

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL



**DISEÑO AUTOMATIZADO DE ELEMENTOS DE CONCRETO
REFORZADO**

PRESENTADO POR:

IVÁN JOSÉ PLEITEZ CÓRDOVA

JACQUELINE MARLENE REINA MELÉNDEZ

PARA OPTAR AL TÍTULO DE:

INGENIERO(A) CIVIL

CIUDAD UNIVERSITARIA, JUNIO 2026

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

RECTOR:

M.Sc. JUAN ROSA QUINTANILLA

SECRETARIO GENERAL:

LIC. PEDRO ROSALÍO ESCOBAR CASTANEDA

FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA

DECANO:

ING. LUIS SALVADOR BARRERA MANCÍA

SECRETARIO:

ARQ. RAÚL ALEXANDER FABIÁN ORELLANA

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

DIRECTOR:

M.Eng. Ing. CARLOS ALBERTO ESCOBAR FLORES

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

Trabajo de Grado Modalidad Trabajo de Investigación, previo a la opción de:

INGENIERO(A) CIVIL

Título:

**DISEÑO AUTOMATIZADO DE ELEMENTOS DE
CONCRETO REFORZADO**

Presentado por:

IVÁN JOSÉ PLEITEZ CÓRDOVA

JAQUELINE MARLENE REINA MELÉNDEZ

Trabajo de Grado Aprobado por:

Docente Asesor:

DIPL-ING; ING. MANUEL DE JESÚS GUTIÉRREZ HERNÁNDEZ

San Salvador, junio 2026

Trabajo de Graduación Aprobado por:

Docente Asesor:

DIPL. ING; ING. Manuel de Jesús Gutiérrez Hernández

DEDICATORIAS

A Dios todo poderoso y la Virgen Santísima, por permitirme culminar mis estudios, con salud, trabajo y haberme guiado por el buen camino, por darme la sabiduría para no rendirme ante las adversidades, a la **Virgen de Guadalupe** por acompañarme en mis momentos de flaqueza y confortarme, al **Sagrado Corazón de Jesús** por mantenerme a su lado dándome fortaleza y calma en mis momentos de desesperación, gracias, padre bendito, y acompañarme en esta nueva etapa de mi vida, así sea.

A mis padres, Ana Gloria Córdova de Pleitez, por su amor y apoyo incondicional a lo largo de mi formación profesional y personal, por ser una excelente madre a quien espero no defraudar, recompensando su sacrificio y su amor y **German Iván Pleitez Marroquín**, por ser un excelente padre y apoyarme en este largo camino, por enseñarme a su manera a superar obstáculos en la vida, por enseñarme el temor de Dios y corregirme en momentos de flaqueza, gracias por todo.

A mis hermanos, Ana Guadalupe Pleitez, quien también está finalizando sus estudios superiores, por siempre apoyarme en mis proyectos y ser una buena hermana. **Moisés Leonel Pleitez Córdova**, quien también se encuentra en su etapa de estudios y siempre me ha apoyado en todo. **A mis tíos**, Luis Ernesto Pleitez Marroquín y su esposa, quien me apoyo en mis primeros años obsequiándome mi primera computadora y motivándome a seguir adelante. **A mis abuelos**, Por ser mis segundos padres y apoyarme a lo largo de mi formación profesional.

Iván José Pleitez Córdova

Quiero expresar mi más sincero agradecimiento, en primer lugar, a **Dios** y a la **Virgencita María**, por nunca abandonarme y acompañarme con su misericordia a lo largo de estos años de carrera. Su presencia en mi vida fortaleció mi fe y me permitió mantenerme firme para no desistir de este sueño de convertirme en ingeniera.

A mi familia, por su amor incondicional, paciencia y apoyo durante este proceso, en especial, **a mi querida madre Beatriz**, por ser una fuente permanente de motivación, ser un pilar fundamental y por su fe inquebrantable en mis capacidades, alentándome a ser una mujer fuerte, con valores, principios y brindarme un amor incondicional.

A mis hermanos, por su compañía y por estar siempre a mi lado en los momentos difíciles, especialmente a mi hermana y mejor amiga, **Verónica**.

A mi esposo, Fernando, por ser un pilar fundamental en este camino, motivándome constantemente a alcanzar mis metas y recordándome que mis límites son solo mentales, gracias por ser mi soporte emocional y compañero de vida, demostrando que, con amor y de la mano de Dios, todo es posible.

A mis **amigos y compañeros**, por su comprensión y apoyo a lo largo de este proceso, especialmente en aquellos momentos en los que sentí que no lo lograría. Su amistad fue clave para mantenerme enfocada y motivada.

Finalmente, a todas las personas que, de una u otra forma, contribuyeron a este proyecto, ya sea brindando su ayuda, compartiendo sus conocimientos u ofreciendo palabras de aliento, a todos ¡Gracias Totales!

Jacqueline Reina

ÍNDICE

DEDICATORIAS	5
ÍNDICE DE FIGURAS	11
INTRODUCCIÓN.....	22
CAPÍTULO 1: GENERALIDADES	24
1.0 ANTECEDENTES.....	24
1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	25
1.2 OBJETIVOS	26
1.2.1 OBJETIVO GENERAL.....	26
1.2.2 OBJETIVO ESPECÍFICOS.....	26
1.3 ALCANCES	27
1.4 LIMITACIONES.....	28
1.6 JUSTIFICACIÓN	29
CAPÍTULO 2: MARCO TEÓRICO	30
2.1 DISEÑO ESTRUCTURAL.....	30
2.1.1 CRITERIOS DE DISEÑO ESTRUCTURAL.....	32
2.2 DIMENSIONAMIENTO.....	36
2.2.1 PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	37
2.2.2 PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS.....	38
2.2.3 PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS	40

2.2.4 PREDIMENSIONAMIENTO DE MUROS	42
2.2.5 PREDIMENSIONAMIENTO DE CIMENTACIONES	44
2.3 REGLAMENTO DE CONSTRUCCIÓN EN EL SALVADOR.....	47
2.4 REGLAMENTO PARA ELEMENTOS DE CONCRETO ACI 318	52
2.5 TIPOLOGÍA DE CARGAS EN ESTRUCTURAS DE CONCRETO	56
2.6 COMPORTAMIENTO DE ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO	60
2.7 VIGAS	63
2.7.1 DEFINICIÓN Y CAPACIDAD DE CARGA	63
2.7.2 COMPORTAMIENTO POR FLEXIÓN	64
2.7.3 COMPORTAMIENTO POR CORTANTE.....	69
2.7.5 DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA	79
2.8 COLUMNAS	82
2.8.1 DEFINICIÓN Y CAPACIDAD DE CARGA.....	82
2.8.2 REQUERIMIENTOS DE DISEÑO PARA COLUMNAS CORTAS Y ESBELTA	84
2.8.3 COMPORTAMIENTO BAJO CARGA AXIAL.....	86
2.8.4 COMPORTAMIENTO BAJO CARGA EXCÉNTRICA PARA ELEMENTOS CORTOS.....	87
2.8.5 ELABORACIÓN DE DIAGRAMA DE ITERACIÓN	90
2.8.6 REQUERIMIENTOS DE DISEÑO PARA ELEMENTOS ESBELTOS.....	94
2.9 CIMENTACIONES SUPERFICIALES.....	98
2.9.1 DEFINICIÓN Y CAPACIDAD DE CARGA.....	98

2.9.2 COMPORTAMIENTO DE CIMENTACIÓN AISLADA	101
2.9.3 COMPORTAMIENTO DE CIMENTACIÓN COMBINADA.....	102
CAPÍTULO 3.0 SOFTWARE DE APLICACIÓN MATHCAD	106
3.1 HISTORIA DEL SOFTWARE MATHCAD.....	106
3.2 PRINCIPALES CARACTERÍSTICAS DE MATHCAD	107
3.3 COMPARACIÓN CON HOJAS DE CÁLCULO TRADICIONALES	109
3.4 APLICACIONES Y USO EN LA INGENIERÍA CIVIL.....	110
CAPÍTULO 4.0 ELABORACIÓN DE HOJAS DE CÁLCULO EN SOFTWARE MATHCAD	
116	
4.1 HOJA DE CÁLCULO PARA VIGAS.....	116
4.1.1 VERIFICACIÓN DE HOJA DE CÁLCULO DE VIGAS.....	116
4.1.2 VERIFICACIÓN DE HOJA DE CÁLCULO DE VIGAS SOMETIDA A FLEXIÓN, CORTANTE Y TORSIÓN.....	125
4.2. HOJA DE CÁLCULO PARA COLUMNAS.....	151
4.2.1 VERIFICACIÓN DE HOJA DE CÁLCULO PARA DIAGRAMA DE ITERACIÓN	151
4.3 HOJA DE CÁLCULO PARA MUROS.....	165
4.3.1 HOJA DE CÁLCULO DE MURO EN VOLADIZO	165
4.4 HOJA DE CÁLCULO PARA ZAPATAS	197
4.4.1 ZAPATAS AISLADAS.....	197
4.1.3 ZAPATA COMBINADA.....	214

CAPÍTULO 5.0 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	236
5.1 CONCLUSIONES	236
5.2 RECOMENDACIONES.....	237
GLOSARIO	240
BIBLIOGRAFÍA	249
APÉNDICE.....	250
APÉNDICE A – HOJA DE CÁLCULO PARA VIGAS DE CONCRETO REFORZADO	250
APÉNDICE B – HOJA DE CÁLCULO PARA COLUMNAS DE CONCRETO REFORZADO	259
APÉNDICE C – HOJA DE CÁLCULO PARA CIMENTACIONES SUPERFICIALES DE CONCRETO REFORZADO	265
APÉNDICE D – HOJA DE CÁLCULO PARA MURO DE CONCRETO REFORZADO	313

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1	Distribución de esfuerzos en análisis de bloque equivalente.....	65
Figura 2	Diferentes tipos de fisuración en una viga	70
Figura 3	Valores de factor lambda (λ), de acuerdo con el tipo de concreto	72
Figura 4	Consideraciones de acero según el ACI	73
Figura 5	Consideraciones de cálculo para elementos a torsión	77
Figura 6	Consideraciones para el cálculo de torsión de fisuración	78
Figura 7	Representación gráfica del diagrama de iteración de una columna.....	93
Figura 8	Representación visual del área de trabajo de mathcad	107
Figura 9	Datos de entrada tomados de ejercicio de verificación en hoja de cálculo	117
Figura 10	Datos de ejercicio propuesto para verificación de hojas en mathcad	118
Figura 11	Revisión de datos para verificación de resultados en ejercicio propuesto versus hoja de cálculo en estado de agrietamiento	119
Figura 12	Datos de ejercicio propuesto para validación de hojas en mathcad	120
Figura 13	Verificación de resultado de cálculo en hoja generada para Vigas.....	121
Figura 14	Datos de ejercicio propuesto para validación de hojas en mathcad	122
Figura 15	Verificación de datos resultado en hoja de cálculo para vigas	123
Figura 16	Datos de ejercicio propuesto para validación de hojas en mathcad	123
Figura 17	Verificación de dato resultados en hoja de cálculo para vigas	124
Figura 18	Diagrama de momento curvatura para una viga.....	125
Figura 19	Datos de ejercicio propuesto para validación de hojas en mathCad	126
Figura 20	Entorno de ingreso de datos para el diseño automatizado de vigas rectangulares en mathcad	127

Figura 21 Viga de análisis y disposición propuesta de acero para verificación de datos en hoja de vigas	128
Figura 22 Entorno de ingreso de datos de acero en hoja de cálculo para vigas rectangulares.....	128
Figura 23 Propiedades geométricas y peso nominal de varillas de refuerzo.....	129
Figura 24 Entorno de ingreso de datos para el refuerzo transversal en vigas	130
Figura 25 Área de trabajo de software mathcad para el ingreso de cálculos matemáticos	131
Figura 26 Área de trabajo para cálculos matemáticos en mathcad.....	132
Figura 27 Programación de vectores de posición para muestra del acero longitudinal	133
Figura 28 Disposición del acero en viga generado de acuerdo con el acero ingresado en hoja de cálculo de Vigas.	134
Figura 29 Cálculo automático de consideración de acero mínimo según la norma ACI 318-19.....	134
Figura 30 Valores de reacciones factorizadas por ETABS.....	135
Figura 31 Ingreso de momentos resistentes de diseño en hoja de cálculo	136
Figura 32 Vectorización de momentos en área de trabajo en mathcad	136
Figura 33 Definición de variables y aplicación del bloque de compresión de Whitney para el análisis a flexión	137
Figura 34 Cálculo de la posición del eje neutro y los esfuerzos.....	138
Figura 35 Ecuaciones para el cálculo de fuerza y momento nominal en el elemento ..	139
Figura 36 Cálculo de resistencia del elemento en la sección izquierda de la viga.....	140
Figura 37 Cálculo de resistencia del elemento en la sección	140

Figura 38 Cálculo de resistencia del elemento en la sección derecha de la viga	141
Figura 39 Esquema gráfico de momentos resistentes en la sección de la viga generada	142
Figura 40 Deformación en la fibra extrema a tensión generada en mathCad	142
Figura 41 Ingreso de cortantes actuantes para el diseño por corte en la viga	143
Figura 42 Revisión de necesidad de refuerzo por efecto de cortante en hoja de vigas elaborada en mathcad	144
Figura 43 Revisión de áreas a cortante en cada sección de la viga (izquierda, central y derecha).....	145
Figura 44 Cálculo del cortante o resistencia al corte de la viga según las secciones de acero propuestas	146
Figura 45 Verificación de resistencia al corte para una viga a través del uso de la hoja de cálculo desarrollada en mathCad	146
Figura 46 Diagrama de resistencia al corte según hoja de Cálculo de vigas en mathcad	147
Figura 47 Ingreso de datos para el diseño por torsión	147
Figura 48 Cálculo de torsión en viga de acuerdo con datos de entrada en hoja de cálculo para vigas	148
Figura 49 Cálculo del refuerzo mínimo a torsión para una viga según hoja de cálculo	149
Figura 50 Revisión de sección transversal de viga para requerimiento de la acción de torsión	150
Figura 51 Requerimiento de refuerzo mínimo en torsión y espaciamiento en viga.....	150

Figura 52 Entorno de ingreso de datos a hoja de cálculo para diagrama de iteración en columna y ejemplo de referencia para revisión de hoja.....	151
Figura 53 Ingreso de datos a hoja de cálculo para análisis del diagrama de iteración en la columna y datos de ejercicio de ejemplo.....	152
Figura 54 Número de varilla a considerar en los ejes de la columna en análisis en hoja de cálculo.....	152
Figura 55 Disposición matricial del acero a considerar en hoja de cálculo de acuerdo con el ejercicio de referencia.....	153
Figura 56 Ecuaciones de referencia en hoja de columnas.....	154
Figura 57 Definición de variables y cálculo de parámetros para el análisis de compatibilidad de deformaciones en columnas	154
Figura 58 Determinación de la compresión máxima y factor de reducción para columnas	155
Figura 59 Validación del cálculo de compresión pura en columna mediante ejercicio de referencia	156
Figura 60 Determinación de fuerzas axiales y momentos resistentes mediante programación en Mathcad.....	157
Figura 61 Determinación de carga axial y momento nominal al 50 % de la fluencia del acero en columna	158
Figura 62 Comparación de resultados manuales para validación del modelo automatizado de columnas	159
Figura 63 Diagrama de iteración axial/momento (P–M) para la evaluación de la capacidad resistente de la columna	160

Figura 64 Cálculo de acero por corte y determinación de resistencia por corte en columna, según hoja de cálculo de columnas	161
Figura 65 Cálculo de Resistencia del concreto según Hoja de cálculo para columna ..	162
Figura 66 Comparación entre cortante actuante y resistencia a cortante de la columna	163
Figura 67 Determinación del refuerzo transversal adicional para la verificación a cortante en columnas	164
Figura 68 Datos tomados de ejercicio de referencia para el diseño de muro de contención	166
Figura 69 Definición de propiedades del concreto, acero y suelo para el análisis del muro en voladizo	167
Figura 70 Ingreso de parámetros geotécnicos y factores de seguridad para el diseño del muro en voladizo	167
Figura 71 Predimensionamiento geométrico del muro de contención en voladizo mediante el procedimiento automatizado	168
Figura 72 Determinación del coeficiente de empuje activo (K_a) para el ejercicio de validación	169
Figura 73 Obtención del coeficiente K_a para el análisis del muro en voladizo	170
Figura 74 Determinación del momento último y espesor preliminar de la pantalla del muro	171
Figura 75 Determinación del momento último para el dimensionamiento de la pantalla del muro	172
Figura 76 Determinación del peralte efectivo y espesor preliminar de la pantalla del muro	172

Figura 77 Verificación por corte en la pantalla de acuerdo con hoja de cálculo con datos propuestos de ejercicio ejemplo para muros	173
Figura 78 Verificación por corte de acuerdo con ejercicio de ejemplo contenido en libro	174
Figura 79 Verificación de estabilidad del muro según ejemplo de referencia.....	175
Figura 80 Cálculo de momentos actuantes en pantalla de muro de acuerdo con la hoja de cálculo diseñada	176
Figura 81 Cálculo de Empujes debidos a sobre carga y fuerzas horizontales	176
Figura 82 Verificación de estabilidad por deslizamiento y volteo del muro de contención.....	177
Figura 83 Verificación de estabilidad frente a presiones excesivas del terreno mediante el procedimiento automatizado	178
Figura 84 Verificación de presiones sobre el terreno mediante el ejercicio de referencia	179
Figura 85 Revisión de presiones en la zapata según ejercicio de referencia para verificación de hoja de muros	180
Figura 86 Cálculo de momentos y pesos según hoja de cálculo.....	181
Figura 87 Comprobación de estabilidad por deslizamiento y volteo del muro con dimensiones ajustadas	182
Figura 88 Cálculo de ubicación de resultante según verificación	182
Figura 89 Verificación de presiones sobre el terreno mediante la hoja de cálculo.....	183
Figura 90 Distribución de cargas y presiones de contacto sobre la base del muro mediante la hoja de cálculo.....	184
Figura 91 Diseño de acero en pantalla de muro conforme a ejercicio de verificación	184

Figura 92 Determinación y distribución del acero de refuerzo para la cara interna del muro	185
Figura 93 Diseño de acero en pantalla según ejercicio de referencia para verificación	186
Figura 94 Cálculo de acero longitudinal en la cara externa del muro.....	187
Figura 95 Acero de refuerzo transversal en pantalla.....	187
Figura 96 Esquema de detallado de acero transversal en Muro	188
Figura 97 Cálculo de acero en la parte superior de la pantalla transversal.....	189
Figura 98 Verificación de resultados entre hoja de cálculo y ejercicio de referencia .	189
Figura 99 Determinación del acero de refuerzo en la zapata del muro	190
Figura 100 Detallado del acero transversal del muro generado a partir de la hoja de cálculo	191
Figura 101 Cálculo de acero según ejercicio de referencia	192
Figura 102 Distribución de acero en la parte superior de zapata, de acuerdo con hoja de cálculo.....	193
Figura 103 Verificación por cortante de la zapata mediante hoja de cálculo.....	194
Figura 104 Revisión de acero de refuerzo transversal en zapata de acuerdo con ejercicio de verificación.....	195
Figura 105 Detallado final del muro de contención generado mediante hoja de cálculo	196
Figura 106 Ejercicio de referencia utilizado para la verificación del diseño de zapata aislada	197
Figura 107 Datos de entrada implementados en la hoja de cálculo para zapata aislada	198

