis estructural efectuado, se muestran las Solicitaciones de Momentos, carga axial y cortantes máximos en columnas en la siguiente tabla:

Tabla 5.68: Solicitaciones de Momentos, carga axial y cortantes máximos en columnas

Story	Column	Load Case/Combo	P	V2	V3	T	M2	M3	
			kg	kg	kg	Tn-m	Tn-m	Tn-m	
1° NIVEL	1	C2 25x30	Envolv Max	-5440	1670	958	0.09	1.54	3.04
1° NIVEL	1	C2 25x30	Envolv Min	-18125	-1812	-617	-0.09	-1.18	-3.18
1° NIVEL	2	C1 25x25	Envolv Max	-7952	1328	618	0.06	0.98	2.13
1° NIVEL	2	C1 25x25	Envolv Min	-18542	-1293	-298	-0.06	-0.63	-2.08
1° NIVEL	3	C3 25x35	Envolv Max	-2896	2513	788	0.12	1.27	4.66
1° NIVEL	3	C3 25x35	Envolv Min	-22924	-2407	-480	-0.12	-0.94	-4.52
1° NIVEL	4	C2 25x30	Envolv Max	-10035	1326	825	0.09	1.4	2.42
1° NIVEL	4	C2 25x30	Envolv Min	-27742	-1486	-988	-0.09	-1.6	-2.59
1° NIVEL	5	C1 25x25	Envolv Max	-10767	1068	433	0.06	0.77	1.71
1° NIVEL	5	C1 25x25	Envolv Min	-26907	-1023	-581	-0.06	-0.96	-1.65
1° NIVEL	6	C3 25x35	Envolv Max	-11578	1915	703	0.12	1.18	3.63
1° NIVEL	6	C3 25x35	Envolv Min	-34946	-2007	-815	-0.12	-1.33	-3.71
1° NIVEL	7	C2 25x30	Envolv Max	-10127	1089	891	0.09	1.47	2.01
1° NIVEL	7	C2 25x30	Envolv Min	-25572	-1298	-850	-0.09	-1.45	-2.24
1° NIVEL	8	C1 25x25	Envolv Max	-11759	897	535	0.06	0.88	1.44
1° NIVEL	8	C1 25x25	Envolv Min	-27523	-874	-408	-0.06	-0.76	-1.41
1° NIVEL	9	C1 25x25	Envolv Max	7206	3390	1813	0.26	0.78	2.25
1° NIVEL	9	C1 25x25	Envolv Min	-35128	-3771	-1784	-0.27	-0.71	-2.41
1° NIVEL	10	C2 25x30	Envolv Max	-11014	1038	829	0.09	1.4	1.92
1° NIVEL	10	C2 25x30	Envolv Min	-26532	-1258	-931	-0.09	-1.54	-2.15
1° NIVEL	11	C1 25x25	Envolv Max	-11101	887	408	0.06	0.74	1.41

1° NIVEL	11	C1 25x25	Envolv Min	-27579	-839	-574	-0.06	-0.95	-1.35
1° NIVEL	12	C3 25x35	Envolv Max	459	1983	964	0.12	1.41	3.42
1° NIVEL	12	C3 25x35	Envolv Min	-37664	-1813	-885	-0.12	-1.35	-3.21
1° NIVEL	14	C4 15x40	Envolv Max	-9014	374	769	0.04	1.54	0.6
1° NIVEL	14	C4 15x40	Envolv Min	-21795	-322	-855	-0.04	-1.68	-0.54
1° NIVEL	15	C4 15x40	Envolv Max	-7432	461	800	0.04	1.58	0.73
1° NIVEL	15	C4 15x40	Envolv Min	-22385	-426	-843	-0.04	-1.67	-0.69
1° NIVEL	16	C3 25x35	Envolv Max	-14119	2745	695	0.12	1.17	4.81
1° NIVEL	16	C3 25x35	Envolv Min	-34162	-2730	-744	-0.12	-1.25	-4.78
1° NIVEL	17	C1 25x25	Envolv Max	-11815	892	475	0.06	0.79	1.49
1° NIVEL	17	C1 25x25	Envolv Min	-28616	-891	-521	-0.06	-0.86	-1.48
1° NIVEL	18	C1 25x25	Envolv Max	-10165	951	463	0.06	0.81	1.56
1° NIVEL	18	C1 25x25	Envolv Min	-26740	-945	-480	-0.06	-0.84	-1.54
1° NIVEL	19	C1 25x25	Envolv Max	-10287	1202	518	0.06	0.87	1.95
1° NIVEL	19	C1 25x25	Envolv Min	-25141	-1213	-574	-0.06	-0.95	-1.95
1° NIVEL	20	C2 25x30	Envolv Max	-8542	1612	846	0.09	1.42	2.9
1° NIVEL	20	C2 25x30	Envolv Min	-25805	-1683	-950	-0.09	-1.56	-2.97
1° NIVEL	21	C2 25x30	Envolv Max	-3562	1981	672	0.09	1.22	3.56
1° NIVEL	21	C2 25x30	Envolv Min	-19430	-2050	-822	-0.09	-1.42	-3.62
1° NIVEL	22	C1 25x25	Envolv Max	-8030	1469	456	0.06	0.8	2.38
1° NIVEL	22	C1 25x25	Envolv Min	-20512	-1487	-551	-0.06	-0.92	-2.39
1° NIVEL	23	C3 25x35	Envolv Max	-9856	3386	532	0.12	0.98	5.91
1° NIVEL	23	C3 25x35	Envolv Min	-25118	-3343	-748	-0.12	-1.25	-5.85
1° NIVEL	24	C4 15x40	Envolv Max	-4019	556	508	0.04	1.25	0.89
1° NIVEL	24	C4 15x40	Envolv Min	-16942	-522	-934	-0.04	-1.77	-0.85
1° NIVEL	25	C2 25x30	Envolv Max	-9332	1293	860	0.09	1.44	2.34
1° NIVEL	25	C2 25x30	Envolv Min	-25548	-1446	-883	-0.09	-1.49	-2.5
1° NIVEL	26	C4 15x40	Envolv Max	1862	271	1233	0.04	2.05	0.45
1° NIVEL	26	C4 15x40	Envolv Min	-23305	-245	-991	-0.04	-1.82	-0.42
1° NIVEL	13	C1 25x25	Envolv Max	9305	635	1671	0.18	1.63	0.76
1° NIVEL	13	C1 25x25	Envolv Min	-22658	-542	-1544	-0.2	-1.54	-0.68

Fuente: Elaboración propia de reporte ETABS v. 15.2

5.5.6.6.4 DETERMINACION DE LA NECESIDAD DE REFORZAMIENTO

Se determinará la necesidad de reforzamiento según los diagramas de interacción, que representa la capacidad resistente a flexo-compresión de las columnas, respecto a las máximas solicitaciones de flexo compresión en las columnas.

Tabla 5.69: Solicitaciones de carga columna C1 25x25cm

Item tabla	Punto	M (Tn.m)	P (Tn)
2	Punto 1	2.08	18.542
19	Punto 2	1.95	25.141
22	Punto 3	2.39	20.512
9	Punto 4	2.41	35.128
11	Punto 5	1.35	27.579

Fuente: Elaboración propia.

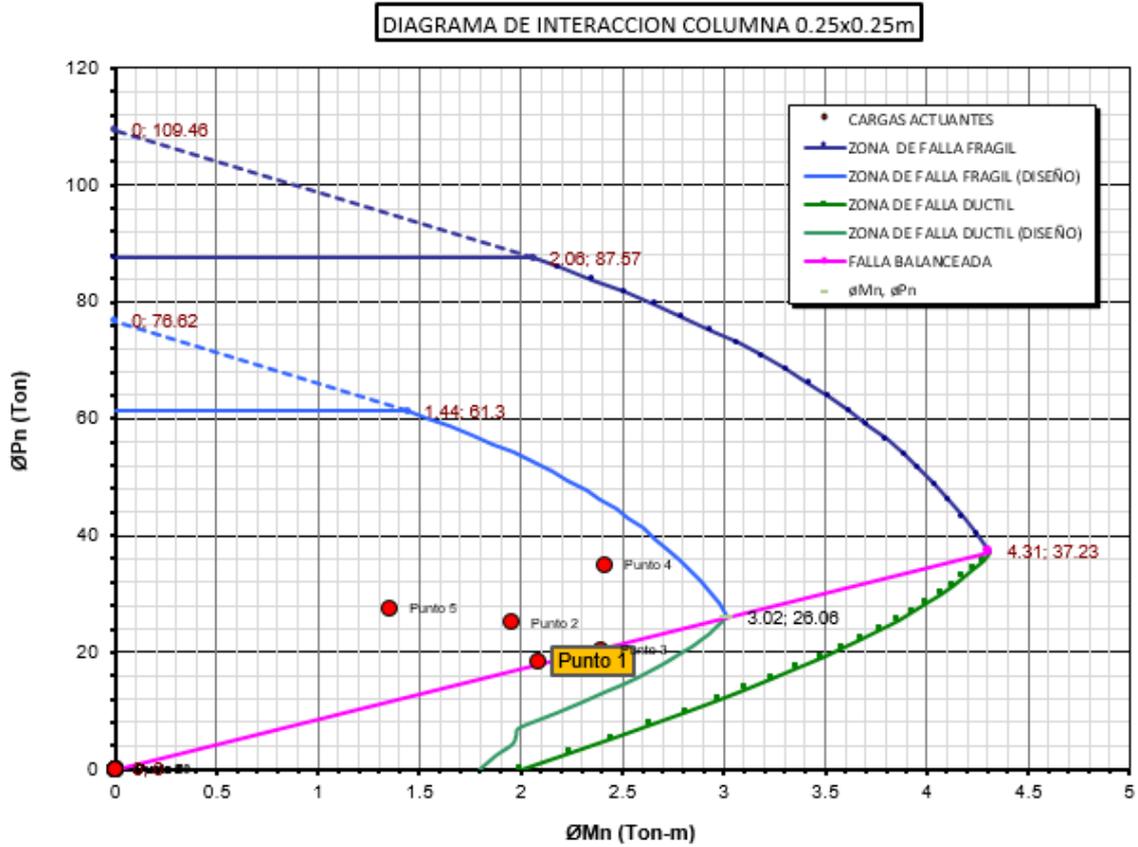


Gráfico 5.44: Diagrama de interacción de columna 0.25x0.25m

COLUMNA 0.25m x 0.30m: $\mu_u=3.18$ Tn-m, $P_u=18.125$ Tn

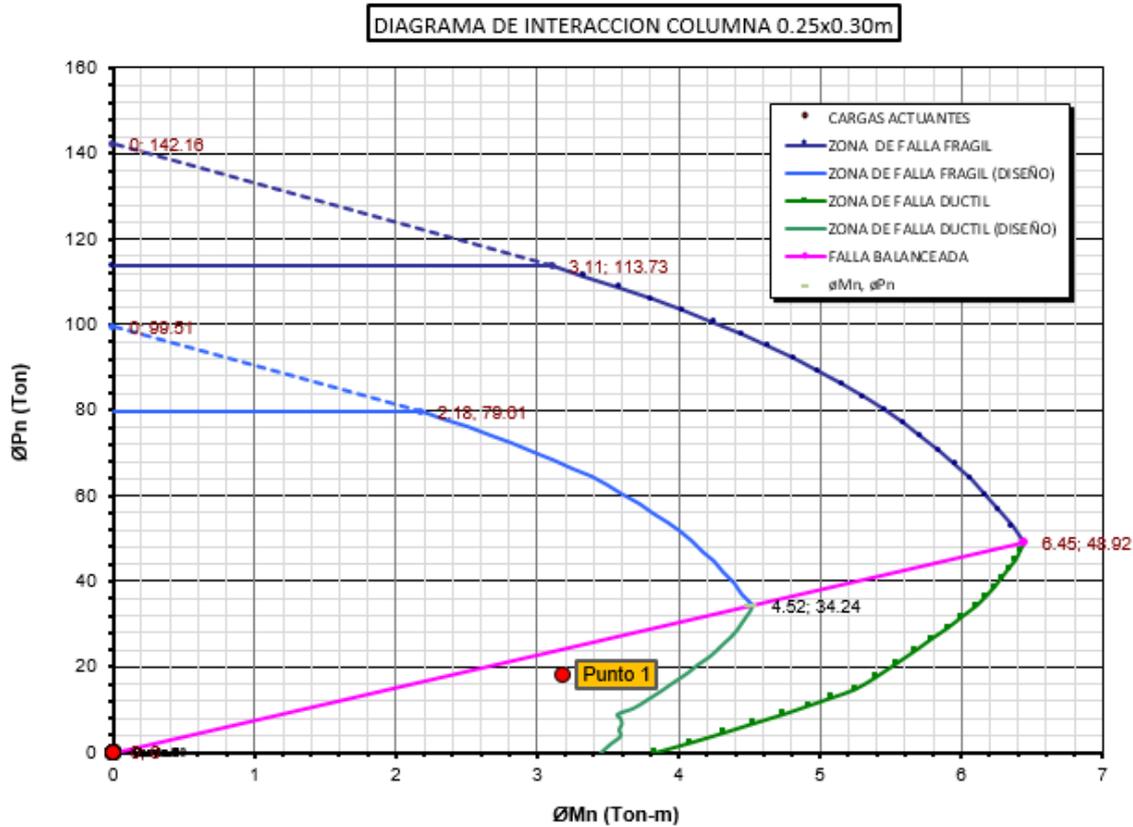


Gráfico 5.45: Diagrama de interacción de columna 0.25m x 0.30m

COLUMNA 0.25m x 0.35m: $\mu_u=5.85$ Tn-m, $\mu_p=25.118$ Tn

DIAGRAMA DE INTERACCION COLUMNA 0.25x0.35m

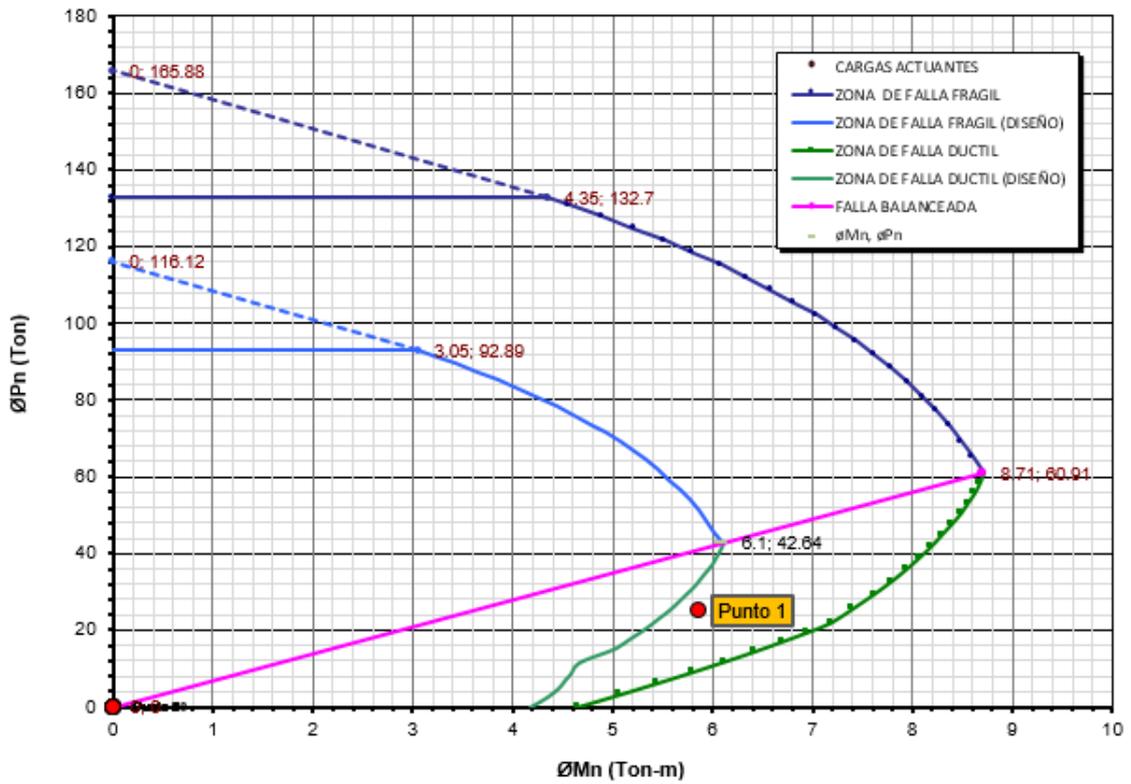


Gráfico 5.46: Diagrama de interacción de columna 0.25m x 0.35m

COLUMNA 0.15m x 0.40m: $\mu_u=1.68$ Tn-m, $\mu_p=21.795$ Tn

DIAGRAMA DE INTERACCION COLUMNA 0.15x0.40m

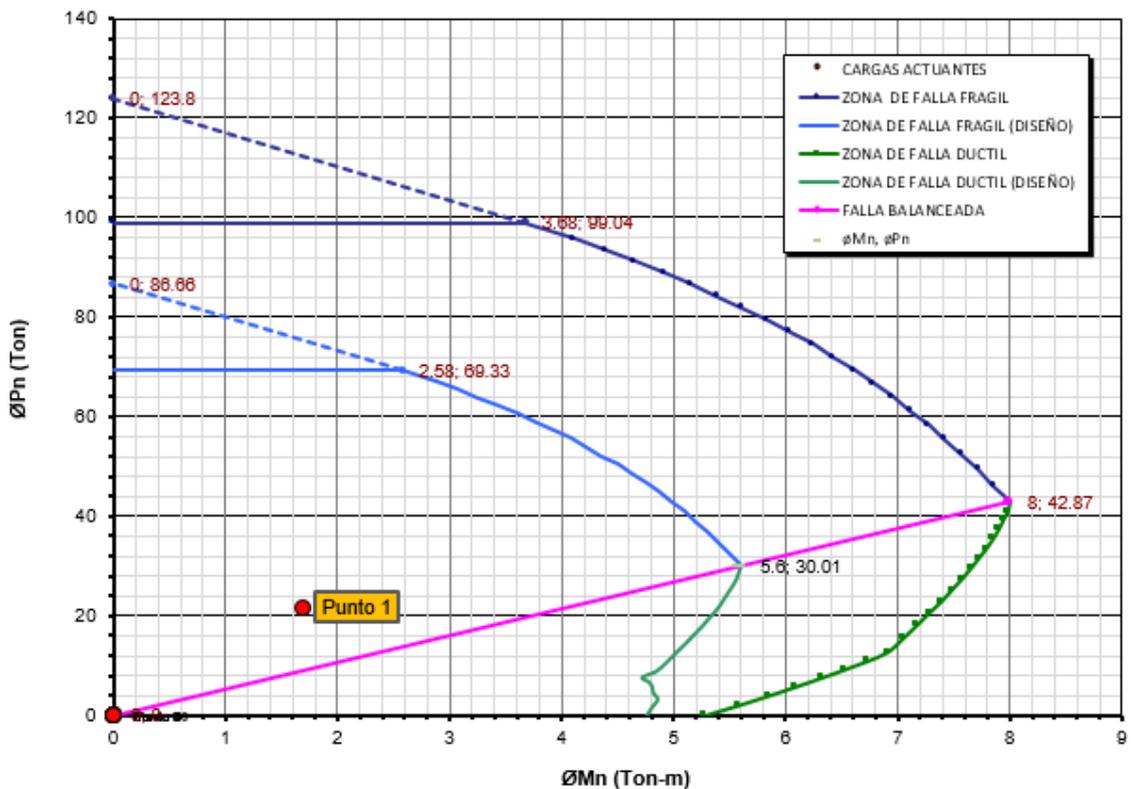


Gráfico 5.47: Diagrama de interacción de columna 0.30m x 0.60m

Según los diagramas de interacción superpuesto con los puntos de las máximas solicitaciones de carga, para columnas con secciones de 0.25x0.25m (Cuantía insuficiente), 0.25x0.30 y 0.15x0.40m se verifica que dichos puntos están dentro del diagrama de interacción, por lo que su capacidad para cada una de las columnas es adecuada.