Figura 108	Ingreso de parámetros geotécnicos del suelo para zapata aislada	198
Figura 109	Ingreso de dimensiones preliminares de columna	198
Figura 110	Verificación del dimensionamiento de la columna conforme al ejercicio de referencia	199
Figura 111	Ingreso de cargas solicitantes para el diseño de zapata aislada.....	199
Figura 112	Determinación de esfuerzos admisibles del terreno y sus reacciones para el dimensionamiento de la zapata	200
Figura 113	Clasificación geométrica de la zapata según su orientación en planta	200
Figura 114	Dimensionamiento geométrico de la zapata mediante hoja de cálculo	201
Figura 115	Representación gráfica del dimensionamiento de la zapata aislada	202
Figura 116	Verificación de esfuerzos admisibles del terreno para la zapata aislada según ejercicio de verificación	202
Figura 117	Verificación de presiones de contacto del suelo mediante hoja de cálculo	203
Figura 118	Comprobación por punzonamiento conforme al ejercicio de referencia ..	204
Figura 119	Verificación a corte por punzonamiento mediante hoja de cálculo	204
Figura 120	Determinación del peralte efectivo (d) para la verificación por punzonamiento	205
Figura 121	Comprobación del peralte efectivo (d) por corte por punzonamiento mediante	205
Figura 122	Comprobación de cortante y flexión según ejercicio de referencia.....	206
Figura 123	Validación automatizada de cortante y flexión mediante hoja de cálculo en dirección al eje X.....	207
Figura 124	Validación automatizada de cortante y flexión mediante hoja de cálculo en dirección al eje Y	207

Figura 125 Verificación de corte por punzonamiento en la zapata mediante hoja de cálculo	208
Figura 126 Verificación de transferencia de esfuerzos mediante hoja de cálculo.....	208
Figura 127 Cálculo de detallado final de acuerdo con el ejercicio de verificación	209
Figura 128 Cálculo del acero de refuerzo longitudinal de la zapata mediante hoja de cálculo	210
Figura 129 Verificación del factor de reducción por flexión (ϕ)	211
Figura 130 Determinación del acero de refuerzo en dirección Y	211
Figura 131 Verificación de la longitud de desarrollo del refuerzo conforme al ACI 318-19	212
Figura 132 Vista en planta del detallado final de la zapata mediante hoja de cálculo .	213
Figura 133 Comprobación de la capacidad resistente del suelo para la zapata diseñada	214
Figura 134 Datos de entrada del ejercicio de referencia para zapata combinada.....	215
Figura 135 Datos de entrada implementados para el diseño de zapata combinada	216
Figura 136 Ingreso de cargas solicitantes para el diseño de zapata combinada	216
Figura 137 Esquema de zapata medianera empleado como referencia para el análisis	217
Figura 138 Representación geométrica de la zapata medianera implementada en la hoja de cálculo.....	217
Figura 139 Determinación geométrica de la base de la zapata según ejercicio de referencia	218
Figura 140 Verificación automatizada de dimensiones geométricas de la zapata.....	219
Figura 141 Dimensiones finales adoptadas para la zapata mediante hoja de cálculo..	219
Figura 142 Representación geométrica de la zapata combinada en hoja de cálculo ..	220

Figura 143 Verificación de la posición de la resultante en la zapata combinada	221
Figura 144 Cálculo de la ubicación de la resultante conforme al ejercicio de referencia	222
Figura 145 Verificación de presiones de contacto en el terreno mediante hoja de cálculo	222
Figura 146 Representación de la distribución de presiones de contacto en el terreno	223
Figura 147 Verificación del estado resistente y ubicación de la resultante conforme al ejercicio de referencia	224
Figura 148 Comprobación del estado resistente de la zapata mediante hoja de cálculo	225
Figura 149 Distribución de fuerzas y reacciones obtenidas en el análisis estructural de la zapata	226
Figura 150 Diagrama de cortante generado para la verificación estructural de la zapata	226
Figura 151 Representación gráfica del comportamiento a cortante obtenida mediante la hoja de cálculo.....	227
Figura 152 Verificación por cortante mediante ejercicio de validación	228
Figura 153 Verificación de resistencia por punzonamiento en la zapata mediante procedimiento automatizado	228
Figura 154 Verificación por punzonamiento mediante ejercicio de validación	229
Figura 155 Verificación por punzonamiento en columna exterior mediante la hoja de cálculo	230

Figura 156 Validación del punzonamiento en columna exterior mediante ejercicio de referencia	231
Figura 157 Cálculo de solicitaciones para el diseño de refuerzo de la Columna 2	232
Figura 158 Propuesta de acero longitudinal para la viga exterior mediante ejercicio de validación	233
Figura 159 Determinación del acero longitudinal en viga interior mediante ejercicio de referencia	234
Figura 160 Esquema de armado de la zapata combinada obtenido mediante hoja de cálculo	234

INTRODUCCIÓN

El diseño de elementos de concreto reforzado constituye una de las actividades fundamentales dentro de la ingeniería civil, ya que permite garantizar la seguridad, funcionalidad y durabilidad de las estructuras. Este proceso implica la aplicación de múltiples criterios normativos y la realización de una cantidad considerable de cálculos, lo que puede resultar complejo y propenso a errores cuando se desarrolla de manera manual o mediante herramientas que no permiten una adecuada estructuración de la información. En este contexto, el presente trabajo de graduación titulado “Diseño automatizado de elementos de concreto reforzado” tiene como propósito principal desarrollar una herramienta que facilite la elaboración, presentación y verificación de cálculos estructurales, permitiendo organizar la información de manera clara, ordenada y técnicamente sustentada. Esta herramienta busca servir tanto a estudiantes como a profesionales, no solo como un medio de cálculo, sino también como un apoyo en la comprensión y validación de los resultados obtenidos.

El desarrollo de esta propuesta se enfoca en la automatización del diseño de elementos estructurales tales como vigas, columnas, muros y cimentaciones superficiales, considerando los criterios establecidos en normativas vigentes, particularmente el código ***Building Code Requirements for Structural Concrete*** (ACI 318-19). Asimismo, el trabajo integra la revisión de los fundamentos teóricos asociados al comportamiento de cada uno de estos elementos, con el fin de fortalecer el entendimiento técnico que respalda los procedimientos de cálculo implementados. Para la implementación de la herramienta, se emplea un software especializado que permite la programación de hojas de cálculo dinámicas, capaces de adaptarse a diferentes condiciones de diseño y facilitar la generación de memorias de cálculo estructuradas. Como resultado, se obtiene un conjunto

de hojas de cálculo automatizadas, orientadas a mejorar la eficiencia, confiabilidad y presentación de los procesos de diseño estructural en concreto reforzado. Finalmente, el presente documento se estructura en diferentes capítulos que abordan tanto los fundamentos teóricos como el desarrollo e implementación de la herramienta propuesta, permitiendo al lector comprender de manera integral el alcance y aplicación del trabajo realizado. Finalmente, el presente documento se estructura en diferentes capítulos que abordan tanto los fundamentos teóricos como el desarrollo e implementación de la herramienta propuesta. En este sentido, el Capítulo 2 presenta el marco teórico, en el cual se desarrollan los conceptos fundamentales relacionados con el comportamiento y diseño de los elementos de concreto reforzado, sirviendo como base para la comprensión de los procedimientos de cálculo automatizados que se implementan en los capítulos posteriores.

CAPÍTULO 1: GENERALIDADES

1.0 ANTECEDENTES

El diseño de elementos de concreto reforzado ha sido ampliamente estudiado y regulado por normativas internacionales como el ACI 318-19, que establecen los criterios técnicos para garantizar seguridad, resistencia y durabilidad en estructuras. Obras de referencia como Diseño de Elementos de Concreto de Mc Cormac y Russell H. Brown, han sistematizado procedimientos de cálculo para columnas, vigas y cimentaciones, constituyendo la base académica y profesional del diseño estructural. La incorporación de herramientas informáticas ha transformado la práctica ingenieril, destacando el uso de Microsoft Excel en la creación de hojas de cálculo que agilizan operaciones repetitivas y reducen errores. No obstante, este recurso presenta la limitante de requerir un esfuerzo adicional para ordenar los resultados en memorias de cálculo con formato profesional. De manera complementaria, softwares especializados como SAP 2000 y ETABS han demostrado gran utilidad en la modelación y simulación estructural, pero su enfoque está dirigido al análisis global y no a la presentación detallada de resultados en documentos técnicos.

Por otro lado, el software Mathcad ha ganado espacio en distintas áreas de la ingeniería debido a su capacidad de integrar operaciones matemáticas, texto y resultados en un mismo entorno, generando documentos técnicos reproducibles y con una notación matemática clara. Esta característica lo convierte en una alternativa atractiva para vincular el cálculo estructural con la formalización de memorias de cálculo. Sin embargo, no se han identificado antecedentes que documenten la aplicación de Mathcad al diseño automatizado de concreto reforzado con el objetivo de producir memorias de cálculo

listas para presentación formal, lo cual constituye un vacío de investigación que este trabajo busca cubrir.

1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

El cálculo y la determinación de la capacidad de los elementos de concreto reforzado constituyen una actividad fundamental en la ingeniería estructural, pues permiten materializar proyectos de diversa envergadura con los niveles adecuados de seguridad y funcionalidad. Sin embargo, estos procesos requieren una gran cantidad de operaciones numéricas que, en la práctica profesional, suelen desarrollarse mediante herramientas como Microsoft Excel, orientadas a simplificar y mecanizar los cálculos. A pesar de sus ventajas, dichas herramientas presentan una limitación importante: los resultados obtenidos no siempre se encuentran organizados de manera formal para su incorporación directa en memorias de cálculo, documentos técnicos indispensables en la presentación de proyectos, solicitudes de permisos y revisiones profesionales. La correcta presentación de los cálculos estructurales es tan relevante como su precisión, ya que constituye el soporte documental que respalda la validez del diseño y su aceptación por parte de las entidades competentes. Actualmente, se observa una carencia de metodologías y herramientas que integren en un mismo entorno tanto la verificación numérica de los cálculos como su formato de presentación profesional, lo que genera retrasos y duplicación de esfuerzos en la elaboración de documentación técnica. Esta situación plantea la necesidad de explorar soluciones que permitan a los profesionales optimizar su trabajo, garantizando exactitud en los resultados y al mismo tiempo formalidad en la documentación.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 OBJETIVO GENERAL

Desarrollar y validar hojas de cálculo mediante el uso del software MathCad con el fin de crear un sistema de diseño automatizado para elementos de concreto reforzado que optimice la presentación de resultados y validación de cálculos.

1.2.2 OBJETIVO ESPECÍFICOS

1. Elaborar hoja de cálculo para presentación y verificación de cálculos para Vigas de concreto reforzado basados en ACI 318-19.
2. Elaborar hoja de cálculo para presentación y verificación de cálculos para Columnas de concreto reforzado basados en ACI 318-19.
3. Elaborar hoja de cálculo para presentación y verificación de cálculos para Muros de concreto reforzado basados en ACI 318-19.
4. Elaborar hoja de cálculo para presentación y verificación de cálculos para Cimentaciones Superficiales de concreto reforzado basados en ACI 318-19.

1.3 ALCANCES

- Este trabajo busca establecer herramientas prácticas para la revisión y presentación de cálculos de diseño para elementos estructurales de concreto reforzado.
- Para la realización del trabajo se analizarán elementos de Concreto Reforzado como: Vigas, Columnas, Cimentaciones Superficiales y Muros.
- Este trabajo no aborda el análisis sísmico para elementos como Vigas y Columnas, únicamente se analiza por carga ultima, el análisis sísmico únicamente se aplica para elementos como Cimentaciones Superficiales y Muros.
- Este trabajo analiza la utilidad de las Hojas de Cálculo generadas por medio de ejemplos académicos prácticos para determinar que los resultados corresponden a los cálculos solicitados.
- Las Hojas de Cálculo serán el producto final de este trabajo de investigación.

1.4 LIMITACIONES

- La presente investigación estará orientada en la producción de hojas de cálculo, para los principales elementos de concreto reforzado, quedando fuera de este estudio elementos no prismáticos como cúpulas, cascarones, columnas circulares, arcos estructurales y losas en una y dos direcciones, debido al tiempo de estudio de la presente investigación.
- No se realizarán ensayos experimentales para la comprobación de las ecuaciones o diseños de elementos estructurales, confiando que ACI 318 ha realizado dichos ensayos y como referencia de la presente investigación se aceptarán dichos resultados como válidos.

1.6 JUSTIFICACIÓN

El presente trabajo de graduación se justifica en primer lugar por su aporte académico, al vincular los principios normativos establecidos en el ACI 318-19 con el uso de herramientas computacionales que permiten sistematizar y documentar de manera más eficiente los cálculos estructurales. Esto contribuye a fortalecer la formación profesional en ingeniería civil, fomentando el desarrollo de metodologías que integren precisión matemática y formalidad documental en un mismo entorno de trabajo.

Desde una perspectiva profesional y práctica, la investigación responde a una necesidad identificada en la labor cotidiana de los ingenieros estructurales: la elaboración de memorias de cálculo claras y organizadas, requisito indispensable en la presentación de proyectos y en los procesos de revisión técnica e institucional. La falta de herramientas que automaticen tanto el cálculo como la presentación genera duplicación de esfuerzos y mayor riesgo de inconsistencias en la documentación.

La relevancia social y económica del trabajo radica en que la optimización de los procesos de cálculo y documentación incide directamente en la calidad, seguridad y eficiencia de los proyectos de construcción. Al reducir tiempos y facilitar la verificación de resultados, se favorece una gestión más transparente y confiable en el desarrollo de obras civiles.

Finalmente, el estudio se distingue por su originalidad, al proponer la utilización del software Mathcad no solo como herramienta de verificación matemática, sino también como medio para generar memorias de cálculo listas para presentación formal. Este enfoque cubre un vacío identificado en la práctica profesional y representa un aporte innovador para la ingeniería civil en el ámbito nacional.

CAPÍTULO 2: MARCO TEÓRICO

2.1 DISEÑO ESTRUCTURAL

La característica particular más importante de cualquier elemento estructural es su resistencia real, la cual deber ser lo suficientemente elevada para resistir, con algún margen de reserva, todas las cargas previsibles que puedan actuar sobre aquél durante la vida de la estructura, sin que se presente falla o cualquier tipo de inconveniente. Es lógico, por lo tanto, dimensionar los elementos, es decir seleccionar las dimensiones del concreto y la cantidad de refuerzo, de manera que sus resistencias sean adecuadas para soportar fuerzas resultantes de ciertos estados hipotéticos de sobrecarga, utilizando cargas considerablemente mayores que las cargas que se espera actúen en la realidad durante el servicio. Esta metodología de diseño se conoce como diseño de resistencia.

Para estructuras de concreto reforzado sujetas a cargas cercanas a la falla, uno o los dos materiales, el concreto y el acero estarán inevitablemente en su rango inelástico no lineal. Es decir, el concreto en un elemento estructural alcanza su resistencia máxima y su falla subsecuente para un nivel de esfuerzos y deformaciones muy por encima del rango elástico inicial en los cuales los esfuerzos y deformaciones son aproximadamente proporcionales. De manera similar el acero en un elemento cercano a la falla estará reforzado más allá del dominio elástico hasta un por encima de la zona de fluencia. Consecuentemente, la resistencia nominal de un elemento debe calcularse con base en el comportamiento inelástico de los materiales que lo conforman.

Un elemento diseñado por el método de la resistencia debe también demostrar un comportamiento satisfactorio bajo las cargas normales de servicio. Por ejemplo, las deflexiones en vigas deben estar limitadas a valores aceptables y el número de fisuras de

flexión y su espesor para cargas de servicio deben mantenerse controlados. Las condiciones límites de servicio son parte importante del diseño, aunque la atención se enfoque inicialmente en la resistencia.

Los elementos pueden diseñarse con base en métodos elásticos siempre y cuando los esfuerzos para las cargas de servicio permanezcan por debajo de estos límites.

Si los elementos se dimensionan con base en dichas cargas de servicio, el margen de seguridad necesario se logra estipulando esfuerzos admisibles bajo cargas de servicio que sean fracciones apropiadamente pequeñas de la resistencia a la compresión del concreto y del esfuerzo de fluencia del acero, según McCormac & Brown (2018) esta metodología de diseño se conoce como diseño para cargas de servicio, en la práctica se establecen valores para los esfuerzos admisibles, que para el concreto son de aproximadamente la mitad de su resistencia a la compresión, y para el acero, la mitad de su esfuerzo de fluencia. Asimismo, se explica que los esfuerzos se calculan con base en métodos elásticos, cuando en la realidad la resistencia de un elemento depende del comportamiento esfuerzo-deformación en el rango inelástico cercano y en la falla. Por esta razón, el método de diseño para cargas de servicio como se instruye en cursos de análisis estructural no permite una evaluación explícita del margen de seguridad. En contraste, en el método de diseño a la resistencia, más moderno que el anterior, se pueden ajustar los factores individuales de carga para representar grados diferentes de incertidumbre para los diversos tipos de carga. También pueden ajustarse los factores de reducción de resistencia a la precisión con la cual se calculan los diferentes tipos de resistencias (flexión, cortante, torsión, etc.) y la resistencia misma en cada caso se calcula considerando explícitamente la acción inelástica. En el método de diseño para cargas de servicio, el comportamiento con respecto a las deflexiones y al agrietamiento se considera

comúnmente sólo en forma implícita a través de los límites impuestos a los esfuerzos producidos por las cargas de servicio.

2.1.1 CRITERIOS DE DISEÑO ESTRUCTURAL

Ciertamente el diseño estructural es una combinación de arte y conocimiento técnico y científico, esto debido a que a lo largo de los años el diseño ha respondido a las exigencias de las cargas provenientes del diseño arquitectónico, las cargas de servicio, las inclemencias del clima donde va a estar situada la edificación y consecuentemente a la reacción del suelo ante la carga de la estructura, a esto agregamos que en algunas áreas del planeta se obtienen factores por carga sísmica y por cargas accidentales que esta tenga, en resumen consideramos, los siguientes factores como importantes para tener un buen criterio de diseño estructural, como los siguientes:

A. Diseño Arquitectónico

Engloba las formas de la estructura, combinando criterios de habitabilidad, según el uso de la estructura, puede ser diferente el criterio de diseño arquitectónico para un centro comercial, como lo es para un hospital multinivel, una escuela o incluso un edificio de apartamentos, considerando la forma del terreno, donde estará ubicada la estructura, la cantidad de personas a las que estarán haciendo uso de ellas en una hora de máximo uso, por ejemplo, un edificio de apartamentos en horario de 7:00 p.m. a 8:00 a.m. del siguiente día, o el simple capricho del arquitecto o dueño de la edificación de realizar una estructura de forma extravagante, con el objetivo de llamar la atención, edificaciones icónicas como el Marina Bay Sands en Singapur, en nuestro país el presidente plaza, son obras fuera de lo común y representa una consideración en el diseño estructural.

B. Cargas de servicio (incluyendo el peso propio de la estructura).

Las cargas de servicio son llamadas así, debido a que son las cargas a las que estará expuesta la estructura, ya sea de forma permanente o momentánea y estas son:

- 1. *Cargas Vivas:*** Son cargas de elementos que pueden moverse dentro de la estructura pueden ser, personas, mobiliario no sujeto al suelo, otros.
- 2. *Cargas muertas:*** Son cargas que están ancladas a la estructura sin embargo no pertenecen al sistema estructural, estas pueden ser, paredes divisorias, muebles fijos como lo son inodoros, repisas, muebles de cocina, maquinaria fija anclada a la estructura.
- 3. *Peso propio de la estructura:*** el concreto y acero, forman parte de la estructura, estos además de ser los que conforman los elementos estructurales también aportan carga y es un factor de consideración ya que, la estructura debe ser capaz de sostenerse por sí misma.

C. Geometría de la estructura (global).

Si bien es cierto, que en las cargas de servicio consideramos los pesos de los elementos estructurales, que conforman la estructura, en estudios a lo largo de los años se ha determinado que el conjunto global, de los elementos estructurales unidos, hace un solo cuerpo y este tiene una inercia total, al igual que un centro de masa diferente, ya que, no es lo mismo analizar una viga, una columna, o incluso un marco, a la inercia, centro de masa de la estructura global compuesta por cada uno de los elementos, esto con el objetivo de darle un centroide total a la estructura y analizar su movimiento, fuerzas de apoyo y equilibrio, en general figuras geométricas simétricas suelen tener mejores apoyos

que las que son asimétricas, esto se vuelve un factor importante al criterio de análisis de diseño de los elementos estructurales.

D. Cargas debido a la reacción Suelo-Estructura.

Por efecto de la gravedad, la cual tiene un valor de 9.81 m/s^2 casi constante en toda la superficie terrestre, la cual al ser multiplicada por la masa se vuelve una fuerza y su efecto es el de atraernos hacia el centro de la tierra, por la tercera ley de newton, la cual dicta que al existir una fuerza por ley debe haber una que la contrarreste, las estructuras de concreto reforzado son afectadas por esta ley, es decir si existe un peso que transferimos hacia el suelo este reacciona y ejerce una fuerza hacia nuestra estructura, afectando mayormente a las cimentaciones, además de las características del suelo donde estará desplantada la cimentación esta puede presentar hinchamientos, los cuales son fuerzas ejercidas por el suelo hacia la estructura, y se vuelve un criterio importante a tomar en cuenta en el diseño dichas cimentaciones.

E. Carga sísmica.

Estas son cargas debido al movimiento del suelo, provocado por el movimiento de las placas tectónicas, o fallas locales del asentamiento del suelo a profundidades considerables, son diferentes a la reacción suelo estructura en algunos casos debido a que estas pueden ser de dirección tanto vertical como horizontal y deben ser consideradas en el análisis estructural del diseño de la propia estructura, para evitar muertes debido al colapso de la estructura.

F. Cargas Accidentales.

Estas también son llamadas cargas rápidas, la mayoría asociada a la estructural del techo de la edificación, debido a la caída de ramas o árboles altos, incluso a la influencia de otra estructura.

G. Otras cargas que puedan considerarse en el análisis puntual de la estructura.

Debido al uso especial que va a tener la estructura, están pueden ser presiones en las paredes, debido a que son estructuras que contengan líquidos especiales, estructuras que soporten radiación, arcos o cupulas, calderas u hornos, pilastras de puentes u otro tipo que considere el profesional como carga especial.

De lo mencionado anteriormente, queda claro que el diseño de estructuras de concreto debe regirse por parámetros y requerimientos específicos, por ello que se lleva a cabo, generalmente dentro de un contexto de códigos y normas desarrolladas, a lo largo de años de investigación, requisitos específicos para materiales, para el análisis estructural, para el dimensionamiento de elementos, etc.

En contraste con otros países altamente desarrollados, en los Estados Unidos no tienen un código oficial nacional que gobierne el concreto estructural. La responsabilidad de producir y mantener especificaciones de diseño descansa sobre varios grupos profesionales, asociaciones gremiales, e institutos técnicos que han producido los documentos necesarios.

El **American Concrete Institute** (ACI)¹, fundado en 1904, ha sido desde ese entonces, un líder en tales esfuerzos. Como parte de sus actividades, el American Concrete Institute ha publicado el reconocido **Building Code Requirements for Structural Concrete**, código adaptado a nuestro país, que junto normas propias de diseño complementan los criterios para un buen diseño estructural, de elementos de concreto reforzado.

2.2 DIMENSIONAMIENTO

La labor principal del ingeniero es el diseño de estructuras, por ello el diseño significa la determinación de la forma general y de todas las dimensiones específicas de una estructura en particular, de manera que se garantice que ésta cumpla con los requerimientos para los cuales se ha sido creada y resista en forma segura los efectos que actuarán sobre ella a través de su vida útil; Estos efectos son principalmente las cargas y otras fuerzas a las que se verá sometida, al igual que a otros agentes perjudiciales, tales como fluctuaciones de temperatura, asentamientos de la cimentación, agentes corrosivos y factores sísmicos. La mecánica estructural es una de las herramientas principales en el proceso de diseño, y en el presente contexto, es el cuerpo del conocimiento científico que permite la predicción, con un buen grado de certeza, de la manera en cómo una estructura de forma y dimensiones dadas se comportará cuándo esté sometida a fuerzas conocidas y a otros efectos mecánicos. Los principales aspectos de interés práctico en el comportamiento de una estructura son:

¹ Reglamento internacional para el diseño y construcción de estructuras de concreto reforzado, fuente:

https://www.soloingenieria.org/ingenieria-civil/aci-318/#google_vignette

1. la **resistencia de la estructura**, es decir, la magnitud de las cargas con una distribución dada que causarán la falla de la estructura y
2. las **deformaciones traducidas en deflexiones y agrietamientos** que van a presentarse en la estructura cuando esté cargada bajo condiciones de servicio.

Por lo tanto, se entiende que, el dimensionamiento de una sección no puede darse de una manera apresurada, ya que es producto de un análisis tanto matemático, como de las propiedades físicas de los materiales, es entonces, cuando se recurre a un Predimensionamiento de elementos estructurales, considerando los factores establecidos en los códigos y las regulaciones de diseño establecidas en normas de diseño adoptados por nuestro país.

2.2.1 PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

El Predimensionamiento de los elementos estructurales constituye una fase inicial dentro del proceso de diseño, en la cual se establecen dimensiones preliminares para los distintos componentes que conforman el sistema estructural. Esta etapa se fundamenta en el uso de relaciones de proporcionalidad que pueden estar definidas por norma, criterios prácticos de diseño y recomendaciones derivadas de la experiencia ingenieril, permitiendo generar una geometría inicial que sirva como base para el análisis estructural posterior. Su correcta aplicación resulta esencial para lograr modelos estructurales coherentes y funcionales desde las primeras etapas del diseño.

Es importante destacar que la calidad del Predimensionamiento depende en gran medida del criterio del ingeniero diseñador, quien debe considerar aspectos como la configuración estructural, las condiciones de apoyo, la distribución de cargas y la interacción entre los diferentes elementos. Una adecuada estimación inicial no solo

optimiza el proceso de diseño, sino que también contribuye a obtener soluciones estructurales más eficientes y seguras.

2.2.2 PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS

Las vigas son elementos estructurales horizontales diseñados principalmente para resistir **momentos flectores** generados por cargas perpendiculares a su eje longitudinal. Estas cargas provienen usualmente de losas o muros, y son transmitidas hacia columnas u otros apoyos. Además del esfuerzo a flexión, las vigas también deben resistir **esfuerzos de corte y, en algunos casos, torsión**. Su diseño influye directamente en la rigidez del sistema, la redistribución de esfuerzos y el desempeño sísmico global según McCormac & Brown (2018). De acuerdo con la práctica y la literatura general el Predimensionamiento consiste en estimar las dimensiones iniciales de la viga en función de su claro², tipo de carga, tipo de apoyo y criterios normativos, antes de realizar un análisis estructural detallado. Este paso permite guiar el diseño, mejorar la distribución de los elementos y evitar iteraciones innecesarias en el dimensionamiento final.

Una viga prismática rectangular se caracteriza por su **longitud libre o claro (l)**, **ancho o base (b)** y **altura o peralte (h)**. Según McCormac y Brown (2015), y en concordancia con el ACI 318-19, se pueden emplear relaciones geométricas aproximadas para estimar el peralte mínimo necesario para controlar deformaciones:

- Vigas simplemente apoyadas: $h \geq \frac{l}{16}$ **(1)**
- Vigas continuas: $h \geq \frac{l}{18.5}$ **(2)**

² El claro de una viga hace referencia a la longitud que se tiene entre dos apoyos en una viga. Fuente propia.

- Vigas en voladizo: $h \geq \frac{l}{8}$ **(3)**

Estas relaciones permiten limitar las deflexiones en estado de servicio, uno de los principales criterios de diseño en flexión. Asimismo, el ancho de la viga se suele tomar entre **1/3 y 1/2** del peralte, para garantizar buena disposición del refuerzo longitudinal, adecuada resistencia al corte y cumplimiento del recubrimiento mínimo.

El Predimensionamiento también debe contemplar criterios de rigidez, compatibilidad y seguridad estructural:

1. **Distribución del acero de refuerzo a flexión:** ubicando correctamente los puntos de anclaje, ganchos y desarrollos en zonas de máximo momento.
2. **Capacidad de corte:** se debe verificar que el concreto y los estribos resistan adecuadamente los esfuerzos cortantes en las cercanías de los apoyos.
3. **Inercia efectiva:** la geometría de la sección afecta directamente la rigidez y el comportamiento frente a vibraciones o sismos.
4. **Relación con columnas:** el diseño debe cumplir el principio de **viga débil – columna fuerte**, fundamental para evitar mecanismos de colapso por formación de rótulas plásticas en columnas (McCormac & Brown, 2015)

Como parte del presente trabajo, se han elaborado hojas de cálculo en **Mathcad** para el Predimensionamiento de vigas, las cuales permiten automatizar el cálculo de dimensiones iniciales, refuerzo mínimo, capacidad de corte y verificación geométrica. Estas herramientas sirven para agilizar la etapa de anteproyecto, garantizando que las secciones propuestas cumplan con los requisitos normativos antes de pasar al análisis estructural completo.

2.2.3 PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS

Las columnas son elementos verticales esenciales en el sistema estructural, cuya función principal es soportar cargas axiales de compresión provenientes de otros elementos como vigas, losas o muros. No obstante, en condiciones reales de carga y configuración estructural, las columnas también pueden estar sometidas a flexo compresión, es decir, a una combinación de fuerzas axiales y momentos flectores debido a excentricidades, desplazamientos laterales o efectos sísmicos

En el proceso de Predimensionamiento, se establecen las dimensiones iniciales de las columnas, con el fin de garantizar estabilidad global, capacidad resistente adecuada y cumplimiento de criterios de esbeltez, antes de realizar un análisis estructural detallado. Estas dimensiones deben asegurar un comportamiento estructural satisfactorio, sin subdimensionar ni sobredimensionar los elementos.

El **ACI 318-19** no establece un tamaño mínimo absoluto para columnas de concreto reforzado, con el objetivo de permitir el uso de secciones pequeñas en edificaciones de baja demanda estructural, como viviendas o construcciones livianas de oficinas (ACI Committee 318, 2019). Sin embargo, históricamente se ha considerado como buena práctica un mínimo de 30 cm por lado para columnas cuadradas, o 25 cm en edificaciones de baja altura, con el fin de facilitar el recubrimiento, la colocación del acero y el buen comportamiento ante efectos de durabilidad y fuego (Meli, 1998).

Se debe tener especial cuidado al utilizar secciones pequeñas, ya que son más sensibles a los efectos de **retracción, fluencia, excentricidad de carga** y errores constructivos. También requieren una ejecución más precisa para evitar concentraciones de esfuerzo o pérdida de capacidad efectiva.

Recomendaciones para Predimensionamiento

En una etapa preliminar, se pueden adoptar los siguientes criterios empíricos y normativos:

- **Relación de esbeltez:** La relación h/l (altura libre sobre lado menor de la sección) debe mantenerse dentro de los límites que eviten pandeo o amplificación de momentos. Según ACI 318, una columna puede considerarse **no esbelta** si $h/l \leq 22$ para columnas con doble empotramiento.
- **Área mínima de sección:** Como criterio preliminar una práctica común es predimensionar columnas tomando un área transversal de entre el **2% y el 4% del área tributaria de carga**, dependiendo del nivel de carga esperada (Nilson et al., 2004)
- **Proporción geométrica:** En la práctica habitual en obra, de manera empírica se recomienda evitar secciones con relaciones b/h muy desiguales (por ejemplo, menores a 0.4 o mayores a 2.5), ya que pueden presentar problemas de distribución de refuerzo y desempeño estructural no simétrico.

Durante el Predimensionamiento también deben considerarse los siguientes aspectos:

1. **Distribución del acero de refuerzo longitudinal** para resistir los esfuerzos de compresión o flexocompresión, asegurando una buena colocación y recubrimiento.
2. **Distribución del acero transversal** para resistir esfuerzos de corte y brindar confinamiento efectivo.
3. **Inercia y rigidez** de la sección, ya que influyen en la respuesta ante cargas laterales y desplazamientos.

4. **Compatibilidad con vigas y losas**, respetando el principio estructural de **columna fuerte – viga débil** especialmente en zonas sísmicas, para evitar mecanismos de colapso indeseados.

Las hojas de cálculo desarrolladas en Mathcad permiten automatizar el proceso de Predimensionamiento de columnas a partir de la carga axial tributaria, el tipo de uso, el sistema estructural y los parámetros geométricos deseados. Estas plantillas ayudarán al diseñador a establecer secciones iniciales viables, cumpliendo con los requisitos mínimos normativos y facilitando el análisis posterior más detallado.

2.2.4 PREDIMENSIONAMIENTO DE MUROS

Los muros estructurales son elementos verticales cuya función principal es resistir cargas gravitacionales y, en muchos casos, cargas laterales originadas por viento o sismos. Según Meli (1998), estos elementos pueden estar compuestos por concreto reforzado, mampostería estructural u otros materiales, dependiendo del sistema constructivo adoptado y del comportamiento estructural esperado.

En la etapa de Predimensionamiento se busca establecer dimensiones preliminares que garanticen rigidez, estabilidad y eficiencia estructural antes del análisis detallado. Para muros de concreto reforzado, el ACI 318-19, particularmente el Capítulo 11 (*Muros*), proporciona criterios relevantes para esta etapa inicial. La geometría básica de un muro estructural comprende el espesor (t), la longitud (l) y la altura (h).

Para efectos de Predimensionamiento, se recomienda que el **espesor mínimo** del muro no sea inferior a:

- $t \geq 1/25 h$ para muros que no están sometidos a grandes fuerzas laterales.

- $t \geq 1/20 h$ cuando el muro actúa como elemento de diafragma resistente ante cargas sísmicas (según recomendaciones empíricas y criterios de desempeño).

Además, el ACI 318 establece que en muros de concreto reforzado el espesor mínimo no debe ser menor a **10 cm** (4 in), aunque este valor puede variar según el tipo de exposición, requisitos de recubrimiento, confinamiento y durabilidad.

Requisitos preliminares de refuerzo

Para fines de Predimensionamiento, el refuerzo mínimo en muros estructurales de concreto debe cumplir con los siguientes criterios (ACI Committee 318, 2019, Secciones 11.6 y 11.7):

1. Refuerzo horizontal: no menor que $\rho_h = 0.002$ del área bruta.
2. Refuerzo vertical: no menor que $\rho_v = 0.0012$ del área bruta cuando el espaciamiento entre barras horizontales es menor a 300 mm, y $\rho_v = 0.002$ cuando supera este valor.

El Predimensionamiento también debe considerar:

1. **Relación altura/longitud (esbeltez):** Un muro es considerado esbelto cuando $h/l > 1$, lo cual puede incrementar la necesidad de analizar pandeo o efectos de segundo orden.
2. **Conexión con otros elementos:** El diseño debe prever la continuidad del refuerzo con losas, vigas y columnas, así como las zonas críticas en los extremos (bordes confinados).
3. **Rigidez y participación sísmica:** En zonas de alta sismicidad, el diseño debe garantizar que los muros actúen como elementos de rigidez del sistema, siendo

recomendable el uso de **muros acoplados** o **muros en L o T** para mejorar el desempeño lateral.

4. **Distribución de cargas:** El análisis posterior determinará si el muro actúa principalmente a compresión axial, flexo compresión o corte, influenciando directamente en la disposición y cantidad del refuerzo.

En este trabajo, se desarrollarán Hoja de Cálculo relacionadas al Predimensionamiento de muros estructurales en Mathcad, que permiten automatizar el cálculo de espesor mínimo, área mínima de acero, revisión de esbeltez y chequeo básico de cortante. Estas herramientas permiten al diseñador realizar un análisis preliminar rápido y ordenado, adecuado para la etapa de anteproyecto y diseño inicial.

2.2.5 PREDIMENSIONAMIENTO DE CIMENTACIONES

Las cimentaciones superficiales son elementos estructurales encargados de transmitir las cargas de la superestructura al terreno de fundación, distribuyéndolas de manera que las presiones de contacto no excedan la capacidad portante del suelo y se minimicen asentamientos diferenciales o excesivos.; Dentro de esta categoría se incluyen las zapatas aisladas, combinadas y conectadas mediante vigas de amarre, que son comúnmente empleadas en edificaciones residenciales, comerciales o de baja a mediana altura (McCormac & Brown 2018).

Vamos a centrar la revisión del Predimensionamiento a elementos como:

- **Zapatas aisladas:** soportan una única columna. Se usan cuando las cargas no son elevadas y el suelo presenta buena capacidad portante.

- **Zapatas combinadas:** soportan dos o más columnas alineadas. Son útiles cuando hay columnas cercanas o cerca de límites de propiedad, donde no es viable centrar la zapata.

Estas cimentaciones deben diseñarse no solo para transmitir cargas verticales, sino también para garantizar resistencia al deslizamiento, al volteo y a la excentricidad de carga, asegurando una interacción suelo-estructura estable.

De acuerdo con el **ACI 318-19 (Sección 13.3)** y otros autores como Meli (1998), el **Predimensionamiento** de cimentaciones superficiales debe considerar los siguientes criterios básicos:

Área de zapata (A): la dimensión mínima se determina mediante la ecuación 1

$$A \geq \frac{P_u}{q_{adm}} \quad (4)$$

Donde:

- P_u : Carga última aplicada (incluyendo peso propio de la zapata)
- q_{adm} : Capacidad portante admisible del suelo (obtenida por análisis de ensayos geotécnicos).

1. **Altura de la zapata (h):** Se debe garantizar la altura efectiva del refuerzo (d) para resistir momentos flectores y esfuerzos de corte, como criterio preliminar puede usarse la relación de la expresión (2):

$$h \geq 0.3m \text{ o } h \geq \frac{L}{10} \quad (5)$$

Donde L es el lado mayor de la zapata, el ACI 318 sugiere que la altura efectiva bajo el refuerzo no debe ser menor a 150 mm para permitir un desarrollo adecuado del acero (Sección 13.3.2.1)

2. **Recubrimiento mínimo del acero:** En contacto directo con el suelo generalmente debe ser 75 mm y en condiciones no expuestas 50 mm (Sección 20.6.1.3).

Además del dimensionamiento geométrico, el Predimensionamiento debe tomar en cuenta:

- **Flexión:** debido a momentos generados por cargas excéntricas o irregulares, particularmente en zapatas combinadas.
- **Corte unidireccional y punzonamiento:** especialmente bajo columnas concéntricas en zapatas aisladas.
- **Distribución de refuerzo:** el acero inferior debe colocarse en sentido perpendicular al mayor momento. En zapatas combinadas, puede requerirse refuerzo adicional en ambos sentidos.

Según McCormac & Brown (2018), el refuerzo se dispone en forma de parrilla simple o doble, y debe cubrir una franja continua bajo el área cargada, con desarrollos y traslapes adecuados.

2.3 REGLAMENTO DE CONSTRUCCIÓN EN EL SALVADOR

El diseño y construcción de estructuras en El Salvador se rige por un conjunto de reglamentos y normativas técnicas cuyo objetivo es garantizar la seguridad estructural, la funcionalidad y la durabilidad de las edificaciones. Estas normas definen los parámetros mínimos que deben cumplirse durante el proceso de análisis, diseño y ejecución de obras civiles, en cumplimiento con los principios de seguridad estructural, economía y adecuación al entorno sísmico del país.

A continuación, se describen las principales normativas nacionales e internacionales empleadas en el contexto salvadoreño, especialmente aquellas aplicables al diseño de elementos estructurales de concreto reforzado como vigas, columnas, muros y cimentaciones.

Reglamento de la Ley de Urbanismo y Construcciones:

El marco normativo general que rige las construcciones en El Salvador está establecido en la *Ley de Urbanismo y Construcción y su Reglamento*, emitida mediante el Decreto No. 69 por el Ministerio de Obras Públicas, Transporte, Vivienda y Desarrollo Urbano (MOPTVDU). Esta normativa establece disposiciones técnicas y legales para la planificación, aprobación, diseño y ejecución de obras dentro del territorio nacional. Entre sus objetivos se encuentran regular el uso del suelo, establecer requisitos para la autorización de proyectos, garantizar condiciones mínimas de seguridad y habitabilidad, y definir responsabilidades técnicas de los profesionales involucrados en el proceso constructivo (Ministerio de Vivienda, 2011).