Sin embargo, para la columna con sección de 0.25x0.35m se verifica que la capacidad resistente a flexo-compresión de la sección respecto a la solicitación de carga no es suficiente, es necesario el reforzamiento de la columna para evitar la falla dúctil, más aún por la cuantía insuficiente en la sección.

Al respecto de la columna con sección 0.25x0.25m con cuantía insuficiente, se verificará la condición de Columnas fuerte – Viga débil.

Respecto a la capacidad cortante a fuerza cortante, se verifica en las tablas 6.17 y 6.18 que las máximas solicitaciones de fuerza cortante no superan a la capacidad resistente a fuerza cortante en todas las columnas, por lo que su resistencia es adecuada, y no hay necesidad de reforzar las columnas a cortante.

5.5.6.6.5 RESISTENCIA A FLEXIÓN RELATIVA DE ELEMENTOS EN UNIONES VIGA - COLUMNA

La norma establece un diseño de “viga débil-columna fuerte” para lo cual exige que las resistencias a flexión de diseño de las columnas que llegan hasta una unión excedan las resistencias a flexión de diseño de las vigas en al menos 40%. Este requisito se expresa por medio de la siguiente relación:

$$\sum M_{nc} \geq 1.4 \sum M_{nv} \quad \text{Criterio Norma E. 060}$$

$$\sum M_{nc} \geq \frac{6}{5} \sum M_{nv} \quad \text{Criterio ACI 318}$$

La verificación se realizará con el software de apoyo ETABS. En la siguiente figura se muestra el reporte del programa considerando el criterio del ACI-318:

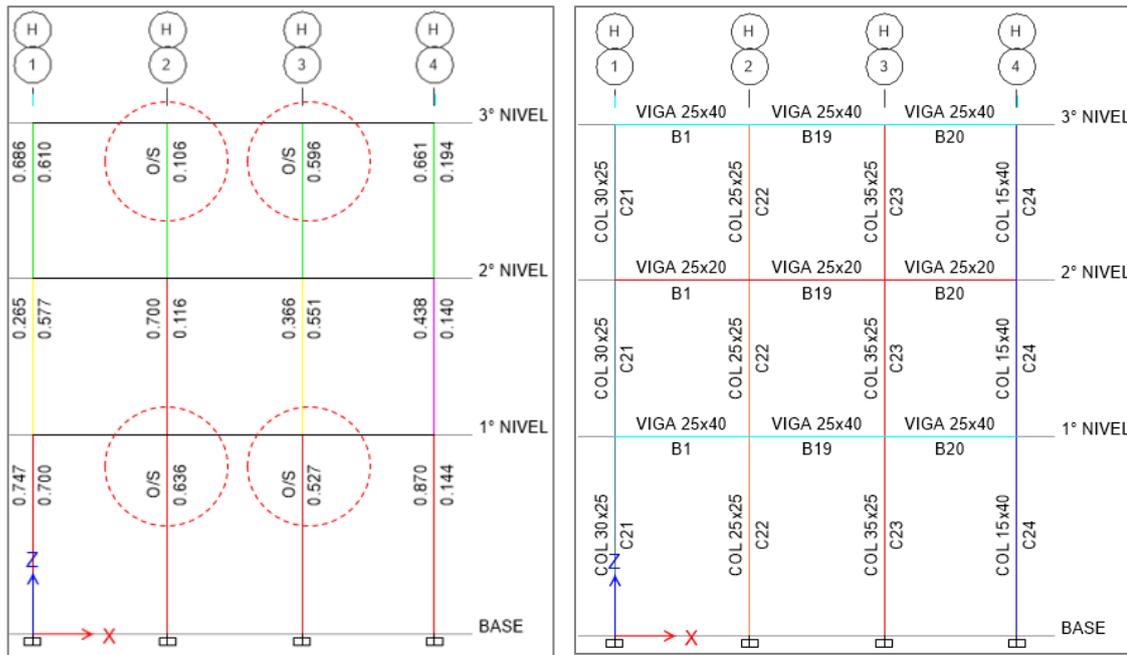


figura 5.48: ratios de resistencia a flexión relativa de elementos en uniones viga – columna pórtico eje H-H

Según la figura anterior, para el pórtico eje H-H, se verifica que para secciones de columnas de 0.25x0.25m y 0.25x0.35 no se cumple la condición propuesta del ACI 318. En la siguiente tabla se da el reporte general del programa con fines de verificación de la condición de viga débil - columna fuerte para las columnas de la edificación en análisis:

Tabla 5.70: Ratios Viga Columna B/C - Criterio ACI 318

Story	Design Section	B/C Major	B/C Major	B/C Minor	B/C Minor	Warnings
		Combo	Ratio	Combo	Ratio	
3° Nivel	COL 30x25	Comb6	0.777	Comb6	0.48	No Message
3° Nivel	COL 25x25	Comb8	0.94			No Message
3° Nivel	COL 35x25	Comb6	1	Comb6	0.427	No Message
3° Nivel	COL 30x25	Comb6	0.66	Comb6	0.954	No Message
3° Nivel	COL 25x25	Comb6	1.002			Beam/Column capacity ratio exceeds limit
3° Nivel	COL 35x25	Comb2	1.094	Comb6	1.059	Beam/Column capacity ratio exceeds limit
3° Nivel	COL 30x25	Comb6	0.619	Comb6	0.878	No Message
3° Nivel	COL 25x25	Comb2	1.025			Beam/Column capacity ratio exceeds limit

3°Nivel	COL 25x25	Comb2	1.453	Comb2	1.229	Beam/Column capacity ratio exceeds limit
3°Nivel	COL 30x25	Comb6	0.571	Comb6	0.883	No Message
3°Nivel	COL 25x25	Comb6	0.962			No Message
3°Nivel	COL 35x25	Comb6	1.018	Comb2	1.04	Beam/Column capacity ratio exceeds limit
3°Nivel	COL 15x40	Comb6	0.657	Comb6	0.254	No Message
3°Nivel	COL 15x40	Comb6	0.607	Comb6	0.253	No Message
3°Nivel	COL 35x25	Comb6	0.928	Comb6	1.058	Beam/Column capacity ratio exceeds limit
3°Nivel	COL 25x25	Comb2	1.002	Comb6	0.971	Beam/Column capacity ratio exceeds limit
3°Nivel	COL 25x25	Comb2	1.148			Beam/Column capacity ratio exceeds limit
3°Nivel	COL 25x25	Comb6	1.056			Beam/Column capacity ratio exceeds limit
3°Nivel	COL 30x25	Comb6	0.615	Comb6	0.895	No Message
3°Nivel	COL 30x25	Comb6	0.686	Comb6	0.61	No Message
3°Nivel	COL 25x25	Comb6	1.021	Comb6	0.106	Beam/Column capacity ratio exceeds limit
3°Nivel	COL 35x25	Comb6	1.02	Comb8	0.596	Beam/Column capacity ratio exceeds limit
3°Nivel	COL 15x40	Comb6	0.661	Comb6	0.194	No Message
3°Nivel	COL 30x25	Comb6	0.569	Comb6	0.923	No Message
3°Nivel	COL 15x40	Comb6	0.722	Comb6	0.284	No Message
3°Nivel	COL 25x25	Comb6	0.471	Comb6	0.446	No Message
2°Nivel	COL 30x25	ENVOLV	0.304	ENVOLV	0.591	No Message
2°Nivel	COL 25x25	Comb8	0.672			No Message
2°Nivel	COL 35x25	Comb6	0.311	Comb6	0.537	No Message
2°Nivel	COL 30x25	Comb6	0.261	Comb6	0.962	No Message
2°Nivel	COL 25x25	ENVOLV	0.603			No Message
2°Nivel	COL 35x25	Comb6	0.327	Comb6	0.777	No Message
2°Nivel	COL	Comb6	0.248	Comb6	0.816	No Message

	30x25					
2° Nivel	COL 25x25	Comb6	0.624			No Message
2° Nivel	COL 25x25	ENVOLV	0.552	ENVOLV	0.994	No Message
2° Nivel	COL 30x25	Comb6	0.232	Comb6	0.852	No Message
2° Nivel	COL 25x25	Comb6	0.61			No Message
2° Nivel	COL 35x25	Comb6	0.287	Comb6	0.986	No Message
2° Nivel	COL 15x40	Comb6	0.349	Comb6	0.204	No Message
2° Nivel	COL 15x40	Comb6	0.401	Comb6	0.213	No Message
2° Nivel	COL 35x25	Comb6	0.309	Comb6	0.805	No Message
2° Nivel	COL 25x25	ENVOLV	0.577	ENVOLV	0.799	No Message
2° Nivel	COL 30x25	Comb6	0.249	Comb6	0.902	No Message
2° Nivel	COL 30x25	Comb6	0.265	Comb6	0.577	No Message
2° Nivel	COL 25x25	ENVOLV	0.7	ENVOLV	0.116	No Message
2° Nivel	COL 35x25	Comb8	0.366	Comb8	0.551	No Message
2° Nivel	COL 15x40	Comb6	0.438	Comb6	0.14	No Message
2° Nivel	COL 30x25	Comb6	0.238	Comb6	0.851	No Message
2° Nivel	COL 15x40	ENVOLV	0.227	ENVOLV	0.237	No Message
2° Nivel	COL 25x25	Comb6	0.338	Comb6	0.268	No Message
1° Nivel	COL 30x25	ENVOLV	0.688	ENVOLV	0.599	No Message
1° Nivel	COL 25x25	Comb2	1.066			Beam/Column capacity ratio exceeds limit
1° Nivel	COL 35x25	Comb6	0.835	Comb6	0.464	No Message
1° Nivel	COL 30x25	Comb6	0.587	Comb6	1.003	Beam/Column capacity ratio exceeds limit
1° Nivel	COL 25x25	Comb6	1.068			Beam/Column capacity ratio exceeds limit
1° Nivel	COL 35x25	Comb6	0.798	Comb6	0.789	No Message
1° Nivel	COL 30x25	Comb6	0.589	Comb6	0.899	No Message

1° Nivel	COL 25x25	Comb6	1.09			Beam/Column capacity ratio exceeds limit
1° Nivel	COL 25x25	Comb2	1.102	Comb6	1.205	Beam/Column capacity ratio exceeds limit
1° Nivel	COL 30x25	Comb6	0.581	Comb6	0.942	No Message
1° Nivel	COL 25x25	Comb6	1.005			Beam/Column capacity ratio exceeds limit
1° Nivel	COL 35x25	Comb6	0.849	Comb6	1.104	Beam/Column capacity ratio exceeds limit
1° Nivel	COL 15x40	Comb6	0.654	Comb6	0.197	No Message
1° Nivel	COL 15x40	Comb6	0.737	Comb6	0.21	No Message
1° Nivel	COL 35x25	Comb6	0.854	Comb6	0.759	No Message
1° Nivel	COL 25x25	Comb6	1.07	ENVOLV	0.811	Beam/Column capacity ratio exceeds limit
1° Nivel	COL 25x25	Comb6	1.126			Beam/Column capacity ratio exceeds limit
1° Nivel	COL 25x25	Comb6	1.081	ENVOLV	0.621	Beam/Column capacity ratio exceeds limit
1° Nivel	COL 30x25	Comb6	0.599	Comb6	0.895	No Message
1° Nivel	COL 30x25	Comb6	0.747	Comb6	0.7	No Message
1° Nivel	COL 25x25	Comb2	1.175	Comb8	0.636	Beam/Column capacity ratio exceeds limit
1° Nivel	COL 35x25	Comb6	1.082	Comb8	0.527	Beam/Column capacity ratio exceeds limit
1° Nivel	COL 15x40	Comb6	0.87	Comb6	0.144	No Message
1° Nivel	COL 30x25	Comb6	0.593	Comb6	0.892	No Message
1° Nivel	COL 15x40	Comb8	0.756	Comb8	0.259	No Message
1° Nivel	COL 25x25	Comb6	0.481	Comb6	0.319	No Message

Fuente: Elaboración propia de reporte ETABS.

Según la tabla anterior, se verifica que las columnas con secciones de 0.25x0.25m y 0.25x0.35m necesitan ser reforzadas para mejorar la resistencia a flexión relativa de elementos en una unión viga – columna.

5.5.7 ELEMENTOS ESTRUCTURALES VULNERABLES A REFORZAR

Los elementos estructurales vulnerables a reforzar, son aquellos elementos estructurales que no tienen suficiente capacidad para resistir las solicitaciones de carga, específicamente por sobrecargas no previstas como consecuencia del cambio de uso y que podrían sufrir fallas o daños.

Del análisis efectuado, se determinó que las columnas con secciones de 25x25cm y 25x35cm requieren ser reforzadas, debido a las cuantías de refuerzo insuficiente, riesgo de falla por flexo-compresión de la columna con sección 25x35cm, y debido a la resistencia a flexión relativa inadecuada de elementos en uniones unión viga – columna en las columnas citadas.

A continuación, se da el resumen de los elementos estructurales vulnerables a reforzar de la edificación existente Azángaro:

5.5.7.1 COLUMNAS

Tabla 5.71: Resumen de columnas a reforzar – edificación Azángaro

NIVEL	Columna (Modelo)	Columna (Planos)	Columna Tipo
1°, 2° y 3° NIVEL	C2	COL 25x25	C1
1°, 2° y 3° NIVEL	C3	COL 35x25	C3
1°, 2° y 3° NIVEL	C5	COL 25x25	C1
1°, 2° y 3° NIVEL	C6	COL 35x25	C3
1°, 2° y 3° NIVEL	C8	COL 25x25	C1
1°, 2° y 3° NIVEL	C9	COL 25x25	C1
1°, 2° y 3° NIVEL	C11	COL 25x25	C1
1°, 2° y 3° NIVEL	C12	COL 35x25	C3
1°, 2° y 3° NIVEL	C16	COL 35x25	C3
1°, 2° y 3° NIVEL	C17	COL 25x25	C1
1°, 2° y 3° NIVEL	C18	COL 25x25	C1
1°, 2° y 3° NIVEL	C19	COL 25x25	C1
1°, 2° y 3° NIVEL	C22	COL 25x25	C1
1°, 2° y 3° NIVEL	C23	COL 35x25	C3
1°, 2° y 3° NIVEL	C13	COL 25x25	C1

Fuente: Elaboración propia.

5.6 REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL EDIFICIO AZANGARO

La presente sección se da con la finalidad de mejorar la capacidad resistente de los elementos estructurales, determinadas en la revisión inicial de la estructura existente ubicada en Azángaro.

Para llevar a cabo el reforzamiento de la edificación existente – Azángaro y según los elementos estructurales a reforzar, se tienen los siguientes objetivos:

1. Reforzamiento a flexo-compresión de columnas
2. Reforzamiento en uniones viga-columna, para mejorar la resistencia a flexión relativa de elementos en uniones viga – columna.

5.6.1 ALTERNATIVAS DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL

La edificación en estudio será adaptada al uso de una entidad financiera, por lo cual tendrá acondicionada toda la edificación interior. Exterior al edificio, se ve expuesta al clima seco y con lluvias.

Es necesario, tener en cuenta la distribución de los ambientes y zonas de corredores, tal que la propuesta de reforzamiento estructural no interfiera con la funcionalidad de la edificación al nuevo uso proyectado, ya sea en planta, así como en elevación, y que esta se adapte al medio arquitectónico.

Los elementos estructurales vulnerables de la edificación existente Azángaro son las columnas, El reforzamiento se realizará a columnas de 0.25x0.25m y columnas de 0.25x0.35, para mejorar la capacidad resístete a flexo-compresión y la resistencia a flexión relativa de elementos en una unión viga – columna.

Teniendo estas consideraciones, se proponen las siguientes alternativas de reforzamiento estructural:

Alternativa 1: Refuerzo con encamisado de concreto armado

Alternativa 2: Refuerzo con encamisado con micro hormigón

Alternativa 3: Refuerzo con perfiles metálicos

Alternativa 4: Refuerzo con Fibras de carbono

El refuerzo con encamisado con micro hormigón, es una técnica de refuerzo de columnas mediante encamisados con micro hormigón de altas prestaciones que minimiza la intervención en la estructura existente (A. Espeche, J. León-2008).

El micro hormigón es una mezcla de arenas preseleccionadas y secas con conglomerantes en base a cementos, y un mix de aditivos superplastificantes y polímeros que aportan a la mezcla unas prestaciones de altas resistencias mecánicas, su colocación in situ es proyectada, inyectada o vertida.

En muchos casos, el micro hormigón es más utilizado para reparaciones de elementos estructurales, así mismo para encamisar las secciones con fines de protección de la armadura de refuerzo e incremento de resistencia. El caso puede ser analizado similar al de una sección reforzada con encamisado de concreto armado.

Para el reforzamiento con fibras de carbono, según el ACI 440.2R-08 da mención que los sistemas FRP son efectivos en el reforzamiento de elementos para flexión y corte y para proporcionar confinamiento adicional, sin embargo, no compromete a incrementar resistencia en uniones Viga-Columna y resistencia a compresión, por lo que la alternativa no será llevada a cabo.

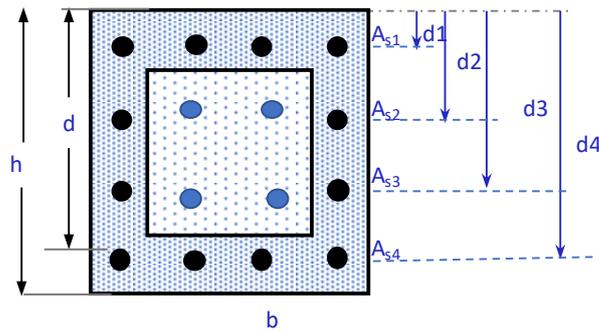
Para el reforzamiento de columnas de la edificación Azángaro, se optará como solución propuesta a encamisado de la sección con encamisado de concreto armado.

5.6.2 DISEÑO DEL ENCAMISADO DE COLUMNAS

El encamisado de las columnas con concreto armado fue planteado para lograr los dos objetivos propuestos, debido a que el refuerzo con encamisado incrementa la capacidad a cortante de la columna, intentando así, lograr un mecanismo columna fuerte-viga débil.

El otro de los objetivos es mejorar la capacidad resistente a flexo-compresión, lo cual es preciso la propuesta del reforzamiento.

REFORZAMIENTO DE LA COLUMNA 0.25x0.25 POR ENCAMISADO DE C°A°



Propiedades de la sección existente:

<p>Concreto</p> <p>$E_c = 208139.14 \text{ Kg/cm}^2$</p> <p>$f'_c = 190 \text{ Kg/cm}^2$</p> <p>$\epsilon_{cu} = 0.003$</p> <p>Sección</p> <p>$b = 25 \text{ cm}$ Ancho de la sección</p> <p>$h = 25 \text{ cm}$ Altura de la sección</p> <p>$d' \approx 3.84 \text{ cm}$</p>	<p>Acero</p> <p>$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$</p> <p>$E_s = 2039000 \text{ Kg/cm}^2$</p> <p>$\beta_1 = 0.85$</p>
---	--

Propiedades de la sección reforzada:

<p>Concreto</p> <p>$E_c = 252671.33 \text{ Kg/cm}^2$</p> <p>$f'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$</p> <p>$\epsilon_{cu} = 0.003$</p> <p>Sección</p> <p>$b = 45 \text{ cm}$ Ancho de la sección</p> <p>$h = 45 \text{ cm}$ Altura de la sección</p> <p>$d' \approx 5.74 \text{ cm}$</p>	<p>Acero</p> <p>$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$</p> <p>$E_s = 2039000 \text{ Kg/cm}^2$</p> <p>$\beta_1 = 0.85$</p>
---	--

Seccion encamisada					Seccion encamisada			
	d_i	Refuerzo longitudinal				Refuerzo longitudinal		
Acero	(cm)	#	\varnothing	$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	Acero	#	\varnothing	$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$
A_{s1}	5.74	4	5/8"	7.96	A_{s1}			
A_{s2}	16.91	2	5/8"	3.98	A_{s2}	2	1/2"	2.58
A_{s3}	28.09	2	5/8"	3.98	A_{s3}	2	1/2"	2.58
A_{s4}	39.26	4	5/8"	7.96	A_{s4}			