También contempla la posibilidad de que los gobiernos municipales emitan ordenanzas complementarias, adaptadas a las condiciones locales de cada jurisdicción.

Si bien este reglamento no contiene especificaciones técnicas estructurales detalladas, constituye la base legal sobre la cual se sustentan los demás instrumentos normativos de carácter técnico.

Reglamento para la Seguridad Estructural de las Construcciones de El Salvador (RESESCO)

El Reglamento para la Seguridad Estructural de las Construcciones de El Salvador (RESESCO) constituye una de las principales normativas técnicas aplicables al diseño estructural en el país. Su propósito es establecer criterios mínimos para el análisis, diseño y evaluación de estructuras, considerando las acciones y solicitaciones a las que pueden estar sometidas durante su vida útil, incluyendo cargas gravitacionales y acciones sísmicas. Este reglamento fue promovido por el Ministerio de Obras Públicas, Transporte, Vivienda y Desarrollo Urbano (MOPTVDU), con el apoyo de instituciones académicas y técnicas, como respuesta a la necesidad de contar con lineamientos estructurales adaptados a las condiciones sísmicas y constructivas de El Salvador (MOPTVDU, 1996).

Este compendio técnico recoge criterios esenciales para el diseño estructural en zonas sísmicas, siendo una referencia clave para ingenieros civiles y estructurales.

Los principales objetivos del reglamento son:

- Establecer criterios técnicos para el análisis, diseño y revisión estructural de edificaciones nuevas o existentes.
- Unificar las prácticas de diseño estructural para promover la seguridad pública.

- Servir de referencia normativa para autoridades municipales, revisores de planos, ingenieros estructurales y empresas constructoras.
- Incorporar los estándares internacionales más relevantes en materia estructural, ajustados a las condiciones locales del país.

El **RESESCO** está conformado por una serie de normas técnicas específicas que cubren distintas áreas del diseño estructural. Entre sus componentes se incluyen:

- Norma Técnica para Diseño por Sismo (NTDS)
- Normas para cargas verticales y de viento, según clasificación de ocupación y uso.
- Recomendaciones sobre calidad de materiales, métodos constructivos y control de obras.
- Criterios para estructuras de concreto, acero, mampostería y madera, incluyendo requisitos de ductilidad, redundancia y resistencia.

Además, el reglamento establece categorías de importancia de las edificaciones, niveles de desempeño estructural deseado, y recomendaciones para el uso de métodos de análisis estático o dinámico según el tipo de estructura.

La revisión de este reglamento es esencial para garantizar la seguridad de los elementos diseñados, en este trabajo de graduación, especialmente en lo que respecta a la interacción entre los elementos estructurales (muros y cimentaciones) y su comportamiento bajo cargas sísmicas. A través del uso del RESESCO se asegura que los procedimientos de diseño adoptados cumplan con los requerimientos mínimos locales y se adapten adecuadamente a las características geotécnicas, sísmicas y constructivas, así como estándares internacionales (ACI 318) a las condiciones específicas de El Salvador.

Norma Técnica para Diseño por Sismo (NTDS)

El Salvador se ubica en una región altamente sísmica debido a la interacción entre las placas tectónicas Cocos y Caribe, lo que impone requerimientos particulares en el diseño estructural. En respuesta a esta necesidad, en 1994 se emitió la Norma Técnica para el Diseño por Sismo (NTDS) como parte del Reglamento para la Seguridad Estructural de las Construcciones de El Salvador (RESESCO), bajo coordinación del Ministerio de Obras Públicas, Transporte, Vivienda y Desarrollo Urbano (MOPTVDU). Esta norma establece los lineamientos mínimos para el análisis sísmico de estructuras, con el propósito de garantizar un comportamiento estructural adecuado frente a eventos sísmicos de distinta magnitud. La NTDS fue desarrollada a partir de estudios técnicos realizados en colaboración con la Universidad Nacional Autónoma de México (UNAM), incorporando un análisis probabilístico de amenaza sísmica del territorio salvadoreño.

Entre los aportes fundamentales de esta normativa se encuentran:

- La elaboración de un mapa de amenaza sísmica probabilística, basado en un catálogo sísmico nacional que abarca desde 1898 hasta 1988, y que contempla más de 2,700 eventos.
- La definición de la aceleración máxima del terreno (PGA) como parámetro base para los espectros de diseño.
- La consideración de tres períodos de retorno (100, 500 y 1000 años), lo cual permite clasificar las estructuras según su importancia o nivel de riesgo.
- El uso de zonas sísmicas y factores de comportamiento sísmico (R) que varían según el sistema estructural adoptado.

La norma establece criterios específicos para el cálculo de cargas sísmicas mediante el método estático equivalente, así como la posibilidad de emplear métodos dinámicos (modal espectral o historia de tiempo) en estructuras de mayor complejidad.

Aplicación al diseño de elementos estructurales

La NTDS constituye una base indispensable en el análisis y dimensionamiento de los elementos estructurales contemplados en este trabajo de graduación, ya que define los parámetros sísmicos que afectan el diseño de:

- Vigas y columnas, como parte de marcos resistentes ante cargas laterales y verticales.
- Muros estructurales, especialmente aquellos destinados a resistir fuerzas de corte inducidas por sismos.
- Cimentaciones superficiales, cuya capacidad debe verificarse frente a sollicitaciones sísmicas transmitidas por la superestructura.

El diseño sismorresistente conforme a la NTDS permite asegurar que las estructuras mantendrán una capacidad adecuada de deformación, redistribución de esfuerzos y prevención de colapsos ante eventos sísmicos severos, priorizando el desempeño estructural por encima de consideraciones puramente gravitacionales.

Relación con otras normativas

La NTDS se utiliza en conjunto con normas internacionales como el *ACI 318* y el *ASCE 7* (cuando se requiera profundización en métodos dinámicos), ajustando dichos criterios a las condiciones geográficas y sísmicas locales.

2.4 REGLAMENTO PARA ELEMENTOS DE CONCRETO ACI 318

El American Concrete Institute (ACI), o Instituto Americano del Concreto, es una organización sin ánimo de lucro de los Estados Unidos de América que desarrolla estándares, normas y recomendaciones técnicas relacionadas con el hormigón reforzado. Fue fundado en 1904 y tiene su sede central en Farmington Hills, Michigan, EE. UU.

La historia del ACI se remonta al principio del siglo XX. En esa época, no existían estándares para la fabricación de bloques de hormigón, lo que llevó a una percepción negativa sobre el uso del hormigón en la construcción. En 1905, se organizó formalmente la Asociación Nacional de Usuarios de Cemento (NACU), que adoptó una constitución y estatutos. Richard Humphrey fue elegido el primer presidente de la asociación. Los primeros comités se formaron en la convención de 1905 y ofrecieron informes preliminares en diversas áreas temáticas. En la convención de 1907, se presentaron los primeros informes completos de los comités.

La primera sede oficial de la asociación se estableció en 1908 en la oficina de Richard Humphrey en Filadelfia, Pensilvania. Las Regulaciones estándar de la construcción para el uso del hormigón armado fueron aprobadas en la convención de 1910 y se convirtieron en el primer código de construcción para el hormigón armado de la asociación. Para 1912, la asociación ya había aprobado 14 estándares. En 1913, el Consejo de Dirección decidió cambiar el nombre de la organización a American Concrete Institute para reflejar mejor el trabajo realizado dentro del instituto.

Uno de los códigos más importantes desarrollados por el ACI es el ACI 318, que proporciona requisitos mínimos para el diseño y construcción de estructuras de hormigón. Este código se utiliza en la ingeniería civil y estructural para garantizar la seguridad y la calidad de las estructuras de hormigón armado. Por ejemplo, el ACI 318-

63 fue un código emitido en 1963 para el diseño y construcción de edificaciones de hormigón reforzado, reemplazando la versión previa de 1956. Proporcionaba parámetros de diseño para los métodos de esfuerzos de trabajo y resistencia última con factores de carga.

El ACI 318, también conocido como el "Código de Concreto Estructural" emitido por el Instituto Americano del Concreto (American Concrete Institute, ACI), desempeña un papel fundamental en el campo de la ingeniería civil y el diseño estructural por varias razones importantes:

Normativa de Diseño Confiable: El ACI 318 establece estándares y criterios detallados para el diseño, construcción y evaluación de estructuras de concreto. Esto proporciona a los ingenieros un marco confiable y consistente para desarrollar proyectos estructurales seguros y eficientes.

Enfoque en la Seguridad: La seguridad es la principal preocupación en el diseño estructural, y el ACI 318 se centra en garantizar la integridad estructural y la protección del público. Establece requisitos rigurosos para la resistencia, estabilidad y durabilidad de las estructuras de concreto, minimizando los riesgos de colapso o falla durante su vida útil.

Adaptación a las Condiciones Locales: Aunque es un estándar internacionalmente reconocido, el ACI 318 se puede adaptar a las condiciones específicas de cada región o país. Esto permite que los ingenieros tengan en cuenta factores como la carga sísmica, la exposición a ambientes corrosivos y otras consideraciones locales al diseñar estructuras de concreto.

Incorporación de Investigación y Tecnología: El ACI 318 se actualiza periódicamente para reflejar los avances en investigación, tecnología y prácticas de

construcción. Esto garantiza que las últimas técnicas y métodos de diseño se incorporen al código, mejorando continuamente la eficiencia y la seguridad de las estructuras de concreto.

Facilita la Coordinación y la Comunicación: Al seguir un conjunto común de estándares y prácticas de diseño, el ACI 318 facilita la comunicación entre los profesionales de la ingeniería civil, arquitectos, contratistas y otros involucrados en el proceso de construcción. Esto promueve la colaboración efectiva y ayuda a evitar malentendidos o errores durante la ejecución del proyecto.

El diseño estructural de elementos de concreto reforzado en El Salvador se apoya comúnmente en esta normativa internacional ACI 318 que permite establecer los requisitos mínimos para el diseño y construcción de estructuras de concreto armado y presforzado, y es utilizado ampliamente por ingenieros estructurales tanto en América como en otros países.

Para este trabajo se ha utilizado como referencia principal la versión ACI 318-19, la cual está organizada bajo el enfoque de diseño por resistencia (LRFD) e incorpora criterios actualizados sobre:

- Diseño de elementos a flexión, corte y torsión.
- Diseño de columnas bajo carga axial y momentos combinados.
- Requisitos de confinamiento, cuantía mínima y espaciamiento del refuerzo.
- Verificación frente a punzonamiento en losas y zapatas.
- Detallado sismorresistente de muros y conexiones.

El ACI 318 permite garantizar un diseño estructural confiable, basado en décadas de investigación experimental, análisis teórico y retroalimentación de la práctica profesional. Su aplicación en El Salvador es válida siempre que se ajuste a las condiciones

locales, en coordinación con lo establecido en la Norma Técnica para Diseño por Sismo y el Reglamento para la Seguridad Estructural de las Construcciones de El Salvador.

2.5 TIPOLOGÍA DE CARGAS EN ESTRUCTURAS DE CONCRETO

En el análisis y diseño de estructuras de concreto reforzado, la correcta identificación y cuantificación de las cargas que actúan sobre una edificación constituye un aspecto fundamental para garantizar su estabilidad y seguridad estructural. Las cargas representan acciones externas que generan esfuerzos internos en los elementos estructurales, influyendo directamente en el dimensionamiento de secciones, determinación del refuerzo y verificación del comportamiento resistente de la estructura. De acuerdo con los lineamientos establecidos por el **ACI 318-19**, la **ASCE 7-22** y la **Norma Técnica para Diseño por Sismo en El Salvador (NTDS)**, las cargas que deben considerarse en el diseño estructural se agrupan según su origen, variabilidad y forma de aplicación (**American Concrete Institute [ACI], 2019; American Society of Civil Engineers [ASCE], 2022; Ministerio de Obras Públicas, Transporte y Vivienda [MOPTVDU], 1994**).

la tipología de cargas en estructuras de concreto es fundamental para comprender cómo se comportan y diseñan estas estructuras. Las cargas que actúan sobre una estructura de concreto pueden clasificarse en varias categorías principales:

Cargas muertas (D):

Las cargas muertas (D), también denominadas cargas permanentes, corresponden al peso propio de todos los elementos que permanecen fijos durante la vida útil de la estructura. Estas incluyen el peso de los elementos estructurales, acabados, divisiones permanentes, recubrimientos e instalaciones fijas. Su cuantificación se realiza a partir de pesos unitarios de referencia y propiedades físicas de los materiales empleados, constituyendo una de las principales acciones gravitacionales consideradas en el diseño estructural (**ASCE, 2022**).

El peso de los elementos estructurales: losas, vigas, columnas, muros de concreto, etc.

- El peso de elementos no estructurales: acabados, pavimentos, falsos plafones, recubrimientos, tabiques divisorios fijos, instalaciones empotradas.
- Equipamiento fijo o técnico permanente (tanques, equipos industriales anclados, ductos pesados).

Estas cargas se determinan mediante el volumen y densidad de los materiales empleados, y constituyen una de las principales acciones verticales consideradas en el diseño por resistencia. Su valor debe estar basado en pesos unitarios reales o de referencia, considerando los factores de carga correspondientes.

Cargas vivas (L):

Las cargas vivas, también denominadas sobrecargas variables, corresponden a aquellas acciones que pueden cambiar en magnitud y ubicación durante el uso de la estructura.

Incluyen:

- Personas, mobiliario, maquinaria móvil o semifija.
- Vehículos en tránsito o estacionamiento.
- Cambios en la distribución de carga por usos variables.

Estas cargas son reguladas por la ASCE 7-22 y dependen del uso de la edificación (residencial, oficinas, hospitales, etc.). En la práctica, se aplican como cargas distribuidas uniformemente o concentradas, y se combinan con las cargas muertas para diseñar secciones estructurales.

Cargas de Viento (W)

Las cargas de viento son fuerzas horizontales o de succión que actúan sobre los elementos expuestos de una estructura debido a la presión dinámica del aire en movimiento. Su magnitud depende de:

- La velocidad básica del viento (función de la ubicación geográfica).
- La altura del edificio y su forma aerodinámica.
- La topografía y exposición del sitio.
- La categoría de importancia de la estructura

En estructuras de concreto, el viento puede generar esfuerzos importantes en columnas, vigas, muros de corte y fundaciones. Su evaluación se realiza siguiendo las disposiciones de ASCE 7-22.

Cargas sísmicas (E):

Las cargas sísmicas son fuerzas horizontales inerciales inducidas por aceleraciones del terreno durante un sismo. En El Salvador, debido a su alta sismicidad, estas cargas tienen un peso crítico en el diseño estructural y se calculan en función de:

- El peso sísmico de la estructura.
- La categoría de ocupación e importancia.
- La ubicación geográfica (zona sísmica definida por la NTDS)
- El sistema estructural adoptado (factor de comportamiento sísmico R).
- El tipo de suelo y la forma del espectro de respuesta.

Estas cargas afectan directamente el diseño de muros estructurales, nudos viga-columna y detalles de confinamiento. Deben verificarse combinaciones especiales de carga para asegurar ductilidad y capacidad de disipar energía sin colapso.

Cargas de temperatura y contracción (T):

Las cargas térmicas y los efectos de retracción del concreto son acciones de origen interno que producen deformaciones y tensiones en la estructura. Pueden derivarse de:

- Cambios de temperatura ambiental.
- Diferencias de temperatura entre componentes.

- Retracción por fraguado del concreto en edades tempranas.

Estos efectos generan expansión o contracción, y si la estructura está restringida, pueden aparecer fuerzas internas que deben ser controladas mediante juntas de dilatación y refuerzo de temperatura.

Cargas por presión lateral del suelo (H):

Cuando existen estructuras enterradas o semienterradas, como muros de contención o sótanos, se deben considerar las presiones laterales del suelo que actúan sobre las superficies verticales. Estas cargas dependen de:

- Tipo de suelo (cohesivo, granular, suelto, compacto).
- Nivel freático.
- Altura del relleno y su inclinación.
- Condiciones de drenaje y empuje activo/pasivo.

Su análisis requiere aplicar teorías de empuje como Rankine o Coulomb, y comprobar la estabilidad ante deslizamiento, volcamiento y presión sobre la cimentación.

Cargas accidentales (A):

Las cargas accidentales son aquellas de carácter no permanente ni regular, pero que podrían presentarse durante la vida útil de la estructura. Ejemplos:

- Impacto de vehículos o maquinaria pesada.
- Explosiones, fuego, vibraciones industriales.
- Sobrecargas inesperadas en áreas críticas.

Aunque poco frecuentes, su efecto debe considerarse en ciertas estructuras especiales como hospitales o plantas industriales.

2.6 COMPORTAMIENTO DE ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO

La característica más importante de cualquier elemento estructural es su resistencia real para soportar determinadas cargas, se espera que elemento lo haga con cierto margen de seguridad, con el fin de mantener una capacidad que garantice su funcionalidad ante eventualidades que podrían exceder las expectativas estimadas sobre la vida útil de la estructura. El comportamiento de elementos de concreto armado, como vigas, columnas, losas de cimentación y muros, varía según su función estructural y las cargas a las que están sometidos. El comportamiento se determina por una combinación de factores relacionados con las propiedades del material, la geometría del elemento, las cargas aplicadas y el diseño de refuerzo, hay algunos factores importantes que influyen en el comportamiento, por lo que es importante tomar en cuenta los siguientes:

- **Material de construcción:** El concreto y el acero son los materiales principales, el concreto proporciona resistencia a compresión, mientras que el acero proporciona resistencia a la tracción. La calidad y las propiedades mecánicas de estos materiales son críticas para el comportamiento de la viga.
- **Acero de refuerzo:** El acero de refuerzo se coloca dentro del concreto para proporcionar resistencia a la tracción y mejorar la capacidad de carga y la ductilidad. La cantidad, la distribución y la calidad del refuerzo son factores clave que afectan el comportamiento.
- **Geometría de la sección transversal:** La forma y las dimensiones de la sección transversal influyen en su capacidad de carga y en la forma en que se distribuirán las cargas. Una sección transversal más grande puede soportar mayores cargas, mientras que una geometría más delgada o esbelta puede ser más susceptible.

- **Cargas aplicadas:** Las cargas que actúan sobre el elemento, ya sean cargas muertas (permanentes) o cargas vivas (variables), determinarán los esfuerzos internos. La distribución de estas cargas afectará cómo se desarrollan los efectos de las cargas en el elemento.
- **Comportamiento estructural:** Incluye el análisis de momentos flectores, fuerzas cortantes, deformaciones y deflexiones, así como la capacidad para redistribuir las cargas y evitar fallas catastróficas.
- **Límites de diseño:** El diseño debe cumplir con los criterios y las disposiciones de los códigos de construcción aplicables. Estos códigos establecen límites de resistencia, deformación y seguridad que la viga debe cumplir para garantizar su desempeño seguro y confiable durante su vida útil.

El comportamiento de una **viga de concreto** armado es el resultado de una interacción compleja entre el material, la geometría, las cargas y el diseño de refuerzo. Un análisis detallado de estos factores es fundamental para comprender y predecir el comportamiento de la viga en diversas condiciones de carga y entorno estructural. Es un elemento estructural lineal que trabaja principalmente a flexión, si dividimos la sección transversal de una viga en 2 partes iguales, vamos a tener la parte inferior que trabaja contra los esfuerzos a flexión generados por las cargas y resistidos por el trabajo en conjunto del acero y el concreto, y de su parte superior la sección que trabaja contra los esfuerzos a compresión. A diferencia de las vigas las **Columnas** son elementos verticales que soportan cargas compresivas y transmiten estas cargas hacia los cimientos o estructuras adyacentes.