A. CAPACIDAD RESISTENTE A FLEJO-COMPRESION

Calculo del centroide plastico

$$y_p = \frac{h}{2} = 22.5 \text{ cm}$$

Compresión Pura: (Carga nominal máxima que soportaría la columna antes de su colapso)

Area encamisada:

$$P_{no1} = 0.85 f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st} = 327516.56 + 100296$$

Area existente:

$$P_{no2} = 0.85 f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st} = 147521.92 + 21672$$

Sección compuesta:

$$P_{no} = P_{no1} + P_{no2} = 597006.48 \text{ Kg}$$

$$\emptyset = 0.7 \quad ; \quad \emptyset P_{no} = 417904.54 \text{ Kg}$$

Tensión pura:

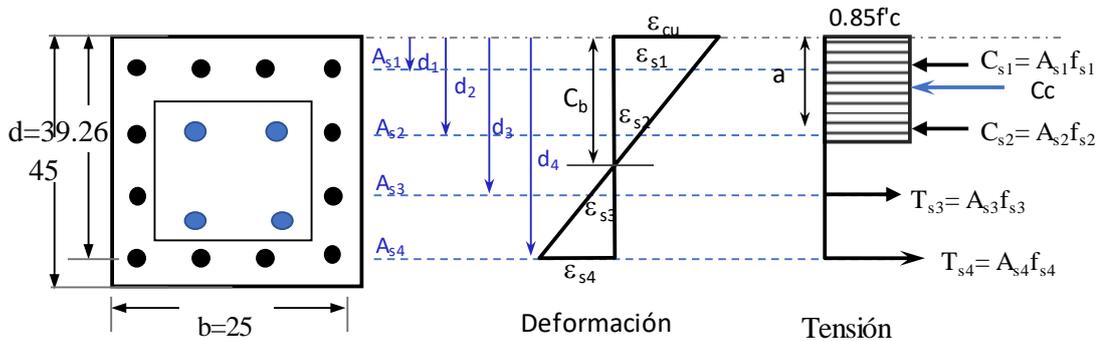
$$\rho_{nt} = -f_y A_{st} = 4200 \times 29.04 = 100296.00 \text{ Kg}$$

$$\emptyset = 0.9 \quad ; \quad \emptyset P_{no} = 90266.40 \text{ Kg}$$

1.- Condición de falla balanceada

$$C_b = \left(\frac{6117}{6117 + f_y} \right) d = 23.277 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} a &= \beta_1 C_b \\ &= 0.85 \times 23.28 \\ &= 19.79 \text{ cm} \end{aligned}$$



Del diagrama de deformaciones para la condición balanceada:

$$\begin{aligned} \text{fs}_1: \quad \frac{\epsilon_{s1}}{\epsilon_{cu}} &= \frac{C_b - d_1}{C_b}; \quad \rightarrow \quad \epsilon_{s1} = \left(\frac{C_b - d_1}{C_b} \right) \epsilon_{cu} \\ \epsilon_{s1} &= 0.00226 \end{aligned}$$

Esfuerzo de tracción en el acero

$$\begin{aligned} f_{s1} &= \epsilon_{s1} E_s = 0.00226 \times 2039000 = 4608.14 \text{ Kg/cm}^2 \\ \therefore f_{s1} &= 4200.00 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned}$$

En el caso si $f_s > 4200 \text{ Kg/cm}^2$ se adopta el valor de 4200 Kg/cm^2 por ser la resistencia nominal del acero

$$\begin{aligned} \text{fs}_2: \quad \frac{\epsilon_{s2}}{\epsilon_{cu}} &= \frac{C_b - d_2}{C_b}; \quad \rightarrow \quad \epsilon_{s2} = \left(\frac{C_b - d_2}{C_b} \right) \epsilon_{cu} \\ \epsilon_{s2} &= 0.00082 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{s2} &= \epsilon_{s2} E_s = 0.00082 \times 2039000 = 1671.98 \text{ Kg/cm}^2 \\ \therefore f_{s2} &= 1671.98 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{fs}_3: \quad \frac{\epsilon_{s3}}{\epsilon_{cu}} = \frac{d_3 - C_b}{C_b}; \quad \rightarrow \quad \epsilon_{s3} = \left(\frac{d_3 - C_b}{C_b} \right) \epsilon_{cu}$$

$$\varepsilon_{s3} = 0.00062$$

$$f_{s3} = \varepsilon_{s3} E_s = 0.00062 \times 2039000 = 1264.18 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\therefore f_{s3} = 1264.18 \text{ Kg/cm}^2$$

fs4:

$$\frac{\varepsilon_{s4}}{\varepsilon_{cu}} = \frac{d_4 - C_b}{C_b}; \rightarrow \varepsilon_{s4} = \left(\frac{d_4 - C_b}{C_b} \right) \varepsilon_{cu}$$

$$\varepsilon_{s4} = 0.00206$$

$$f_{s4} = \varepsilon_{s4} E_s = 0.00206 \times 2039000 = 4200.34 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\therefore f_{s4} = 4200.00 \text{ Kg/cm}^2$$

La fuerza axial nominal será:

$$P_n = C_c + C_s - T_s$$

Donde:

$$C_c = 0.85 f'_c ab = 211929.48 \text{ Kg}$$

$$C_s = A_{s1} f_{s1} + A_{s2} f_{s2} = 33432 + 6654.48$$

$$= 40086.48 \text{ Kg}$$

$$T_s = A_{s3} f_{s3} + A_{s4} f_{s4} = 5031.44 + 33432$$

$$= 38463.44 \text{ Kg}$$

$$P_n = 213552.52 \text{ Kg}$$

El momento nominal resistente será:

$$M_n = C_c \left(y_p - \frac{a}{2} \right) + \sum C_s (y_p - d_i) + \sum T_s (d_i - y_p)$$

$$M_n = 3857509.00 \text{ Kg-cm}$$

$$M_n = 38575.09 \text{ Kg-m}$$

Cálculo de ϕ :

El factor ϕ se determina por las condiciones de deformación unitaria en la sección transversal, en el estado de resistencia nominal

$$\phi = \begin{cases} 0.90 & \text{para } \varepsilon_s \geq 0.005 \\ 0.70 + \frac{0.20(\varepsilon_s - \varepsilon_{SY})}{0.005 - \varepsilon_{SY}} & \text{para } \varepsilon_{SY} < \varepsilon_s < 0.005 \\ 0.70 & \text{para } \varepsilon_s \leq \varepsilon_{SY} \end{cases}$$

Deformación unitaria neta en tracción en el acero extremo en tracción:

$$\varepsilon_s = \left(\frac{d - C_b}{C_b} \right) \varepsilon_{cu} = \left(\frac{d_4 - C_b}{C_b} \right) \varepsilon_{cu}$$

$$\varepsilon_s = 0.00206 \leq \varepsilon_{SY}$$

$$\therefore \phi = 0.70$$

Por lo tanto:

$$\phi P_{nb} = 0.70 \times 213552.52$$

$$= 149486.76 \text{ Kg} = 149.49 \text{ Tn} > 26.06 \text{ Tn}; \text{ de la sección existente}$$

$$\phi M_{nb} = 0.70 \times 38575.09$$

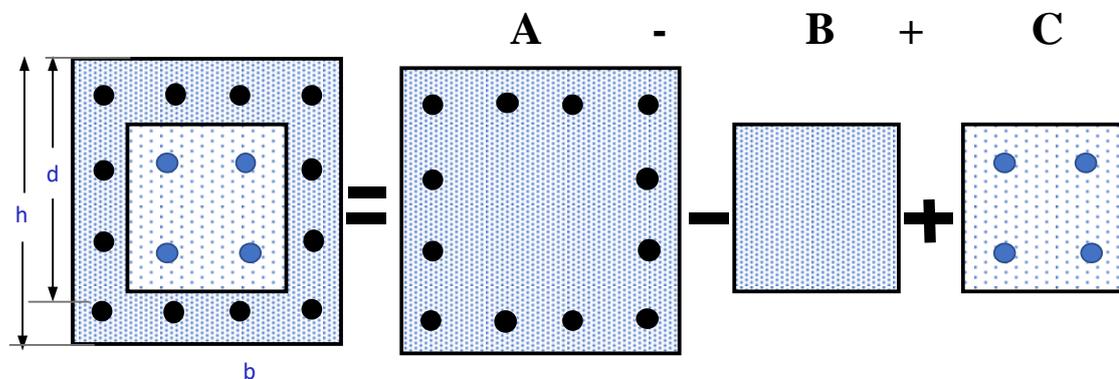
$$= 27002.56 \text{ Kg-m}$$

$$= 27.00 \text{ Kg-m} > 3.02 \text{ Tn-m}; \text{ de la sección existente}$$

∴ Se verifica el notable incremento de la capacidad resistente en la condición balanceada.

CAPACIDAD RESISTENTE A CORTANTE

La capacidad resistente de la sección reforzada se puede evaluar de la siguiente manera:



1. Capacidad resistente a cortante BLOQUE A:

- $b = 45.00 \text{ cm}$
- $d = 39.26 \text{ cm}$
- $f_c = 280.00 \text{ Kg/cm}^2$

Estribos $\varnothing 8\text{mm}$; $A_{st} = 0.50 \text{ cm}^2$ $s = 15 \text{ cm}$, (Asumido)

$\varnothing = 0.85$

$A_v = 2 \times 0.5 = 1 \text{ cm}^2$

Capacidad de corte del concreto:

$$\varnothing V_c = \varnothing 0.53 \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d \left(1 + 0.0071 \frac{N_u}{A_g} \right)$$

A efectos de determinación de la cortante nominal se utilizará la expresión:

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

$$\varnothing V_c = 13317.93 \text{ Kg}$$

$$0.5 \varnothing V_c = 6658.96 \text{ Kg}$$

Capacidad de corte del refuerzo transversal:

$$\varnothing V_s = \varnothing \frac{A_v \cdot F_y \cdot d}{s}$$

$$\varnothing V_s = 9343.88 \text{ Kg}$$

RESISTENCIA A CORTANTE (E. 060 Sección 11.1.1)

$$\varnothing V_n = \varnothing V_c + \varnothing V_s = \mathbf{22661.81 \text{ Kg}}$$

2. Capacidad resistente a cortante BLOQUE B (Sin estribos):

- $b = 25.00 \text{ cm}$
- $d = 25.00 \text{ cm}$
- $f_c = 280.00 \text{ Kg/cm}^2$
- $\varnothing = 0.85$

Capacidad de corte del concreto:

$$\begin{aligned}\phi V_c &= \phi 0.53 \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d \\ \phi V_c &= 4711.44 \text{ Kg} \\ 0.5 \phi V_c &= 2355.72 \text{ Kg}\end{aligned}$$

RESISTENCIA A CORTANTE

$$\phi V_n = \phi V_c = \mathbf{4711.44 \text{ Kg}}$$

3. Capacidad resistente a cortante BLOQUE C:

$$\begin{aligned}b &= 25.00 \text{ cm} \\ d &= 25.00 \text{ cm} \\ f_c &= 190.00 \text{ Kg/cm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Estribos } \phi 8\text{mm; } A_{st} &= 0.50 \text{ cm}^2 & s &= 15 \text{ cm,} \\ \phi &= 0.85 \\ A_v &= 2 \times 0.5 = 1 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

Capacidad de corte del concreto:

$$\begin{aligned}\phi V_c &= \phi 0.53 \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d \\ \phi V_c &= 3881.07 \text{ Kg} \\ 0.5 \phi V_c &= 1940.54 \text{ Kg}\end{aligned}$$

Capacidad de corte del refuerzo transversal:

$$\begin{aligned}\phi V_s &= \phi \frac{A_v \cdot F_y \cdot d}{s} \\ \phi V_s &= 5950.00 \text{ Kg}\end{aligned}$$

RESISTENCIA A CORTANTE (E. 060 Sección 11.1.1)

$$\phi V_n = \phi V_c + \phi V_s = \mathbf{9831.07 \text{ Kg}}$$

4. Capacidad resistente de la seccion compuesta:

$$\begin{aligned}\phi V_n &= \phi V_n(\text{Bloque A}) - \phi V_n(\text{Bloque B}) + \phi V_n(\text{Bloque C}) \\ &= 22661.8 \quad - \quad 4711.4 \quad + \quad 9831.07123 \\ &= 27781.44 \text{ Kg} \\ &= 27.78 \text{ Tn}\end{aligned}$$

5. Capacidad resistente de la sección existente 25x25 (Tabla 5.67):

$$\begin{aligned}\phi V_n(\text{Sin refuerzo}) &= 10751.44 \text{ Kg} = 10.75 \text{ Tn} \\ \phi V_n(\text{Con refuerzo}) &= 27781.44 \text{ Kg} = 27.78 \text{ Tn}\end{aligned}$$

Se verifica el notable incremento de la capacidad a fuerza cortante, así mismo, superiores a las máximas sollicitaciones de carga dadas en la tabla 5.68.

5.6.3 ANÁLISIS DE LAS ESTRUCTURAS REFORZADAS

5.6.3.1 REVISIÓN DE CUANTÍAS DE REFUERZO

Para el reforzamiento de columnas con secciones de 0.25x0.25 y 0.25x0.35, debido a las limitaciones arquitectónicas de la edificación, además del encamisado completo de la columna, se propone realizar el reforzamiento por encamisado de la sección en una, dos y tres caras, siguiendo las cuantías recomendadas para el encamisado con concreto armado, con las siguientes cuantías (Ver planos de reforzamiento estructural):

Tabla 5.72: Revisión de cuantías de refuerzo de columnas – edificio Azángaro

Seccion existente			Revisión de cuantías de refuerzo				
Eje	Columna tipo		Sección reforzada	Sección existente	refuerzo en area encamisad	Área encamisada	Recomendación (1.5-4%)
B-2	C1	COL 25x25	45x45	0.83%	23.88	1.71%	Ok
E-2	C1	COL 25x25	45x45	0.83%	23.88	1.71%	Ok
F-3	C1	COL 25x25	45x45	0.83%	23.88	1.71%	Ok
F-2	C1	COL 25x25	45x45	0.83%	23.88	1.71%	Ok
G-2	C1	COL 25x25	45x45	0.83%	23.88	1.71%	Ok
C-4	C1	COL 25x25	45x45	0.83%	23.88	1.71%	Ok
A-2	C1	COL 25x25	35x45	0.83%	15.92	1.68%	Ok
C-2	C1	COL 25x25	35x45	0.83%	15.92	1.68%	Ok
C-3	C1	COL 25x25	35x45	0.83%	15.92	1.68%	Ok
H-2	C1	COL 25x25	25x45	0.83%	5.97	1.19%	Ok
B-3	C3	COL 35x25	45x55	0.88%	27.86	1.74%	Ok
E-3	C3	COL 35x25	45x55	0.88%	27.86	1.74%	Ok
A-3	C3	COL 35x25	35x55	0.88%	15.92	1.52%	Ok
G-3	C3	COL 35x25	35x55	0.88%	15.92	1.52%	Ok
H-3	C3	COL 35x25	35x35	0.88%	7.96	2.27%	Ok

Fuente: Elaboración propia.

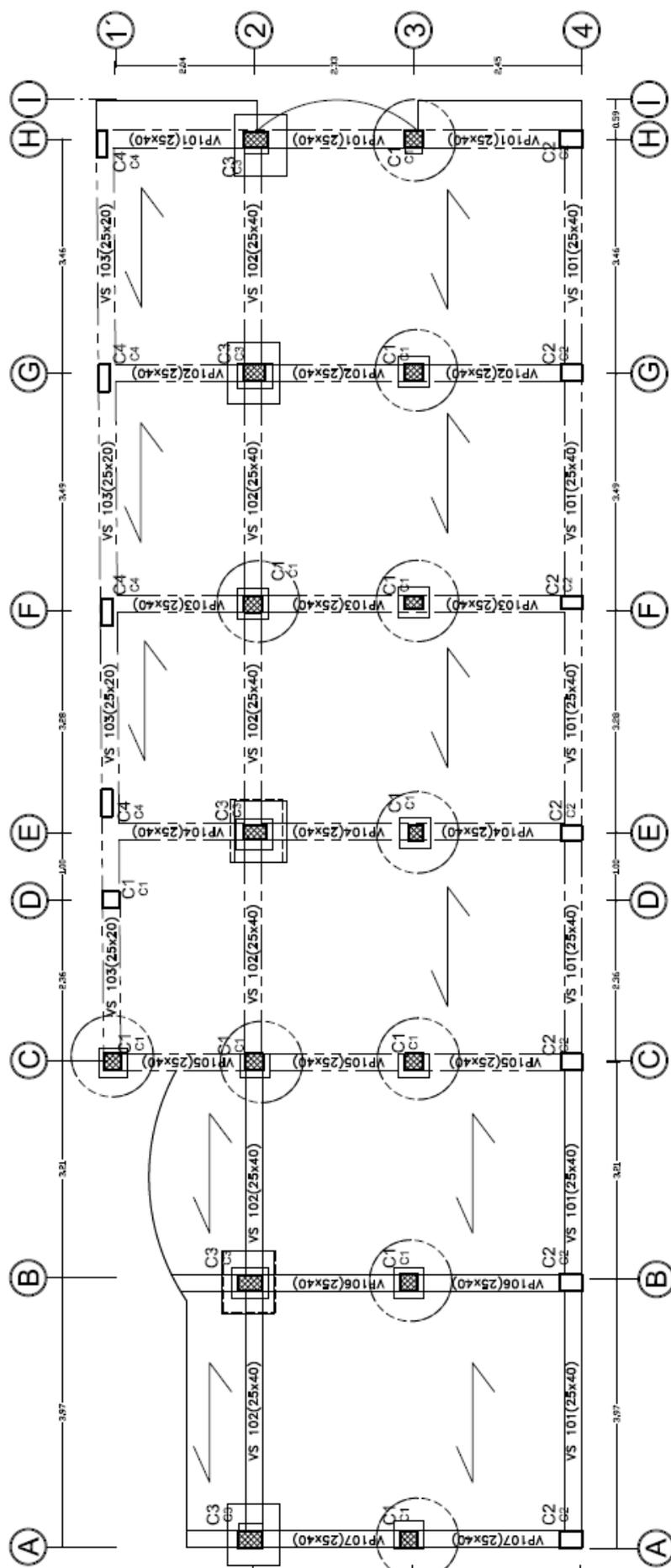


Figura 5.49: Propuesta de reforzamiento de columnas – edificación Azángaro

5.6.3.2 RESISTENCIA A FLEXIÓN EN UNIONES VIGA – COLUMNA

De los resultados de resistencia a flexión en uniones VIGA – COLUMNA reportadas en el programa ETABS, se verifica la mejora de la resistencia a flexión en uniones Viga – Columna y no existen nudos críticos, por lo cual, el reforzamiento es adecuado.