Las columnas están expuestas a acciones como:

- Carga axial
- Flexión
- Efecto de pandeo

Estos efectos a los que se ve sometida la columna que forma parte de una estructura depende en su mayor parte del material de construcción y su Sección Transversal, lo cual dicta como se comportara aun teniendo en cuenta un elemento tan importante como el diseño Sísmico.

Las **Cimentaciones Superficiales** aquellas que se apoyan sobre las capas superiores del suelo, a poca profundidad, para transmitir las cargas de la estructura al terreno. Se utilizan cuando el suelo tiene una capacidad portante suficiente y una deformabilidad aceptable, y cuando las cargas no son muy elevadas. Las cimentaciones superficiales se clasifican según su forma y su profundidad en relación con su ancho.

Los **Muros de contención** son estructuras que proporcionan estabilidad al terreno natural u otro material cuando se modifica su talud natural. Se utiliza como soporte de rellenos, productos mineros y agua. Su comportamiento está diseñado para resistir el volteo, deslizamiento y ser adecuados estructuralmente.

Profundizaremos a continuación en cada uno de los elementos descritos de manera que nos permita entender mejor el compartimento de cada elemento.

2.7 VIGAS

2.7.1 DEFINICIÓN Y CAPACIDAD DE CARGA

De acuerdo con la necesidad del proyecto las vigas pueden ser primarias o secundarias. Las vigas primarias componen la resistencia a cargas laterales en un sistema y reciben la carga tributaria de elementos como vigas secundarias y losas transmitiendo dichas cargas de una vez a las columnas, mientras que las vigas secundarias reciben las cargas tributarias de las losas y las transmiten a las vigas primarias.

Las vigas de concreto armado son elementos estructurales lineales cuya función principal es resistir cargas transversales mediante la combinación de esfuerzos de flexión, cortante y, en ciertos casos, torsión. Su comportamiento depende de factores como las propiedades del concreto y del acero de refuerzo, la geometría de la sección transversal, las condiciones de carga y las disposiciones normativas de diseño.

Las vigas son elementos estructurales de forma lineal que trabajan principalmente a flexión, si dividimos la sección transversal de una viga en 2 partes iguales, vamos a tener la parte inferior que trabaja contra los esfuerzos a flexión generados por las cargas y resistidos por el trabajo en conjunto del acero y el concreto, y de su parte superior la sección que trabaja contra los esfuerzos a compresión. Los efectos de torsión en una viga generalmente suceden en vigas de borde de los tableros de entresijos o en vigas internas, cuando las cargas de sus tableros adyacentes son bastante diferentes por que no están balanceadas. De acuerdo con McCormac, las vigas están diseñadas para funcionar de manera conjunta con el acero, aprovechando la alta resistencia a compresión del concreto y la capacidad a tracción del acero, de modo que se eviten modos de falla frágiles y se garantice un comportamiento dúctil. El código ACI 318-19 proporciona los criterios normativos para el análisis y diseño de estos elementos, revisaremos a continuación los

comportamientos por flexión, cortante y torsión a los que puede estar sometida una viga (McCormac & Nelson, 2012).

2.7.2 COMPORTAMIENTO POR FLEXIÓN

El comportamiento a flexión en vigas se genera cuando las cargas transversales inducen momentos flectores, desarrollando esfuerzos de **compresión** en la parte superior y **tracción** en la inferior. El acero de refuerzo se coloca típicamente en la zona traccionada para resistir los esfuerzos que el concreto por sí solo no puede soportar.

Cuando una viga es sometida a carga, inicialmente el esfuerzo se distribuye linealmente (estado elástico), cumpliendo con la hipótesis de Navier-Bernoulli (secciones planas permanecen planas después de la deformación). Sin embargo, al aumentar la carga, el concreto en la zona traccionada fisura y la distribución de esfuerzos se vuelve no lineal, concentrándose en la parte comprimida del concreto y en el acero de refuerzo.

Para el análisis del diseño por flexión de una viga es importante tener en cuenta el método de esfuerzos equivalente, el cual experimentalmente ha demostrado ser la manera más aceptable de representar la distribución de esfuerzos, gracias a los estudios de Whitney C. S (1937). El ACI 318-19 permite el uso de un modelo simplificado para representar la distribución no lineal de esfuerzos de compresión en el concreto mediante un bloque rectangular. Este modelo facilita la estimación del momento nominal resistente de la sección.

En esta sección vamos a analizar el comportamiento de una viga sometida a flexión gracias a las disposiciones que nos muestra el código ACI para diseño por flexión, utilizando el método de resistencia ultima, asumiendo que ya se conocen las cargas ultimas a las que se está sometiendo el elemento.

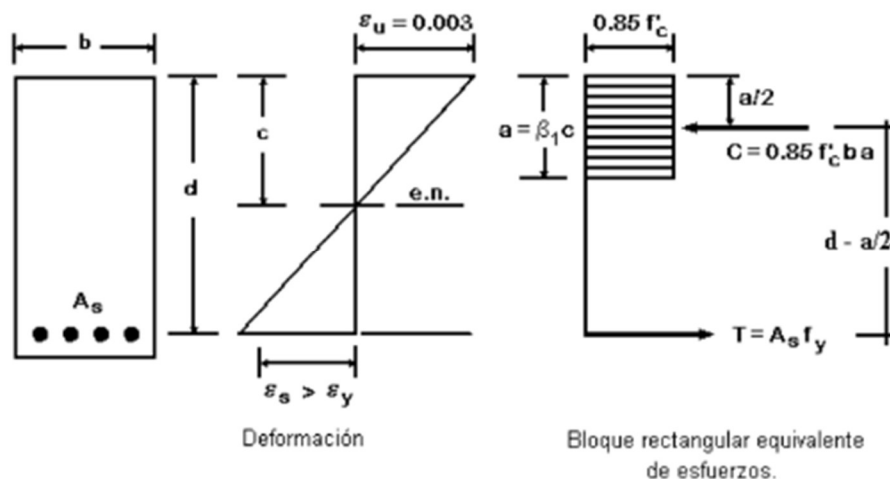
Consideraciones de la revisión del diseño

Según las hojas de cálculo elaboradas primero definidos las características de los materiales y del elemento, por lo que debemos tomar en cuenta los datos relacionados a la **dimensión del elemento** como lo son: Longitud de la viga, altura de la viga, ancho de la viga, recubrimiento considerado, y el diámetro del estribo a revisar.

Por otro lado, debemos tener en cuenta las **características de los materiales** con las que está trabajando el elemento están son: concreto, acero, módulo de elasticidad del acero. Retomando el análisis de los esfuerzos tanto de compresión como tensión, hay que tener en cuenta que analizaremos el comportamiento de la viga por medio del bloque equivalente propuesto por Whitney³ como se muestra en la figura:

Figura 1

Distribución de esfuerzos en análisis de bloque equivalente



Nota: Nota. Adaptado de Trabajo de graduación: “Diseño de elementos estructurales en edificios de concreto reforzado”, (pág. 65), año 2004

³ Charles S. Whitney, matemático que planteo el uso de bloques rectangulares equivalentes para el estudio del diagrama esfuerzo deformación del concreto.

Gracias al modelo de Whitney que nos ayuda simplificar la determinación de esfuerzos en el elemento, determinamos como primera instancia el momento flector máximo que actúa sobre la viga, para ello luego de obtener las reacciones últimas del cálculo por medio del uso de software y/o por análisis, usaremos el método de resistencia última (LRFD) con el cual determinamos el momento nominal por medio de la siguiente formula:

$$\phi M_n = \phi * A_s * f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (6)$$

Donde:

- A_s : área de refuerzo a tracción (cm²)
- f_y : resistencia de fluencia del acero (kg/cm²)
- d : peralte efectivo de la viga (cm)
- $a = \frac{A_s * f_y}{0.85 f'_c b}$: profundidad del bloque de compresión
- ϕ : factor de reducción de resistencia (0.9 para flexión)
- f'_c : resistencia a compresión del concreto

Una vez se ha checado el momento ya factorizado al que está sometida la estructura, procedemos a revisar el acero con el que debemos trabajar, al revisar las consideraciones de la norma, las últimas actualizaciones echas por el ACI 318-19 indican que el acero de refuerzo debe revisarse primero por medio del concepto de cuantía mínima de refuerzo, teniendo en cuenta las fórmulas planteadas en la sección 9.6.1.2 del ACI 318-19, como revisamos continuación:

Cuantía de refuerzo y verificación de límites

Para la determinación del acero mínimo tomamos en cuenta la expresión de **cuantía mínima** (ρ_{min}), para con ella determinar el acero mínimo, según el ACI 318-19 sección 9.6.1.2 se define como:

$$A_{s_{min}} > \frac{0.8\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d \geq \frac{14}{f_y} b_w d \quad (7)$$

Donde:

A_s : Área de acero de refuerzo

b_w : ancho de la sección

d : altura efectiva

Tal como indica la formula planteada, se debe verificar que ρ_{min} cumpla con se mayor o igual que $\frac{14}{f_y} b_w d$.

Con la revisión del acero mínimo se pretende que la resistencia del elemento a flexión exceda una capacidad de fisuración dentro de un margen adecuado para que la viga pueda sostenga cargas aun al comienzo de la flexión y con ello dar tiempo de acción por una posible sobre carga.

Se entiende por cuantía balanceada a aquella sección de acero que logrará que el concreto y acero fluyan al mismo tiempo, a finde que se garantice la cantidad de acero que permita una falla dúctil a través de la fluencia del acero.

Según las actualizaciones la norma ACI 318-19, se optó por cambiar la perspectiva de manejo del concepto, introduciendo un concepto de fallas controladas por tracción cuando el acero fluye por encima de una deformación unitaria de 0.004, a través de las

relaciones matemáticas y partiendo del análisis del bloque equivalente se obtiene la siguiente expresión:

$$\rho_{\max} = \gamma \beta \frac{f'_c}{f_y} \left(\frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + 0.004} \right) b_w d \quad (8)$$

Donde:

$\rho_{\max}$ = Cuantía de refuerzo máxima

ϵ_{cu} = Máxima deformación unitaria del concreto

f'_c = Resistencia del concreto

f_y = Resistencia del acero

$\gamma = 0.85$ para valores $17 \leq f'_c \leq 55$

β = factor de relación obtenido de tabla 22.2.2.4.3 del ACI Capitulo 22.

Con el concepto de $\rho_{\max}$, se limita el acero máximo, para con ello evitar aplastamiento del concreto, garantizando así su comportamiento dúctil.

Es importante determinar el acero máximo que se debe considerar, ya que no recomienda sobrepasar dicho valor, esto con el fin de que no ocurra un aplastamiento inminente en la estructura en la zona de compresión debido a la alta resistencia que ofrece el acero, para comprender la importancia del parámetro es importante revisar lo que nos indica la norma, en la sección **22**, para analizar el comportamiento del concreto, en el apartado **22.2.2.1** se indica que la máxima deformación unitaria utilizable para la zona en compresión deberá suponerse igual a $\epsilon_{cu} = 0.003$ y ya que se recomienda considerar el análisis para una estructura bajo un estado de tracción controlada, la sección **21** para el analizar el acero, se recomienda considerar para las deformaciones unitarias a tracción la expresión $\epsilon_t \geq \epsilon_{ty} + 0.003$.(tabla 21.2.2 ACI 318-19).

Una vez definidos los conceptos de acero en la estructura, ya podemos dar paso a la revisión del comportamiento de la estructura según sus características y materiales. Identificamos las dimensiones del elemento, determinado primero un ancho y altos adecuados, podemos guiarnos de la tabla 9.3.1.1 de la sección de Vigas contenida en el ACI 318-19 donde nos ofrece la relación del largo por ancho de la estructura, definimos el recubrimiento a establecer según norma y el diámetro del estribo, es decir que numero de varilla vamos a considerar.

Análisis de una sección rectangular simplemente apoyada

Como mencionamos anteriormente, se supone que se tiene toda la información correspondiente a los esfuerzos máximos, en base al diseño por resistencia ultima según lo establecido en el capítulo 5 del ACI 318-19, se identifica el tipo de acero según su capacidad de resistencia revisar el área de acero del elemento para garantizar que cumpla con los requerimientos, basándonos en la disposición que este tendrá en la estructura.

Una vez hemos definido los parámetros necesarios y verificamos la disposición del acero en el elemento en base a la revisión, verificamos que los momentos considerados (los cuales pueden ser determinados con las respectivas ecuaciones o un software especializado), para identificar si la estructura es capaz de soportar la flexión que ocasionan las cargas a las que está siendo cometida.

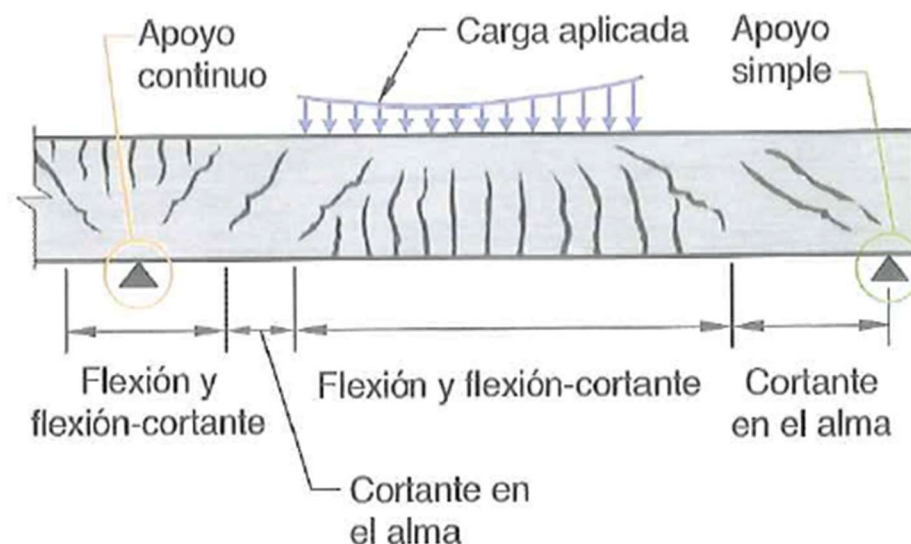
2,7,3 COMPORTAMIENTO POR CORTANTE

El comportamiento de una viga ante cargas de corte (cortante) es muy distinto al comportamiento a flexión. Mientras que la flexión induce esfuerzos normales (tracción y compresión), el cortante produce esfuerzos tangenciales que tienden a deslizar las

secciones del elemento unas respecto a otras. En el concreto, este tipo de esfuerzo provoca la aparición de grietas inclinadas, conocidas como grietas por cortante o diagonales.

Figura 2

Diferentes tipos de fisuración en una viga



Nota: Adaptado de la sección 22 del ACI “*Tipos de fisuración en vigas de concreto*”, (pág. 421), año 2019.

El esfuerzo cortante representa la intensidad de las fuerzas internas que actúan paralelas a una superficie específica; la fuerza cortante en cualquier sección de una viga tiene igual magnitud, pero dirección opuesta a la resultante de las componentes en la dirección perpendicular al eje de la propia viga, de las cargas externas y reacciones en los apoyos que actúan sobre cualquiera de los dos lados de la sección que se esté considerando analizar.

La consideración de este esfuerzo en el comportamiento de las vigas es importante para determinar las posibilidades de falla que tiene una estructura. En los esfuerzos cortante se toma en cuenta no solamente la fuerza, sino también el área sobre la que actúa.

Para el análisis del comportamiento a cortante es importante mencionar los cambios que ha considerado la norma ACI 318-19 en su versión para este tipo de falla, entre los cambios sutiles respecto al diseño en las últimas actualizaciones del ACI 318-19 de hace referencia a los factores a utilizar en las fórmulas de acero mínimo, por lo tanto, es importante a considerar lo siguiente:

1. La inclusión del factor lambda " λ " el cual afecta la resistencia nominal a cortante que presenta el concreto para concretos livianos.
2. Un ligero cambio en los factores que afectan las fórmulas de acero mínimo, este implica pasar de un factor 0.083 a 0.062 (en Sistema Ingles SI) y en su segunda formula cambia la utilización del factor de 0.33 a 0.35 siempre en sistema SI.

Conociendo los cambios en las consideraciones para análisis de vigas a cortante, vamos a dar revisión teniendo en cuenta que ya contamos con datos como ancho (b) distancia (d), cortante ultimo (V_u) y resistencia tanto del acero (f_y) como del concreto (f'_c) y el factor lambda (λ) el cual es un factor relacionado al concreto, en la sección 19 del ACI 318-19, la tabla 19.2.4.1 (**Tabla 1**), determina los siguientes valores que adquiere lambda según el concreto:

Figura 3

Valores de factor lambda (λ), de acuerdo con el tipo de concreto

Tabla 19.2.4.1(a) — Valores de λ para concreto liviano con base en la densidad de equilibrio

w_c (kg/m ³)	λ	
≤ 1600	0.75	(a)
$1600 < w_c \leq 2160$	$0.00047 w_c \leq 1.0$	(b)
> 2160	1.0	(c)

Nota. Adaptado del capítulo 19 de ACI 318, valores según tipo de concreto liviano para el factor lambda (λ).

La resistencia al cortante en una viga proviene de: la contribución del concreto (V_c) la contribución del acero (V_s) aportando resistencia por los estribos o refuerzo transversal los cuales limitan la propagación de grietas en diagonal en la estructura.

En vigas simplemente apoyadas con las cargas distribuidas a lo largo de la sección es normal que la mayor demanda se localice en los apoyos, de acuerdo con la norma en su sección 22 debemos garantizar que la resistencia nominal en una dirección sea igual a: $V_n = V_c + V_s$ para con ello dar paso a la resistencia de diseño según $\phi V_n \geq V_u$

Un aspecto clave del ACI es que, aunque el cortante actuante sea bajo, se exige garantizar un esfuerzo transversal mínimo en ciertas condiciones, por lo que es importante colocar un área mínima de refuerzo a cortante $A_{v,min}$ en las secciones donde se cumpla que $V_u > \phi 0.085 \sqrt{f'} c b_w d$ (ACI sección 9.6.3.1) esto aplica incluso cuando V_u pueda ser resistido solo por el concreto es importante disponer los estribos para garantizar la ductilidad y control de la fisuración inclinadas, con ello se evita depender completamente del concreto. Se debe tener en cuenta que el refuerzo mínimo debe cumplir (ACI 22.5.8.2)

$$\frac{A_v}{s} \geq \frac{0.33 w}{f_y} \quad (9)$$

Una vez definida la capacidad del acero mínimo, debemos verificar la contribución del concreto para un elemento como una viga el ACI en su sección 22.5.5.1 establece que V_c se calcule según la siguiente figura:

Figura 4

Consideraciones de acero según el ACI

Tabla 22.5.5.1 — V_c para miembros no preesforzados

Criterio	V_c	
$A_v \geq A_{v,min}$	Cualquiera de los dos	$\left(0.17\lambda\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g} \right) b_w d$ (a)
		$\left(0.66\lambda(\rho_w)^{1/3} \sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g} \right) b_w d$ (b)
$A_v < A_{v,min}$	$\left(0.66\lambda_s\lambda(\rho_w)^{1/3} \sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g} \right) b_w d$ (c)	

Notas:

1. La carga axial, N_u , es positiva para compresión y negativa para tracción.
2. V_c no debe tomarse menor que cero.

Nota. Adaptado del capítulo 22 de ACI 318, Consideraciones para el cálculo de V_c (cortante critico) de acuerdo con el área de acero mínimo contenido en la sección 22.5.5.1 del ACI 318-19, año 2019.

Luego de determinar la fórmula que corresponda con relación a la contribución del concreto revisamos la contribución del acero transversal (V_s) revisamos para estribos verticales con la formula planteada en la misma sección expuesta como se muestra:

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \quad (10)$$

donde:

A_v = Área de acero transversal por espaciamiento s .

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero

s = espaciamiento entre estribos

No se debe olvidar que el ACI establece también un límite superior de resistencia establecido en la sección 22.5.1.2, el cual determina que aun cumpliendo con el diseño.