Tabla 5.73: Ratios Viga Columna B/C - Criterio ACI 318 – edificación Azangaro

Nivel	Label	Sección	B/C	B/C	B/C	B/C	Warnings
			Mayor	Mayor	Minor	Minor	
			Combo	Ratio	Combo	Ratio	
3° Nivel	C1	COL 30x25	Comb6	0.517	Comb6	0.458	No Message
3° Nivel	C2	R2A 35x45(25x25)	Comb6	0.407			No Message
3° Nivel	C3	R2B 35x45(25x35)	Comb6	0.232	Comb6	0.177	No Message
3° Nivel	C4	COL 30x25	Comb6	0.372	Comb6	0.883	No Message
3° Nivel	C5	R1A 45x45(25x25)	Comb6	0.318			No Message
3° Nivel	C6	R1B 45x55(25x35)	Comb6	0.192	Comb6	0.177	No Message
3° Nivel	C7	COL 30x25	Comb6	0.285	Comb6	0.794	No Message
3° Nivel	C8	R2A 35x45(25x25)	Comb6	0.35			No Message
3° Nivel	C9	R2A 35x45(25x25)	Comb6	0.273	Comb6	0.317	No Message
3° Nivel	C10	COL 30x25	Comb6	0.29	Comb6	0.828	No Message
3° Nivel	C11	R1A 45x45(25x25)	Comb6	0.275			No Message
3° Nivel	C12	R1B 45x55(25x35)	Comb6	0.169	Comb6	0.17	No Message
3° Nivel	C14	COL 15x40	Comb6	0.361	Comb6	0.218	No Message
3° Nivel	C15	COL 15x40	Comb6	0.403	Comb6	0.216	No Message
3° Nivel	C16	R2B 35x45(25x35)	Comb6	0.341	Comb6	0.3	No Message
3° Nivel	C17	R1A 45x45(25x25)	Comb6	0.295	Comb6	0.196	No Message
3° Nivel	C18	R1A 45x45(25x25)	Comb6	0.296			No Message
3° Nivel	C19	R1A 45x45(25x25)	Comb6	0.356			No Message
3° Nivel	C20	COL 30x25	Comb6	0.429	Comb6	0.857	No Message
3° Nivel	C21	COL 30x25	Comb6	0.556	Comb6	0.577	No Message
3° Nivel	C22	R3A 25x35(25x25)	Comb6	0.672	Comb6	0.026	No Message
3° Nivel	C23	R3B 35x35(25x35)	Comb6	0.571	Comb6	0.331	No Message
3° Nivel	C24	COL 15x40	Comb6	0.536	Comb6	0.167	No Message
3° Nivel	C25	COL 30x25	Comb6	0.336	Comb6	0.849	No Message
3° Nivel	C26	COL 15x40	Comb6	0.5	Comb6	0.209	No Message
3° Nivel	C13	R1A 45x45(25x25)	Comb6	0.052	Comb6	0.037	No Message
2° Nivel	C1	COL 30x25	Comb6	0.22	Comb6	0.486	No Message
2° Nivel	C2	R2A 35x45(25x25)	Comb6	0.099			No Message
2° Nivel	C3	R2B 35x45(25x35)	Comb6	0.048	Comb6	0.154	No Message
2° Nivel	C4	COL 30x25	Comb6	0.164	Comb6	0.842	No Message
2° Nivel	C5	R1A 45x45(25x25)	Comb6	0.071			No Message
2° Nivel	C6	R1B 45x55(25x35)	Comb6	0.048	Comb6	0.136	No Message
2° Nivel	C7	COL 30x25	Comb6	0.155	Comb6	0.694	No Message

2° Nivel	C8	R2A 35x45(25x25)	Comb6	0.091			No Message
2° Nivel	C9	R2A 35x45(25x25)	Envolv	0.069	Envolv	0.24	No Message
2° Nivel	C10	COL 30x25	Comb6	0.147	Comb6	0.75	No Message
2° Nivel	C11	R1A 45x45(25x25)	Comb6	0.069			No Message
2° Nivel	C12	R1B 45x55(25x35)	Envolv	0.032	Envolv	0.154	No Message
2° Nivel	C14	COL 15x40	Comb6	0.269	Comb6	0.175	No Message
2° Nivel	C15	COL 15x40	Comb6	0.341	Comb6	0.177	No Message
2° Nivel	C16	R2B 35x45(25x35)	Comb6	0.065	Comb6	0.224	No Message
2° Nivel	C17	R1A 45x45(25x25)	Comb6	0.067	Comb6	0.161	No Message
2° Nivel	C18	R1A 45x45(25x25)	Comb6	0.071			No Message
2° Nivel	C19	R1A 45x45(25x25)	Comb6	0.079			No Message
2° Nivel	C20	COL 30x25	Comb6	0.189	Comb6	0.794	No Message
2° Nivel	C21	COL 30x25	Comb6	0.214	Comb6	0.473	No Message
2° Nivel	C22	R3A 25x35(25x25)	Envolv	0.324	Envolv	0.036	No Message
2° Nivel	C23	R3B 35x35(25x35)	Envolv	0.176	Envolv	0.22	No Message
2° Nivel	C24	COL 15x40	Comb6	0.346	Comb6	0.12	No Message
2° Nivel	C25	COL 30x25	Comb6	0.167	Comb6	0.743	No Message
2° Nivel	C26	COL 15x40	Comb6	0.172	Comb6	0.17	No Message
2° Nivel	C13	R1A 45x45(25x25)	Comb6	0.029	Comb6	0.021	No Message
1° Nivel	C1	COL 30x25	Comb6	0.49	Comb6	0.433	No Message
1° Nivel	C4	COL 30x25	Comb6	0.33	Comb6	0.803	No Message
1° Nivel	C5	R1A 45x45(25x25)	Comb6	0.239			No Message
1° Nivel	C6	R1B 45x55(25x35)	Comb6	0.128	Comb6	0.151	No Message
1° Nivel	C7	COL 30x25	Comb6	0.294	Comb6	0.717	No Message
1° Nivel	C8	R2A 35x45(25x25)	Comb6	0.269			No Message
1° Nivel	C9	R2A 35x45(25x25)	Comb6	0.182	Comb6	0.261	No Message
1° Nivel	C10	COL 30x25	Comb6	0.298	Comb6	0.777	No Message
1° Nivel	C11	R1A 45x45(25x25)	Comb6	0.223			No Message
1° Nivel	C12	R1B 45x55(25x35)	Comb8	0.145	Comb8	0.179	No Message
1° Nivel	C14	COL 15x40	Comb6	0.334	Comb6	0.162	No Message
1° Nivel	C15	COL 15x40	Comb6	0.428	Comb6	0.169	No Message
1° Nivel	C16	R2B 35x45(25x35)	Comb6	0.263	Comb6	0.231	No Message
1° Nivel	C17	R1A 45x45(25x25)	Comb6	0.238	Comb6	0.17	No Message
1° Nivel	C18	R1A 45x45(25x25)	Comb6	0.246			No Message
1° Nivel	C19	R1A 45x45(25x25)	Comb6	0.295	Comb6	0.112	No Message
1° Nivel	C20	COL 30x25	Comb6	0.523	Comb6	0.701	No Message
1° Nivel	C21	COL 30x25	Comb6	0.596	Comb6	0.466	No Message
1° Nivel	C22	R3A 25x35(25x25)	Comb8	0.687	Comb8	0.265	No Message
1° Nivel	C23	R3B 35x35(25x35)	Comb8	0.516	Comb8	0.216	No Message
1° Nivel	C24	COL 15x40	Comb6	0.569	Comb6	0.113	No Message
1° Nivel	C25	COL 30x25	Comb6	0.391	Comb6	0.723	No Message
1° Nivel	C26	COL 15x40	Comb6	0.442	Comb6	0.181	No Message
1° Nivel	C13	R1A 45x45(25x25)	Comb6	0.028	Comb6	0.016	No Message

Fuente: elaboración propia de reporte programa ETABS.

5.6.4 INTERACCIÓN PÓRTICO – TABIQUE DE ALBAÑILERÍA

Tal como se indicó al inicio de la revisión de la estructura – Azángaro, el edificio presenta tabiquería de albañilería en el cierre perimetral de la edificación y están adherida a los pórticos.

Debido a que la tabiquería de cierre perimetral no ha sido aislada del pórtico que lo enmarca, con las acciones sísmicas producirá una interacción de ambos sistemas. Sin embargo, genera una reducción de la capacidad de absorber energía ante movimientos sísmicos, generando un mecanismo de colapso más corto que una edificación sin tabiquería adherida. El tipo de falla es por compresión diagonal de los tabiques.

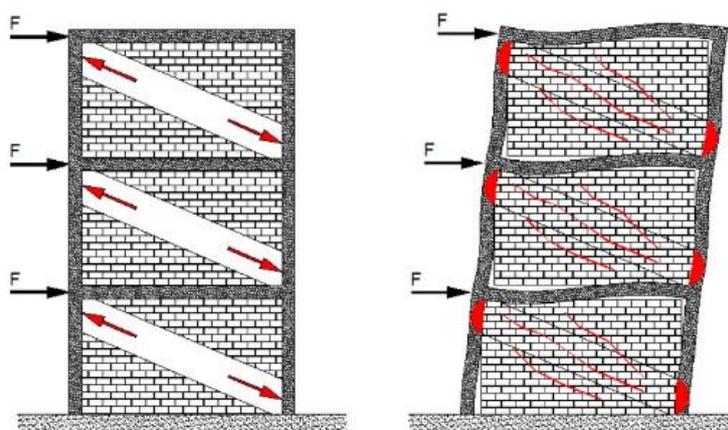


Figura 5.50: Falla en nudos por la interacción tabique – pórtico de concreto armado.

(Fuente: Investigadores del Instituto de Ciencia y Tecnología del Hormigón (ICITECH) de la Universidad Politécnica de Valencia (UPV).)