La capacidad máxima de cortante en una sección no debe exceder la siguiente formula:

$$V_u \leq \phi(V_c + 0.66\sqrt{f'_c}b_wd) \quad (11)$$

Con este análisis se representa un límite practico al aporte del acero transversal, aunque se asume excesivamente la cantidad de estribos, la norma restringe la resistencia para evitar que los diseños no realistas y garantizar un comportamiento seguro.

2.7.4 COMPORTAMIENTO POR TORSIÓN

La torsión en vigas de concreto reforzado se presenta cuando las cargas externas generan un momento Torsor (T_u) respecto al eje longitudinal de la viga, provocando esfuerzos cortantes tangenciales en la sección transversal. A diferencia del cortante directo, la torsión produce un flujo de esfuerzos en forma cerrada alrededor del perímetro de la sección, lo que puede ocasionar agrietamiento diagonal en espiral y pérdida significativa de rigidez. El concreto, al igual que en cortante, tiene limitada capacidad de resistir torsión por sí mismo.

De acuerdo con el **ACI 318-19, Capítulo 22.7**, el análisis y diseño a torsión es obligatorio cuando la viga forma parte de un **sistema que transmite cargas mediante torsión** (torsión de equilibrio). En contraste, cuando la torsión es secundaria

(torsión de compatibilidad), puede ser ignorada si no compromete la estabilidad del sistema.

Existen dos tipos principales de comportamiento:

- **Torsión pura (equilibrio):** la torsión debe ser resistida estructuralmente, ya que es necesaria para mantener el equilibrio del sistema.
- **Torsión por compatibilidad:** surge para mantener compatibilidad de deformaciones en elementos rígidamente conectados; en muchos casos, puede no requerir diseño específico.

En vigas de concreto armado, la **torsión resistente** se obtiene mediante la contribución combinada de:

1. **El concreto**, limitado por el agrietamiento diagonal.
2. **El acero transversal (estribos cerrados o espiral)**, que resiste los esfuerzos cortantes de torsión.
3. **El acero longitudinal**, que resiste las fuerzas de tracción longitudinal inducidas por la torsión.

Verificación del diseño a torsión según ACI 318-19

Tomamos en cuenta las consideraciones del capítulo 22.7 del código ACI, primero, para poder determinar la capacidad de torsión del elemento comenzamos definiendo el momento torsor actuante, según ACI 318-19 el cual determinamos de los análisis estructurales previos, teniendo en cuenta que debe haber un equilibrio básico en la misma. El ACI nos plantea en su sección 22.7 relaciones como:

$$T_u \leq \phi T_n \text{ (12)}$$

Evaluación de la necesidad de diseño a torsión

Antes de realizar el análisis del elemento, es importante que se defina primero los conceptos de T_u y T_{th} así;

T_u = Torsión solicitada obtenida del análisis estructural.

T_{th} = Torsión de agrietamiento o torsión umbral de la sección.

Se debe determinar si la torsión es de equilibrio (diseño obligatorio) o de compatibilidad (puede omitirse), por lo que se toman las consideraciones siguientes:

- si $T_u \leq T_{th}$ se puede ignorar el diseño a torsión
- si $T_u > T_{th}$ es obligatorio diseñar la sección para resistir torsión de acuerdo con las disposiciones de la norma.

Determinación del área efectiva de torsión

El diseño a torsión se basa en un **modelo de celosía espacial**⁴, análogo al utilizado para el cortante, donde:

- Los estribos cerrados resisten los esfuerzos tangenciales.
- Las barras longitudinales absorben las fuerzas de tracción longitudinal.

Por ello se calcula el A_0 que corresponde al área encerrada por el eje medio de los estribos. ACI permite que para una sección maciza se aproxime como si fuera un tubo sólido, tomando como válido aproximar su valor a: $A_0 \approx 0.85 A_{cp}$ donde A_{cp} es el área bruta de la sección transversal, también se calcula el P_{cp} que se refiere al perímetro de la sección medida a la mitad del espesor de la pared de concreto.

⁴ACI 318-19, sección 22.7.1.2: “La resistencia nominal a torsión T_n se determinará utilizando un **modelo de cercha espacial**, en el cual el refuerzo longitudinal y transversal actúa en conjunto con el concreto para resistir la torsión.” Derivado del comportamiento análogo de un tubo de pared delgada agrietado, donde los esfuerzos de corte circulan alrededor del perímetro efectivo de la sección.

Determinación del Umbral de torsión

Para el cálculo de la torsión umbral nos apoyamos en la tabla 22.7.4.1(a) indicado en la sección 22 de ACI:

Figura 5

Consideraciones de cálculo para elementos a torsión

Tabla 22.7.4.1(b) — Umbral de torsión para secciones transversales huecas

Tipo de miembro	T_{th}	
Miembros no preesforzados	$0.083\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_g^2}{P_{cp}}\right)$	(a)
Miembros preesforzados	$0.083\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_g^2}{P_{cp}}\right)\sqrt{1+\frac{f_{pc}}{0.33\lambda\sqrt{f'_c}}}$	(b)
Miembros no preesforzados sometidos a fuerza axial	$0.083\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_g^2}{P_{cp}}\right)\sqrt{1+\frac{N_u}{0.33A_g\lambda\sqrt{f'_c}}}$	(c)

Nota. Expresiones para el cálculo del umbral de torsión para secciones transversales huecas extraído del ACI 318-19, sección 22, (pág. 438).

Donde:

λ = Factor de modificación por peso ligero de concreto

f'_c = Resistencia a la compresión del concreto

A_{cp}^2 = Área bruta de la sección transversal de concreto

P_{cp} = Perímetro de la sección bruta medida a lo largo de las fibras extremas

El origen de T_{th} , indicando representa el valor limite por debajo del cual el concreto sin esfuerzo a torsión puede resistir de manera más aceptable las solicitaciones.

Determinación de la Torsión de fisuración

O también conocido como torque por agrietamiento representa el par torsor correspondiente a la **capacidad del concreto sin refuerzo específico** puede resistir antes de que se formen grietas inclinadas en la estructura.

Para definir la forma de calcular el valor la torsión por fisuración usamos la formula definida según la tabla 22.7.5.1 donde nos muestra las consideraciones para su cálculo:

Figura 6

Consideraciones para el cálculo de torsión de fisuración

Tabla 22.7.5.1 — Torsión de fisuración

Tipo de miembro	T_{cr}	
Miembros no preesforzados	$0.33\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}\right)$	(a)
Miembros preesforzados	$0.33\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_g^2}{P_{cp}}\right)\sqrt{1+\frac{f_{pc}}{0.33\lambda\sqrt{f'_c}}}$	(b)
Miembros no preesforzados sometidos a fuerza axial	$0.33\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_g^2}{P_{cp}}\right)\sqrt{1+\frac{N_u}{0.33A_g\lambda\sqrt{f'_c}}}$	(c)

Nota. Adaptado del ACI 318, fórmula para el cálculo de la torsión por fisuración en un elemento estructural de acuerdo con la sección 22 del ACI 318-19, pág. 439

2.7.5 DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA

El análisis estructural tradicional de vigas de concreto reforzado suele enfocarse en la verificación de la resistencia a flexión y cortante, atendiendo a las disposiciones del ACI 318-19. Sin embargo, el diseño moderno requiere comprender no solo la capacidad última, sino también el comportamiento de la sección a lo largo de todo el rango de cargas aplicadas. Para ello, el diagrama momento–curvatura ($M-\phi$) se convierte en una herramienta fundamental, pues permite evaluar la relación entre el momento flector aplicado y la curvatura (deformación por unidad de longitud) que experimenta la viga, mostrando la transición desde el comportamiento elástico hasta la fluencia del acero y, eventualmente, el aplastamiento del concreto.

El diagrama momento–curvatura se construye como hemos revisado con anterioridad a partir de la hipótesis clásica de flexión:

- Las secciones planas antes de la deformación permanecen planas después de la deformación.
- Existe una distribución lineal de deformaciones a lo largo de la altura de la sección.
- El concreto resiste esfuerzos a compresión y el acero absorbe esfuerzos a tracción.

Con base en estas hipótesis, el momento resistente (M) puede expresarse en función de la curvatura (ϕ) de la viga:

$$\phi = \frac{\epsilon_c}{C} \quad (13)$$

Donde:

ϵ_c = deformación del concreto en la fibra extrema más comprimida.

C = profundidad del eje neutro

A medida que aumenta el momento aplicado, las deformaciones crecen y se modifican los esfuerzos en el concreto y el acero, generando una curva característica con diferentes fases de comportamiento.

Etapas del diagrama Momento - Curvatura⁵

El comportamiento del diagrama momento-curvatura puede interpretarse mediante distintas etapas que representan la evolución del comportamiento estructural de la sección de concreto reforzado ante el incremento progresivo de las cargas (McCormac & Brown, 2018).

- 1. Etapa Elástica Inicial:** En la fase inicial, la sección de concreto responde de forma predominantemente elástica, manteniendo una relación aproximadamente lineal entre el momento aplicado y la curvatura. Durante esta etapa no existe fisuración significativa del concreto, por lo que la rigidez de la sección permanece prácticamente constante.
- 2. Fisuración del concreto:** Conforme aumenta el momento aplicado, los esfuerzos de tracción alcanzan la resistencia del concreto, provocando la aparición de fisuras en la zona traccionada. Este fenómeno reduce gradualmente la rigidez de la sección y modifica la relación momento-curvatura.
- 3. Fluencia del acero de refuerzo:** Al incrementarse la demanda estructural, el acero longitudinal alcanza su deformación de fluencia (ϵ_y), entrando en un comportamiento predominantemente plástico. A partir de este punto, la sección

⁵ Nilson, A. H., Darwin, D., & Dolan, C. W. (2015). *Design of Concrete Structures* (14th ed.). New York: McGraw-Hill.

puede experimentar incrementos importantes de curvatura sin aumentos proporcionales del momento resistente, reflejando un comportamiento más dúctil.

- 4. Aplastamiento del concreto en zona comprimida:** La etapa final ocurre cuando la deformación del concreto en la zona comprimida alcanza su valor límite (ϵ_{cu}), asociado al estado último de resistencia. En esta condición se alcanza el momento último (M_U) pudiendo producirse la falla por aplastamiento del concreto si no existe confinamiento suficiente.

2.8 COLUMNAS

2.8.1 DEFINICIÓN Y CAPACIDAD DE CARGA

Las columnas son elementos de tipo estructurales, son soportes verticales y alargados, que tiene la capacidad de sostener el peso parcial (cargar entre pisos) o total (columnas de primer nivel) de una estructura desde sus techos hasta las cimentaciones, generalmente estas soportan a las vigas en un sistema de marcos, sean arriostrados o no, su falla en un lugar critico pueden suponer el colapso total de la estructura, ya que al ser elementos verticales, son los encargados de transmitir las cargas a las cimentaciones y estas al suelo donde han sido desplantadas, debido a ello requieren de un refuerzo especial, cuyo análisis proviene de la capacidad de carga y fuerzas actuantes en el elemento, multiplicadas por un factor de reducción, llamado también factor de seguridad (ϕ), siendo este mas riguroso que para los demás elementos, sean vigas primarias y secundarias.

El refuerzo principal en columnas es longitudinal, paralelo a la dirección de la carga y consta de barras corrugadas dispuestas en forma de cuadrado, rectángulo o círculo, acompañado de un refuerzo transversal, que consta de barras generalmente de menor calibre, ACI 318 no permite barras lisas para el refuerzo transversal, a dicha disposición se le da por nombre área confinada.

La relación del área de acero total dispuesto de forma longitudinal (A_{st}) al área de la sección transversal bruta de concreto (A_g), debe estar en el intervalo de 0.01 a 0.08 conforme al ACI 318-19 en sus secciones 10.6.1 dirigida a Limites de refuerzo así como en la sección 10.7.3.1 dirigida al refuerzo longitudinal en columnas, por lo que se requiere un mínimo de cuatro barras longitudinales cuando éstas están encerradas por estribos rectangulares o circulares y un mínimo de seis cuando las barras longitudinales están

encerradas por una espiral continua. Las columnas de concreto de acuerdo con su esbeltez y modo de trabajo pueden clasificarse en las tres siguientes categorías:

1. **Pedestales o bloques cortos a compresión.** Si la altura de un miembro vertical a compresión es menor que tres veces su dimensión lateral más pequeña, puede considerarse como un pedestal. El ACI 318 19 en su sección 2.2 y 10.14 relacionadas a bloques cortos a compresión, establece que un pedestal puede diseñarse con concreto simple o sin refuerzo, con un esfuerzo máximo de diseño a compresión igual a $0.85\phi f'_c$, donde ϕ es 0.65. Si la carga total aplicada al miembro es mayor que $0.85\phi f'_c A_g$, será necesario ya sea incrementar el área de la sección transversal del pedestal o bien diseñarlo como una columna de concreto reforzado.
2. **Columnas cortas de concreto reforzado.** Una columna de concreto reforzado se clasifica como columna corta cuando su comportamiento resistente está gobernado principalmente por la capacidad del material y la resistencia de su sección transversal, presentando efectos reducidos de esbeltez. Este tipo de elementos suele caracterizarse por una mayor rigidez y menor susceptibilidad a deformaciones laterales. De acuerdo con el **ACI 318-19**, una columna puede considerarse corta cuando la relación de esbeltez KL_u/r , es menor a 22, dependiendo de las condiciones de apoyo y estabilidad estructural (ACI, 2019).
3. **Columnas largas o esbeltas de concreto reforzado.** A medida que las columnas se hacen más esbeltas, las deformaciones por flexión también aumentarán, así como los momentos secundarios resultantes. Si estos momentos son de tal magnitud que reducen significativamente la capacidad de carga axial de la columna, ésta se denomina larga o esbelta.

Cuando una columna está sometida a momentos primarios (aquellos que son causados por las cargas aplicadas, rotaciones en los nudos, etc.), el eje del miembro se flexiona lateralmente, dando como resultado momentos adicionales iguales a la carga de la columna multiplicada por la deflexión lateral.

De acuerdo con la experiencia práctica los efectos de esbeltez pueden despreciarse en aproximadamente 40% de todas las columnas no arriostradas y en aproximadamente 90% de aquellas arriostradas contra el desplazamiento lateral. Sin embargo, estos porcentajes probablemente disminuyen año tras año, debido al uso creciente de columnas más esbeltas diseñadas con el método de resistencia, usando materiales más resistentes y con una mejor noción del comportamiento por pandeo de las columnas.

2.8.2 REQUERIMIENTOS DE DISEÑO PARA COLUMNAS CORTAS Y ESBELTA

Desde hace ya varias décadas se sabe que los esfuerzos en el concreto y en las varillas de refuerzo de una columna que soporta una carga a largo plazo no pueden calcularse con exactitud. Podría pensarse que dichos esfuerzos se pueden determinar multiplicando las deformaciones unitarias por los módulos de elasticidad apropiados. Pero esta idea no es factible en la práctica porque el módulo de elasticidad del concreto varía con la carga, debido al flujo plástico y a la contracción. Así es que puede verse que las partes de la carga tomada por el concreto y por el acero varían con la magnitud y la duración de las cargas. Dado que, cuanto mayor sea el porcentaje de cargas muertas y mayor sea el tiempo que están aplicadas, tanto mayor es el flujo plástico en el concreto y mayor es el porcentaje de carga tomada por el refuerzo.

Debido a la complejidad del comportamiento estructural de las columnas de concreto reforzado, la estimación de esfuerzos dentro del rango elástico presenta limitaciones importantes. Sin embargo, diversos estudios experimentales han demostrado que la resistencia última de estos elementos puede determinarse con un grado adecuado de confiabilidad. En este sentido, el diseño de columnas se fundamenta principalmente en la capacidad resistente última de la sección, considerando la interacción entre el concreto y el acero de refuerzo bajo condiciones de carga axial y flexión (ACI, 2019; McCormac & Brown, 2018).

Para columnas cortas sometidas a carga axial y momento, la resistencia nominal de la sección debe afectarse mediante el factor de reducción de resistencia (ϕ), con el propósito de obtener la resistencia de diseño. Conforme a los criterios establecidos por el **ACI 318-19**, esta resistencia debe ser igual o superior a la demanda solicitante de diseño:

$$(\phi P_n, \phi M_n) \geq (P_u, M_u) \quad (14)$$

Donde:

- P_u y M_u = representan las solicitaciones ultimas de carga axial y momento, respectivamente (determinadas según ACI 318-19⁶)
- P_n y M_n = corresponden a la resistencia nominal a compresión y flexión de la columna.
- ϕ = es el factor de reducción de resistencia, definido por el ACI 318-19 (Sección 21.2).

En las columnas esbeltas, el comportamiento estructural no depende únicamente de las cargas axiales y momentos aplicados de forma directa, sino también de los

⁶ Sección 22.4 cargas axial y momento ultimo según reglamento.

desplazamientos laterales que se generan durante la deformación del elemento. Estos desplazamientos producen efectos de segundo orden ($P-\Delta$), los cuales incrementan los momentos internos y pueden afectar significativamente la estabilidad de la columna, especialmente en elementos con alta relación de esbeltez o con limitada restricción lateral.

En consecuencia, el diseño de columnas esbeltas requiere considerar procedimientos adicionales para evaluar la amplificación de momentos y los efectos asociados a la deformación del elemento, a diferencia de las columnas cortas, cuyo comportamiento está dominado principalmente por la resistencia de la sección transversal. Estos criterios se encuentran establecidos en las disposiciones del ACI 318-19 para el diseño de elementos sometidos a compresión y flexión (ACI, 2019).

2.8.3 COMPORTAMIENTO BAJO CARGA AXIAL

En la práctica, se considera poco común que una columna esté sometida a **carga axial pura**, ya que siempre existe alguna excentricidad o acción extra en la aplicación de las cargas. Sin embargo, el estudio del comportamiento bajo carga axial ideal según profesionales en la materia constituye un punto de partida importante para comprender la teoría de diseño de columnas sujetas a cargas excéntricas.

Las columnas sometidas a compresión axial pura presentan una distribución uniforme de esfuerzos en la sección transversal, alcanzando un límite teórico de resistencia que puede verificarse experimentalmente. Estos valores representan la resistencia máxima de referencia que posteriormente se ajusta en el diseño real, donde siempre se consideran excentricidades mínimas normativas.

De acuerdo con el ACI 318-19, La resistencia nominal a compresión axial (P_n) de una columna corta de concreto reforzado se determina mediante la siguiente expresión:

$$P_n = 0.85f'_c(A_g - A_{st}) + f_y A_{st} \quad (15)$$

Donde:

- f'_c = Resistencia a la compresión del concreto.
- A_g = Área bruta de la sección transversal de la columna.
- A_{st} = Área total de acero longitudinal de refuerzo.
- f_y = Esfuerzo de fluencia del acero.

Esta ecuación refleja el aporte combinado del concreto confinado (primer término) y del acero longitudinal (segundo término) en la resistencia de la sección. En el diseño, el valor obtenido se multiplica por el factor de reducción de resistencia (ϕ), establecido en el reglamento ACI 318-19, para obtener la resistencia de diseño ϕP_n .

En conclusión, aunque el análisis de la compresión axial pura constituye un **límite teórico ideal**, resulta importante para definir la capacidad máxima de carga de las columnas y establecer una base comparativa frente a casos más reales, como las solicitaciones combinadas de carga axial y flexión.

2.8.4 COMPORTAMIENTO BAJO CARGA EXCÉNTRICA PARA ELEMENTOS CORTOS

En las estructuras, las columnas como tal no están sometidas directamente a compresión Axial pura, si no que se ven afectadas también por cargas con cierta excentricidad, lo que genera la presencia simultanea de esfuerzos axiales y momentos flectores, a este fenómeno es debido a la distribución no uniforme de las cargas,

imperfecciones geométricas en los elementos o desviaciones generadas en el proceso constructivo.

Cuando la carga es aplicada con una excentricidad pequeña, el esfuerzo de compresión en la sección transversal deja de ser uniforme, originando una distribución parabólica o lineal de esfuerzos que incrementa el riesgo de falla por flexo-compresión. En estos casos, la capacidad resistente de la columna disminuye en comparación con la condición de carga axial pura. Cuando una columna está sometida a carga axial con excentricidad e se produce flexo-compresión, El ACI 318-19 ⁷regula este comportamiento en los siguientes apartados:

- La **Sección 22.4.2.2** define la resistencia nominal de una columna a **compresión axial pura**.
- La **Sección 22.4.2.3** establece que, **en presencia de cargas excéntricas**, debe considerarse simultáneamente la resistencia axial y a flexión.
- La **Sección 22.4.3** especifica que el **análisis se debe basar en el equilibrio de fuerzas y momentos** y en la compatibilidad de deformaciones, lo que da lugar al conocido diagrama de interacción P–M.

La expresión básica de resistencia axial sigue siendo:

$$P_n = 0.85f'_c(A_g - A_{st}) + f_y A_{st} \quad (16)$$

Donde este valor hace referencia a la capacidad máxima teórica de carga axial que puede resistir una columna corta si no existiera la flexión actuando en el elemento, aplicamos el respectivo factor de reducción descrito anteriormente para la misma fórmula para dar paso a la resistencia nominal.

⁷ Secciones 22.4.2.2 y sección 22.4.2.3 análisis y equilibrios de cargas.

Cuando se identifica que la carga actúa con una excentricidad e , aparece un momento adicional:

$$M_U = P_U * e \quad (17)$$

y la condición de seguridad se verifica mediante la interacción axial–flexión, regulada en las Secciones 22.4.2.3 y 22.4.3:

$$(\phi P_u, \phi P_n) \geq (P_U, M_U)^8 \quad (18)$$

Lo que de forma explícita se traduce en:

$$\phi P_U \leq \phi P_n \text{ y } \phi M_u \leq \phi M_n \quad (19)$$

Donde:

- P_u y M_u = representan las solicitaciones ultimas de carga axial y momento, respectivamente (determinadas según ACI 318-19, sección 22.4).
- P_n y M_n = corresponden a la resistencia nominal a compresión y flexión de la columna.
- ϕ = es el factor de reducción de resistencia, definido por el ACI318-19 (Sección 21.2).

Consideraciones de excentricidad mínima

Aunque el ACI 318-19 no presenta explícitamente una fórmula única para la excentricidad mínima, la normativa y la literatura especializada coinciden en que ningún cálculo debe asumirse con carga axial perfectamente centrada. Esto se justifica porque en la realidad siempre existen imperfecciones geométricas, desplazamientos laterales o errores constructivos.

⁸ ACI 318-19, Sección 22.4 – Resistencia axial o resistencia a flexión y resistencia axial combinadas, pág. 414.

En la práctica, se recomienda asumir una excentricidad mínima aproximada:

$$e_{min} \approx \frac{h}{30} \text{ o bien } \frac{L}{500} \quad (20)$$

Donde:

h = Dimensión mayor de la sección transversal.

L = Longitud no arriostrada de la columna.

Este criterio se incorpora indirectamente en el ACI dentro de las disposiciones de **momentos mínimos de diseño** (Sección 6.6.4.5.2), que exigen que los momentos considerados en el cálculo no sean inferiores a un valor que asegure la existencia de flexión.

2.8.5 ELABORACIÓN DE DIAGRAMA DE ITERACIÓN

El diseño de columnas bajo flexo-compresión requiere una herramienta que permita representar de forma conjunta la resistencia axial y la resistencia a flexión. Para ello se utiliza el diagrama de interacción P–M, el cual muestra la relación entre la carga axial resistente nominal (**P_n**) y el momento resistente nominal (**M_n**) de la sección.

De acuerdo con el ACI 318-19, Sección 22.4.3, la resistencia de una columna bajo flexo-compresión debe determinarse aplicando simultáneamente las condiciones de equilibrio de fuerzas internas y compatibilidad de deformaciones. Este procedimiento da lugar a la obtención de puntos de resistencia que, al unirse, generan la curva de interacción P–M.

La construcción del diagrama P–M se basa en las siguientes disposiciones del ACI 318-19:

1. Sección **22.2.2.1** la deformación máxima del concreto en la fibra extrema comprimida es: $\varepsilon_c = 0.003$.

2. Sección 22.2.2.4.3 uso del bloque de esfuerzos equivalente de Whitney, que simplifica el cálculo de la fuerza resistente del concreto.
3. Sección 22.4.2.3 verificación de miembros sometidos a flexocompresión mediante el equilibrio axial. flexión.
4. Sección 21.2.1 Aplicación de factores de reducción ϕ según el tipo de solicitación
(0.65 en compresión pura hasta 0.90 en flexión pura)

Metodología de calculo

El diagrama se construye con las consideraciones de diseño planteadas en el ACI 318-19 y evaluando los distintos estados de deformación en la sección:

1. Hipótesis de deformaciones: se supone una posición del eje neutro a una profundidad C . La distribución de deformaciones es lineal (hipótesis de Bernoulli, “Secciones planas permanecen planas después de la deformación”).
2. Deformaciones en el acero, para cada barra longitudinal a una distancia “ d ” del borde comprimido:

$$\epsilon_s = \epsilon_c \left(1 - \frac{d_i}{c} \right) \quad (21)$$

Donde:

ϵ_s = Deformación del acero

ϵ_c = Deformación máxima del concreto en la fibra comprimida

c = profundidad del eje neutro desde la fibra extrema comprimida

d_i = Distancia de la fibra extrema.

3. Esfuerzos en el acero, los esfuerzos en el acero se calculan como:

$$f_s = E_s * \epsilon_s \leq f_y \quad (22)$$

4. Fuerza en el concreto comprimido, la cual se calcula con el bloque equivalente de Whitney:

$$C_c = 0.85 f'_c * a * b \quad (23)$$

Donde:

$a = \beta_1 C$ derivado del concepto de profundidad del bloque de esfuerzos (analizado en el apartado de vigas)

b = ancho de la sección

5. Equilibrio de fuerzas, se verifica la condición de equilibrio para:

$$P_n = C_c + \sum(f_s A_s) \quad (24)$$

6. Cálculo del momento, el momento nominal se obtiene respecto al centroide de la sección así:

$$M_n = \sum(F_i * d_i) \quad (25)$$

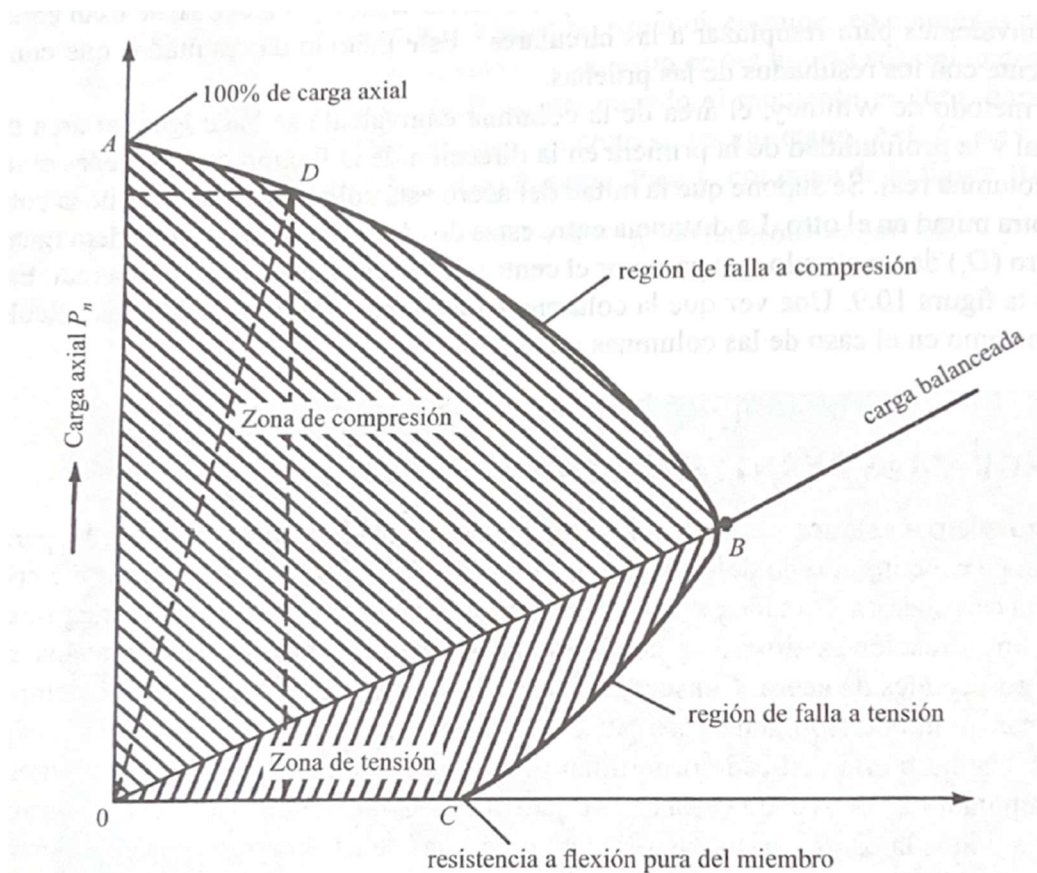
7. Iteración, derivada de repetir el proceso para diferentes posiciones del eje neutro “C”, con ello se generan puntos de resistencia nominal ($P_n ; M_n$) que al unirlos producen la curva de iteración P-M.

El diagrama de iteración presenta tres zonas características:

- **Compresión pura:** punto superior del diagrama (P_o), dado por la Sección 22.4.2.2 del ACI.
- **Flexión pura:** punto derecho del diagrama, donde $P_n = 0$ y la resistencia corresponde al momento nominal de la sección.
- **Flexo-compresión intermedia:** zona curva entre los dos extremos, que representa las condiciones de carga más comunes en la práctica.

Figura 7

Representación gráfica del diagrama de iteración de una columna



Nota. Ejemplo adaptado de Diagrama de Interacción de columna, Figura 10.10 del libro “*Diseño de concreto reforzado – McCormac*”, pág. 284 8 va edición.

De acuerdo con el autor en el diseño, el par de solicitaciones de carga última (P_U, M_U) debe compararse con el dominio definido por la curva de interacción reducida ($\phi P_n, \phi M_n$):

- Si cae dentro de la curva la sección **cumple**.

- Si cae fuera la columna debe **rediseñarse** (incrementar sección, mejorar refuerzo o cambiar disposición estructural).

Este método asegura que el diseño de columnas bajo flexo-compresión sea seguro y coherente con la filosofía de diseño por resistencia (McCormac & Brown, 2018).

2.8.6 REQUERIMIENTOS DE DISEÑO PARA ELEMENTOS ESBELTOS

El comportamiento de las columnas esbeltas difiere del de las columnas cortas debido a la influencia de los efectos de inestabilidad y de segundo orden ($P-\Delta$), los cuales incrementan los desplazamientos laterales y modifican la distribución de esfuerzos internos. A medida que aumenta la esbeltez del elemento, los momentos flectores tienden a amplificarse, afectando la capacidad resistente y estabilidad global de la columna (Park & Paulay, 1975). Asimismo, el ACI 318-19, en su Capítulo 6.6, establece criterios de esbeltez y procedimientos de análisis que permiten incorporar dichos efectos dentro del diseño estructural (ACI, 2019).

Criterio de Esbeltez

La relación de una columna se evalúa con el cociente de:

$$\lambda = \frac{KL}{r} \quad (26)$$

Donde:

K = factor de longitud efectiva, según ACI 318-19⁹, (Depende de las condiciones de apoyo)

L = Longitud no arriostrada de la columna

$r = \sqrt{\frac{I}{Ag}}$ radio de giro de la sección transversal

⁹ ACI 318 – 19 sección 6.6.4.4 criterios para elementos esbeltas.

El reglamento establece, en particular en la sección 6.2.5 que se deben considerar los efectos de segundo orden cuando

$$\frac{KL}{r} > 34 - 12 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \quad (27)$$

Donde:

M_1/M_2 = Relación de momentos en los extremos de la columna (se toma negativa si generan curvatura simple). Este criterio permite distinguir entre columnas “cortas” (donde los efectos de esbeltez pueden despreciarse) y columnas “esbeltas” donde debe incluirse explícitamente).

En las columnas esbeltas, la carga axial amplifica los desplazamientos laterales, generando momentos adicionales, para incorporar este efecto el ACI permite dos métodos de análisis:

1. **Método de Amplificación de Momentos** (Simplificado)

Donde el momento de diseño se amplifica mediante un factor " δ " ACI sección 6.6.4.5.2, utilizando las siguientes formulas:

$$M_U * = \delta * M_U \text{ teniendo en cuenta que } \delta = \frac{1}{1 - \frac{P_u}{P_{cr}}}$$

2. **Método riguroso** (análisis de segundo orden), donde se realiza un análisis estructural que considera de manera directa la deformación por efectos de inestabilidad, este método se recomienda en estructuras con gran altura.

El cálculo de la carga critica de pandeo P_{cr} se fundamenta en la ecuación de Euler:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(KL)^2} \quad (28)$$

Donde:

E = módulo de elasticidad del concreto, definido en **ACI 318 -19**¹⁰, como: $E =$

$$4700\sqrt{f'_c}$$

I = momento de inercia de la sección

KL = longitud efectiva de pandeo (mm).

El valor de P_{cr} se usa en la fórmula de δ para calcular los momentos amplificados de diseño.

En el caso de columnas con riesgo de desplazamiento lateral (los denominados pórticos no arriostrados), el reglamento introduce el **método de magnificación de momentos**, descrito en la **Sección 6.6.4.6.1**¹¹, donde los momentos de diseño en los extremos de la columna se calculan como:

$$M_1 = M_{1ns} + \delta_s M_{1s} \text{ (sección 6.6.4.6.1 a) (29)}$$

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s M_{2s} \text{ (sección 6.6.4.6.1 b) (30)}$$

Donde:

- M_{1ns}, M_{2ns} = momentos sin considerar efectos de segundo orden.
- M_{1s}, M_{2s} = momentos debido al desplazamiento lateral.
- δ = factor de amplificación de momentos secundarios

Con este procedimiento el ACI garantiza que los momentos de diseño incluyan tanto las excentricidades de carga como los efectos adicionales por inestabilidad estructural.

¹⁰ ACI 318 -19 sección 19.2.2.1 definición de módulo de elasticidad del concreto.

¹¹ ACI 318-19 método de magnificación de momentos.

El ACI también establece que las columnas esbeltas deben garantizar una **adecuada confinación del concreto** mediante el refuerzo transversal (estribos o espirales). Esto se debe a que los efectos de esbeltez incrementan la demanda de ductilidad en la zona comprimida. Dichos requisitos se detallan en las Sección 10.7.3 y Sección 18.7, en especial para estructuras en zonas de alta sismicidad.

El diseño de columnas esbeltas implica una verificación más exigente que en columnas cortas:

- No basta con calcular la resistencia nominal a compresión y flexión (P_n, M_n).
- Es obligatorio incluir la **amplificación de momentos** mediante el factor δ
- Debe verificarse que la columna tenga suficiente **confinamiento transversal** para evitar fallas frágiles.

En consecuencia, el análisis normativo asegura que las columnas esbeltas, aunque más vulnerables a la inestabilidad, puedan diseñarse de manera segura dentro de la filosofía de **diseño por resistencia**.

2.9 CIMENTACIONES SUPERFICIALES

2.9.1 DEFINICIÓN Y CAPACIDAD DE CARGA

Las cimentaciones superficiales son elementos estructurales cuya función principal es transmitir las cargas de la superestructura hacia el terreno, distribuyéndolas de manera que las tensiones generadas no superen la capacidad portante del suelo ni provoquen asentamientos excesivos o diferenciales.

Se consideran superficiales aquellas cimentaciones cuya profundidad de desplante es relativamente pequeña en comparación con sus dimensiones horizontales, usualmente cuando la relación entre profundidad y ancho no supera 4.

Entre los tipos más comunes se encuentran las zapatas aisladas, zapatas combinadas, zapatas corridas y losas de cimentación. Estas cimentaciones se emplean en terrenos con capacidad portante adecuada a poca profundidad y en estructuras de mediana altura, donde las cargas transmitidas no justifican el uso de cimentaciones profundas (pilotes).

La capacidad de carga del suelo se define como la presión máxima que puede soportar el terreno sin experimentar falla por corte ni asentamientos excesivos. En el diseño de cimentaciones superficiales es fundamental evaluar la resistencia del terreno y garantizar un adecuado factor de seguridad.

Para este análisis, los métodos clásicos de la mecánica de suelos se basan en la teoría del equilibrio límite, entre los cuales destacan los planteados por Rankine, Coulomb y Mononobe-Okabe, los cuales permiten estimar presiones de tierra activa y pasiva, aplicables tanto en el cálculo de capacidad de carga como en la verificación de estabilidad de muros de contención asociados a cimentaciones.

Método de Rankine

El método propuesto por Rankine (1857) constituye uno de los primeros enfoques teóricos empleados para estimar las presiones laterales del suelo sobre estructuras de contención y cimentaciones. Esta teoría considera un suelo idealizado con comportamiento homogéneo e isotrópico, asumiendo superficies de falla planas y despreciando la interacción por fricción entre el suelo y la estructura (Das, 2019; Bowles, 1997).

El método contempla dos condiciones principales de comportamiento del terreno:

Presión activa: ocurre cuando la estructura se desplaza alejándose del suelo, permitiendo que éste reduzca progresivamente la presión lateral ejercida.

Presión pasiva: se presenta cuando la estructura se desplaza hacia el terreno, generando un incremento de la resistencia del suelo y de las presiones laterales movilizadas.

Los coeficientes de empuje activo y pasivo dependen principalmente del ángulo de fricción interna del suelo ϕ , permitiendo estimar las presiones laterales que actúan sobre la estructura (Das, 2019).

Método de Coulomb

El método desarrollado por Coulomb (1776) amplía los planteamientos de Rankine al incorporar la influencia de la fricción entre el suelo y la estructura, así como la geometría del terreno y la inclinación del paramento de contención. A diferencia de Rankine, este método considera un mecanismo de falla basado en el equilibrio límite de un prisma de suelo potencialmente inestable, delimitado por una superficie de deslizamiento (Bowles, 1997; Das, 2019).

Debido a estas consideraciones adicionales, el método de Coulomb permite representar de forma más realista ciertas condiciones de interacción suelo–estructura, particularmente en cimentaciones y muros sometidos a configuraciones geométricas variables.

Método de Mononobe-Okabe

El método de Mononobe-Okabe (1929–1931) representa una extensión estática de la teoría de Coulomb para el análisis de empujes laterales del suelo bajo condiciones sísmicas. Este enfoque incorpora los efectos inerciales generados durante un evento sísmico mediante coeficientes de aceleración horizontal (K_h) y vertical (K_v), permitiendo considerar la influencia de las fuerzas dinámicas sobre el equilibrio del prisma potencial de falla del suelo (Das, 2019).

A diferencia de los métodos estáticos convencionales, el método de Mononobe-Okabe considera el incremento o reducción de las presiones laterales del terreno debido a las aceleraciones inducidas por el sismo, proporcionando una aproximación para el análisis de estabilidad en estructuras de contención y cimentaciones sometidas a acciones sísmicas (Das, 2019).

Las cimentaciones superficiales (zapatas aisladas, combinadas y con viga de amarre) transmiten las cargas de la superestructura a estratos poco profundos del terreno, a profundidades generalmente menores que el ancho de la cimentación. Su dimensionamiento exige compatibilizar: (a) capacidad portante del suelo y asentamientos admisibles (criterios geotécnicos), y (b) resistencia y detallado del elemento de concreto reforzado (criterios estructurales).

En la práctica se parte de una presión admisible (q_{adm}) provista por el estudio geotécnico (*se pueden emplear los métodos de Terzaghi, Meyerhof, Hansen o Vesic*), se obtiene un área bruta mínima (A_f) y luego se verifican flexión y cortantes del elemento de concreto.