Para el caso, la alternativa de solución será la misma de la edificación analizada de la ciudad de Puno, con el Aislamiento tabique – Pórtico.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CONCLUSIONES

La presente tesis consistió en proponer alternativas de reforzamiento estructural de dos edificaciones familiares existentes para el uso de entidades financieras de Caja Arequipa. Se concluye lo siguiente:

1. Las alternativas de reforzamiento estructural fueron planteadas teniendo en consideración la capacidad resistente de los elementos estructurales, las características de los materiales existentes y las condiciones del lugar. Por ello se propuso la inclusión de muros de corte en la estructura completa, fibras de carbono, encamisado con concreto armado, y recalce superficial de zapatas para la edificación de Puno y en columnas para la edificación de Azángaro por reforzamiento con encamisado de concreto armado, y según los análisis, se verificó la mejora de la capacidad resistente que garantiza que las estructuras sean seguras. Por lo cual, se puede discernir que la propuesta de reforzamiento depende mucho de las características del sistema estructural resistente y de las condiciones del sitio.
2. Se determinó las sobrecargas no previstas para ambas edificaciones, por lo cual se verificó el incremento de las sobrecargas respecto a las previstas del uso original Viviendas a uso de entidad financiera “Oficinas”, datos con las cuales fueron analizadas las dos edificaciones.
 - Del análisis efectuado en la revisión inicial de la estructura de la edificación de Puno, se determinó que la edificación no es segura y tiende al colapso debido a que los desplazamientos máximos relativos son mayores a los que puede tolerar la edificación, por lo cual se propuso rigidizar la estructura completa con muros de corte.
 - Para la edificación de Azángaro se verificó que la estructura no es necesario rigidizar.
3. Se analizaron y se determinaron los elementos estructurales vulnerables según las máximas solicitaciones de carga, que incluye las sobrecargas no previstas, con la determinación de la capacidad resistente de los elementos estructurales, verificándose que existe necesidad de reforzamiento:

- Para la edificación de Puno, se determinó que las vigas y losas no tienen suficiente capacidad a flexión en los apoyos y tramos intermedios, a pesar de cumplir con los límites de cuantía. Así mismo, en la revisión de zapatas se verificó que las presiones actuantes superan a la capacidad de carga del suelo debido a dimensiones insuficientes en planta de la zapata.
 - De los elementos estructurales de la edificación de Azángaro, se determinó que las vigas y losas tienen suficiente capacidad resistente a flexión y cortante, sin embargo, para algunas columnas centrales, se determinó que no tiene la capacidad para resistir las fuerzas axiales.
4. Se analizaron los sistemas de reforzamiento estructural, según las recomendaciones de diseño y análisis teórico, y se pudo evaluar el notable incremento de la capacidad resistente del elemento estructural:
- Edificación existente Puno: La inclusión de muros de ascensor como parte del reforzamiento empotrada en el diafragma rígido (losas) y vigas, según la verificación de derivas, cumple con los requisitos establecidos en la Norma E030. El refuerzo optado con encamisados de concreto armado, asumiendo el comportamiento monolítico, resulta efectiva para mejorar la capacidad resistente de vigas de 0.30x0.20m. Los reforzamientos con fibras de carbono en los apoyos de vigas con secciones de 0.30x0.40m y viguetas de losas aligeradas resultan adecuadas y aumentan considerablemente la capacidad resistente a flexión de los elementos estructurales.
 - Edificación familiar Azángaro: la propuesta de encamisado de la sección con concreto armado se verifica el incremento de la resistencia a flexión relativa en uniones Viga–Columna, considerando la continuidad del refuerzo a través de la losa, así mismo, se mejora la capacidad resistente a flexo compresión de las columnas.

RECOMENDACIONES

1. Respecto a las propuestas de reforzamiento:
 - Para proponer alternativas de reforzamiento estructural, se recomienda al tipo de reforzamiento estructural que mejor se adecua o mejor se adapte al medio, al sistema estructural considerado para mejorar la capacidad resistente y a los criterios considerados como evaluador. De manera que la estructura reforzada sea segura y que la responsabilidad con el público sea satisfecha.
 - Se sugiere investigar tipos de reforzamientos con aceros o aquellos que no se llevan a cabo en la tesis.
 - Realizar un estudio de reforzamiento estructural evaluando el balance económico Costo de reforzamiento versus propuestas de reforzamiento.
2. Para el caso en estudio, se realizó el estudio por cambio de uso de viviendas a entidad financiera. Se recomienda realizar estudios por cambios de usos a mayores sobrecargas como el uso de bibliotecas, o el caso de rehabilitaciones, etc.
4. Se recomienda realizar estudios experimentales para analizar los resultados de los análisis teóricos dados en la tesis respecto a los análisis experimentales. Así mismo, se recomienda el estudio de suelos a mayor detalle edificación Puno, debido a la baja capacidad de carga, y consecuentemente definir la cimentación del ascensor.

BIBLIOGRAFIA

- A. Espeche, J. León (2008) *Aplicación del micro-HAC al refuerzo de pilares mediante encamisados*, Grupo Hormigón Estructural, Universidad Politécnica de Madrid, España.
- ACI 369R-11. (s.f.). *Guide for Seismic Rehabilitation of Existing Concrete Frame Buildings and Commentary*. American Concrete Institute (Reported by ACI Committee 369).
- ACI 440.2R-08. (s.f.). *Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures*. American Concrete Institute (Reported by ACI Committee 440).
- ACI 440-F: *FRP Repair/Strengthening* ACI Subcomité 440F, 1999.
- Adolfo Delibes Lioiers-2010, Instituto Técnico de Materiales y Construcciones - Madrid, España
- Alonso Izquierdo, J. (2015). *GUÍA PRÁCTICA DE REFUERZO DE SISTEMAS ESTRUCTURALES*. Catalunya: Escola Politècnica Superior d'Edificació de Barcelona - Universidad Politécnica de Catalunya.
- Appleton, J., & Gomes, A. (2007). *Reforço de Estruturas de Betão Armado por Encamisamento das Secções*. Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas (RPEE) No' 42.
- Laura Huanca, S. (2016). *Apuntes del Curso de Fundaciones Superficiales - Maestría en Ingeniería Geotécnica*. Bolivia: Universidad San Francisco Xavier de Chuquisaca
- Ariana Astorga / Pedro Rivero (2009). *Patologías en las edificaciones*, Centro de investigación en gestión de riesgos.
- Armando de Oliveira. (Octubre de 2015). *REFORÇO DE FUNDAÇÃO*. Obtenido de REFORÇA Estaca Mega e Solo Grampeado: <http://www.reforca.com.br/reforco-de-fundacao/>

- Braja M., D. (2012). *Fundamentos de ingeniería de Cimentaciones* (Séptima Edición). Santa Fe, México D.F.: Cengage Learning Editores.
- BS1881-204:1988 *Testing concrete. Recommendations on the use of electromagnetic covermeters; Método para determinar el tamaño de la barra y la cubierta cuando no se conoce.*
- Carranza Ruiz, J. S., & Calderon Correa, J. M. (2015). *REFORZAMIENTO DE UNA ESTRUCTURA APORTICADA CON DISIPADORES DE FLUIDO VISCOZO PARA UN MERCADO EN LA CIUDAD DE TRUJILLO* (Tesis de Pregrado). Trujillo: UNIVERSIDAD PRIVADA ANTENOR ORREGO.
- "*Clases de intervenciones en cimentaciones en edificación, Structuralia / Formación especializada* <http://www.structuralia.com/es/blog/32-arquitectura/10001945-clases-de-intervenciones-en-cimentaciones-en-edificacion>"
- De Texeira Guerra, R. S. (10 de Junio de 2016). *Reforços de sapatas de fundações.* Obtenido de Clube de Concreto: <http://www.clubedoconcreto.com.br/2013/10/reforc-os-de-sapatas-de-fundacoes.html>
- Delibes Lioiers. (2010). *Determinación de la resistencia del hormigón mediante ensayos no destructivos realizados con esclerómetro y ultrasonidos.* INTEMAC.
- Gallo López, W. M. (2006). *INSPECCIONES TÉCNICAS DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL EN EDIFICACIONES DE CONCRETO ARMADO* (Tesis de Pregrado). Piura: Universidad de Piura.
- Ing. J. Porres (2012). "Evaluación y reparación de estructuras". Agenda ICG. Manual de la Construcción. Instituto de construcción y gerencia.
- Meli Piralla, R. (2008). *DISEÑO ESTRUCTURAL.* México: Noeriega editores.
- Morales M., R. (2006). *Diseño en Concreto Armado.* Lima: Fondo Editorial I.C.G.
- Nij Patzán, J. E. (2009). *GUÍA PRÁCTICA PARA EL CÁLCULO DE CAPACIDAD DE CARGA EN CIMENTACIONES SUPERFICIALES, LOSAS DE CIMENTACIÓN, PILOTES Y PILAS PERFORADAS.* Guatemala: Universidad de San Carlos de Guatemala.

NZSEE Bulletin 39(2) - June 2006

Quiun, D. (24 de Oct de 2014). *Cambio de la Norma E. 030 Diseño sismoresistente 2014*. Trujillo: CIP Trujillo.

Reglamento Nacional De Edificaciones / edición 2016

Remigio Rojas Reyes-2010; *Determinación de la Resistencia a la compresión de cilindros a edades con esclerómetro*

Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-11) y Comentario (ACI 318SR-11) (american concrete institute P.O. BOX 9094/FARMINGTON HILLS, MICHIGAN 48333-9094 USA.

Rojas Reyes. (2010). *Determinación de la Resistencia a la compresión de cilindros a edades con esclerómetro*.

Rosario Martínez Lebrusant; *Evaluación de la resistencia a compresión in-situ en estructuras; Sostenibilidad: Eficiencia Energética, Evaluación De Edificios Y Estructuras; Madrid, 2012*

Rosero Landeta, L. (2013). *Reforzamiento de estructuras de hormigón armado con FRP (Fiber reinforced polymers). Aplicación al caso de refuerzo de una losa y columnas de un salón de audiovisuales y un auditorio* (Tesis de Pregrado). Sangolquí: Escuela Politécnica del Ejercito.

SISBRICK: EL LADRILLO ANTI-SÍSMICO, Investigadores del Instituto de Ciencia y Tecnología del Hormigón (ICITECH) de la Universidad Politécnica de Valencia (UPV).

Soto Barraza, E. N. (2008). *Rehabilitación de estructuras de concreto* (Tesis de Pregrado). México: Universidad Nacional Autónoma de México.

Structuralia / Formación especializada. (25 de Mayo de 2016). *Clases de intervenciones en cimentaciones en edificación*. Alcobendas, Madrid, España.

Técnicas de reparación y refuerzo de estructuras de hormigón armado y albañilerías diagnóstico y soluciones. Procedimientos constructivos. Materiales de reparación. Instituto chileno del cemento y del hormigón – 2010.

- Tello Malpartida, O. (2006). *EVALUACION Y REFORZAMIENTO DE ESTRUCTURAS*. Lima: UNIVERSIDAD NACIONAL FEDERICO VILLARREAL FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL.
- Teran, A., & Ruiz, J. (1992). *Reinforced concrete jacketing of existing structures. Earthquake Engineering*, Conference 1992 (págs. 5107-5113). Balkema, Rotterdam: Universidad Autónoma Metropolitana, México.
- William Baca Escobar – 2010, *Experiencia peruana en el diseño y aplicación de reforzamiento estructural con Fibras de Carbono*. ACI – Perú, convenio internacional 2010.

1. ANEXOS
2. PLANO