2.9.2 COMPORTAMIENTO DE CIMENTACIÓN AISLADA

Modelo de cargas y presión de contacto (Conceptos de geotecnia)

En el dimensionamiento en planta de una zapata se parte de la presión admisible del suelo q_{adm} (estudio geotécnico) y cargas de servicio P_{serv} y el área mínima se estima por estática, como se muestra:

$$A_f \geq \frac{P_{serv}}{q_{adm}} \quad (31)$$

Con la planta adoptada B×L y las **cargas de diseño** (mayoradas) P_u y momento M_u , la **presión mayorada** promedio es:

$$q_u = \frac{P_u}{A_f} \quad (32)$$

Cuando la resultante de cargas actúa a través del centroide del área de cimentación, la distribución de presiones del terreno puede asumirse aproximadamente uniforme planteando una carga uniforme en el elemento de acuerdo con: $q_u = P_u/A_f$. Sin embargo, en presencia de excentricidades e la presión de contacto presenta una distribución lineal, generando incrementos y reducciones de esfuerzo en distintas zonas de la zapata (Terzaghi et al., 1996):

$$q_{(x)} = \frac{P_u}{A_f} \pm \frac{M_u}{W} \Rightarrow q_{max/min} = \frac{P_u}{A_f} \pm \frac{6M_u}{BL^2} \quad (33)$$

donde W es el **módulo de sección** del rectángulo (del eje considerado), B y L son ancho y longitud de la zapata. Este control sirve para evitar **tracciones** en la interfaz suelo-zapata.

Secciones críticas

Para zapatas aisladas de concreto reforzado el ACI 318-19 define ubicaciones normativas para evaluar acciones internas en zapatas (*con ello se pretende enlazar la geotecnia con el diseño por resistencia*):

- Momento flector en la cara del soporte (columna/pedestal). Sección 13.2.7.1 define la ubicación de la sección
- Cortante unidireccional (one-way) a una **distancia d** desde la cara del soporte; la resistencia se evalúa con **Sección. 22.5** (cortante unidireccional). En zapatas, el factor de efecto de tamaño puede omitirse por de acuerdo con la sección 13.2.6.2.
- Cortante bidireccional (punzonamiento) sobre un perímetro crítico, alrededor del soporte. Para columnas/pedestales monolíticos, el perímetro se toma típicamente a $d/2$ de la cara del área cargada; el diseño se rige por la sección 22.6 del ACI.

2.9.3 COMPORTAMIENTO DE CIMENTACIÓN COMBINADA

Las cimentaciones combinadas son elementos estructurales de concreto reforzado que soportan dos o más columnas mediante una sola zapata, distribuyendo las cargas hacia el suelo de forma conjunta. Este tipo de cimentación se emplea principalmente cuando las zapatas aisladas se traslapan o cuando una de las columnas se encuentra cercana a un límite de propiedad, impidiendo el uso de una zapata centrada. En este

sentido, las cimentaciones combinadas permiten mejorar la distribución de esfuerzos en el suelo y garantizar un comportamiento más uniforme del sistema suelo–estructura.

Desde el punto de vista estructural, una cimentación combinada puede analizarse como una viga de cimentación o losa rígida apoyada sobre un medio elástico, en la cual las cargas concentradas de las columnas generan momentos flectores y esfuerzos cortantes a lo largo del elemento (McCormac & Brown, 2018).

Para lograr un comportamiento adecuado, es fundamental que la resultante de las cargas coincida o se acerque al centroide del área de la zapata, con el fin de obtener una distribución de presiones uniforme o aproximadamente uniforme, cuando existe excentricidad, se generan:

- Distribuciones no uniformes de presión en el suelo.
- Incremento de esfuerzos en zonas específicas.
- Mayor riesgo de asentamientos diferenciales.

Adicionalmente, la cimentación debe diseñarse para resistir:

- Flexión longitudinal, producto de la separación entre columnas.
- Cortante unidireccional, especialmente en zonas cercanas a apoyos.
- Punzonamiento, en el área de contacto con las columnas.

Distribución de presiones de contacto

La presión transmitida al suelo por una cimentación combinada depende de la posición de la resultante de cargas. Si esta coincide con el centroide del área, la presión es uniforme; en caso contrario, se produce una distribución trapezoidal o triangular.

La presión de contacto puede determinarse mediante la expresión:

$$q = \frac{P}{A} \pm \frac{M}{S} \quad (34)$$

Donde:

P = carga total aplicada

A = área de la cimentación

M = momento respecto al eje considerado

S = módulo de sección.

Es fundamental garantizar que la presión máxima no exceda la capacidad portante admisible del suelo, evitando fallas por corte general o local.

Interacción suelo – estructura

El comportamiento real de una cimentación combinada está influenciado por la interacción entre el suelo y la estructura, considerando que el suelo es un material deformable y no un soporte rígido.

Este comportamiento se modela comúnmente mediante el concepto de módulo de reacción del suelo (k), el cual relaciona la presión aplicada con el asentamiento generado.

De acuerdo con la naturaleza del suelo:

- En suelos granulares densos se presenta menor deformación y un comportamiento más rígido.
- En suelos cohesivos o blandos existe mayor deformación y redistribución de esfuerzos.

El análisis adecuado de esta interacción es esencial para evitar errores en la estimación de esfuerzos internos y deformaciones (Terzaghi et al., 1996).

Asentamientos en cimentaciones combinadas

Los asentamientos constituyen uno de los principales criterios de diseño en cimentaciones superficiales. En el caso de cimentaciones combinadas, se presentan:

Asentamientos totales, que afectan globalmente a la estructura y Asentamientos diferenciales, que generan distorsiones estructurales.

Los asentamientos diferenciales son especialmente críticos, ya que pueden inducir esfuerzos adicionales en vigas, columnas y muros, comprometiendo la integridad estructural.

El análisis de asentamientos depende de:

- Propiedades mecánicas del suelo.
- Magnitud y distribución de cargas.
- Geometría de la cimentación.

Por lo tanto, es indispensable verificar que los asentamientos se mantengan dentro de límites permisibles establecidos en la práctica geotécnica.

CAPÍTULO 3.0 SOFTWARE DE APLICACIÓN MATHCAD

3.1 HISTORIA DEL SOFTWARE MATHCAD

MathCad es un software de cálculo matemático creado a mediados de la década de 1980 por MathSoft Inc., con el objetivo de ofrecer una herramienta intuitiva que combinara la escritura matemática tradicional con el poder de una computadora. De acuerdo con la información en la Web, la primera versión comercial fue lanzada en 1986, distinguiéndose de otros programas de la época por su capacidad de mostrar las fórmulas en un formato similar al utilizado en papel, lo cual facilitaba su comprensión y reducía la posibilidad de errores de transcripción. (AcademiaLab, 2024).

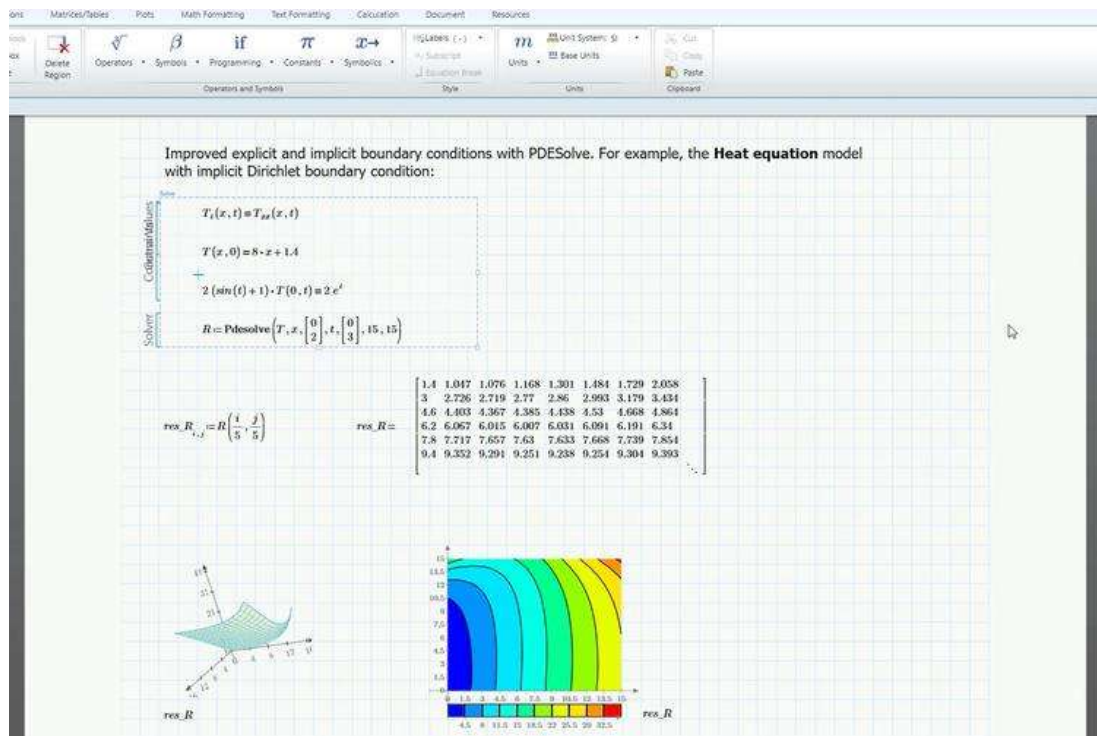
La interfaz que proporciona el entorno de cálculo de MathCad se caracteriza por el uso de un cuaderno interactivo tipo pizarra en blanco, en la que se pueden desarrollar diversos cálculos de tipo matemáticos, creando ecuaciones, expresiones y/o gráficos, con el paso del tiempo, MathCad evolucionó hacia versiones más robustas que incorporaron la gestión automática de unidades físicas, herramientas de programación básica y capacidades gráficas. En el año 2006, el software pasó a ser propiedad de la empresa PTC (Parametric Technology Corporation), que lo integró dentro de su portafolio de soluciones para ingeniería. Actualmente se distribuye bajo el nombre de PTC MathCad Prime, en constante actualización para responder a las necesidades de ingenieros y científicos de diversas áreas. La permanencia de MathCad en el mercado por más de tres décadas demuestra su relevancia como herramienta académica y profesional, particularmente en disciplinas que requieren cálculos estructurados y documentados, como la ingeniería civil (AcademiaLab, 2024).

3.2 PRINCIPALES CARACTERÍSTICAS DE MATHCAD

La interfaz central de Mathcad es un cuaderno interactivo en el que se crean y manipulan ecuaciones y expresiones en el mismo formato gráfico en el que se presentan. Este enfoque fue adoptado por sistemas como Mathematica, Maple, Macsyma, MATLAB y Jupyter. MathCad hoy incluye algunas de las capacidades de un sistema de álgebra informática, pero sigue orientado hacia la facilidad de uso y la documentación de aplicaciones de ingeniería numérica (AcademiaLab, 2024).

Figura 8

Representación visual del área de trabajo de mathcad



Nota. Imagen de Interfaz de usuario de MathCad Prime 10, AcademiaLab, 2024, (<https://3dcad.news/es/mathcad-10-vision-general-de-la-nueva-version-de-mathcad-prime-10/>.) CC BY-NC-ND

Entre las cualidades que distinguen a MathCad frente a otros programas de cálculo destacan:

- Interfaz intuitiva: Permite la escritura de expresiones matemáticas en formato natural, similar a lo que se realiza en papel.
- Gestión de unidades: Reconoce, convierte y valida automáticamente las unidades de medida, reduciendo errores en cálculos de ingeniería.
- Integración de texto y fórmulas: Un mismo documento puede contener explicaciones, fórmulas, resultados y gráficas, lo que facilita la elaboración de memorias de cálculo.
- Automatización: Es posible crear plantillas reutilizables, lo cual ahorra tiempo en procesos repetitivos.
- Compatibilidad con estándares matemáticos: Incorpora funciones avanzadas de álgebra, cálculo diferencial e integral, álgebra matricial y programación básica.

Mathcad es parte de un sistema de desarrollo de productos más amplio desarrollado por PTC, que aborda los pasos analíticos en la ingeniería de sistemas. Se integra con Creo Elements/Pro, Windchill y Creo Elements/View de PTC. Su integración en vivo a nivel de funciones con Creo Elements/Pro permite que los modelos analíticos de Mathcad se utilicen directamente para controlar la geometría CAD, y su conocimiento estructural dentro de Windchill permite reutilizar y aplicar cálculos en vivo en múltiples modelos de diseño.

Actualmente se tiene la versión Mathcad prime 10.0 que es con la que se desarrolla el contenido de las hojas de cálculo para elementos de concreto tema principal del presente documento.

3.3 COMPARACIÓN CON HOJAS DE CÁLCULO TRADICIONALES

Una de las comparaciones más frecuentes al implementar PTC Mathcad en el ámbito ingenieril es con Microsoft Excel, debido a que ambos programas son ampliamente utilizados para la automatización de cálculos y el procesamiento de información técnica. Sin embargo, aunque ambas herramientas pueden emplearse para resolver problemas numéricos, presentan diferencias importantes en la forma de estructurar y visualizar los procedimientos matemáticos.

Entre las principales diferencias puede mencionarse que, en Excel, los cálculos se desarrollan mediante celdas interrelacionadas y fórmulas programadas, lo que puede dificultar la interpretación del procedimiento cuando las hojas contienen gran cantidad de operaciones o referencias cruzadas. Por otra parte, Mathcad utiliza una notación matemática similar a la escritura convencional empleada en ingeniería, permitiendo representar ecuaciones y variables de manera más intuitiva y comprensible para el usuario.

Asimismo, una característica relevante de Mathcad es la administración automática de unidades, lo que reduce el riesgo de errores asociados a conversiones manuales y favorece una mayor consistencia en los resultados obtenidos. En contraste, Excel requiere que dichas conversiones sean realizadas de forma independiente por el usuario, aumentando la posibilidad de inconsistencias cuando se trabaja con diferentes sistemas de unidades. No obstante, Excel continúa siendo una herramienta ampliamente útil para la gestión de grandes volúmenes de datos, el manejo de bases de información y la integración con otros entornos de análisis, razón por la cual ambas aplicaciones pueden considerarse complementarias dependiendo del tipo de proyecto y los objetivos del cálculo desarrollado (PTC, 2023; Microsoft, 2024).

A pesar de las diferencias previamente expuestas, Excel continúa ofreciendo ventajas importantes en el manejo de grandes volúmenes de datos y la integración con bases de información externas, por lo que puede considerarse una herramienta complementaria a Mathcad en proyectos de mayor alcance.

3.4 APLICACIONES Y USO EN LA INGENIERÍA CIVIL

La interfaz de Mathcad permite a los usuarios combinar una variedad de elementos diferentes (matemáticas, texto descriptivo e imágenes de apoyo) en una hoja de trabajo, en la que los cálculos dependientes se recalculan dinámicamente a medida que cambian las entradas. Esto permite una manipulación sencilla de variables de entrada, suposiciones y expresiones. La funcionalidad de Mathcad incluye:

- Numerosas funciones numéricas para estadísticas, análisis de datos, procesamiento de imágenes y procesamiento de señales;
- Verificación y simplificación de la dimensión Ubiquitous;
- Solución de sistemas de ecuaciones, como los ODE y los PDE utilizando varios métodos;
- Búsqueda de raíces para polinomios y otras funciones;
- Manipulación simbólica de expresiones matemáticas;
- Trama de datos paramétricos 2D y 3D y trama de datos discretos;
- Promedio estándar, expresiones matemáticas legibles dentro de los constructos del programa integrado;
- Estadística y diseño de funciones de experimentos y tipos de trama, y evaluación de distribuciones de probabilidad;

- Importar y exportar a otras aplicaciones y tipos de archivos, como Microsoft Excel y MathML;
- Referencias cruzadas a otras hojas de trabajo de Mathcad;
- Integración con otras aplicaciones de ingeniería, como CAD, FEM, BIM y Simulation, para ayudar en el diseño de productos, como AutoCAD, ANSYS, Revit.

Aunque Mathcad está principalmente orientado a no programadores, también se utiliza en proyectos más complejos para visualizar resultados de modelado matemático mediante el uso de computación distribuida y el acoplamiento con programas escritos utilizando lenguajes más tradicionales como C++, (AcademiaLab, 2004).

Actualmente muchos ingenieros estructuralistas y diseñadores inclinan su balanza a combinar esta poderosa herramienta y Microsoft Excel para el cálculo de diversos elementos estructurales, la existencia de esta herramienta, si bien, requiere cierto grado de conocimiento de lenguaje de programación se presenta de manera muy intuitiva para proporcionar al usuario facilidad de mostrar resultados de manera ordenada, permitiendo generar reportes detallados (de acuerdo al gusto del usuario) de todos los cálculos ejecutados para la determinación de capacidades de carga en elementos, revisión y/o verificación de fuerzas actuantes, uso de diagramas de comportamiento y graficas de iteraciones que permiten resumir mejor lo que el ingeniero quiere comunicar acerca de los resultados obtenidos.

El uso de MathCad en la ingeniería civil se ha consolidado en diversas áreas, especialmente en el cálculo y diseño estructural. Entre sus aplicaciones más relevantes se encuentran:

- Diseño de elementos estructurales: verificación de vigas, columnas, muros de corte, losas y cimentaciones superficiales.
- Análisis de cargas: combinación de cargas gravitacionales, sísmicas y de viento de acuerdo con normativas internacionales.
- Generación de memorias de cálculo: integración de resultados en un formato profesional que permite presentar la justificación técnica de cada diseño.
- Optimización: posibilidad de modificar parámetros de manera ágil para evaluar alternativas de diseño y seleccionar la más eficiente.

Uno de los aportes más significativos de **PTC Mathcad** al trabajo del ingeniero civil es su capacidad para automatizar procesos repetitivos mediante la creación de plantillas de cálculo, permitiendo diseñar y verificar rápidamente elementos como vigas, columnas o zapatas con diferentes parámetros, sin necesidad de rehacer completamente los procedimientos.

Asimismo, Mathcad permite estructurar hojas de cálculo que integran ecuaciones, explicaciones textuales, referencias normativas y gráficos, facilitando la trazabilidad del procedimiento de cálculo y mejorando la presentación técnica de los resultados. Esto favorece que el documento generado pueda utilizarse tanto como herramienta de diseño como soporte para procesos de revisión y supervisión técnica (PTC, 2023).

Automatización en el Diseño estructural

Uno de los aportes más significativos de MathCad al trabajo del ingeniero civil es su capacidad de automatizar procesos repetitivos esto mediante la creación de plantillas de cálculo, en las que se permita diseñar y a su vez verificar rápidamente elementos como vigas o zapatas con diferentes parámetros sin necesidad de rehacer todos los procedimientos.

MathCad permite al ingeniero estructurar plantillas de manera que incluyan no solo las fórmulas, sino también explicaciones textuales, referencias normativas y gráficas, de modo que el documento final sirva directamente como memoria de cálculo para entregar a revisión o supervisión, ofreciendo una herramienta de apoyo significativa para el profesional y la presentación de su trabajo.

Integración con Normativas de Diseño

Mathcad permite incorporar parámetros y ecuaciones fundamentadas en normativas internacionales de diseño estructural, como el ACI 318-19, utilizado como base para el diseño de elementos de concreto reforzado en el presente estudio. Esta capacidad facilita al ingeniero adaptar procedimientos de cálculo conforme a requisitos normativos específicos, reduciendo errores y promoviendo una mayor consistencia en los procesos de diseño estructural (ACI Committee 318, 2019).

De este modo, el software no solo agiliza el proceso de cálculo, sino que también asegura el cumplimiento de criterios de diseño establecidos en reglamentos oficiales.

Compatibilidad con otros Software de Ingeniería

En el entorno profesional, los ingenieros civiles utilizan diversos programas para modelar, analizar y diseñar estructuras. En este sentido, es importante identificar la compatibilidad que posee MathCad de trabajar con otros softwares, se detallan a continuación aspectos claves a considerar:

- **ETABS y SAP 2000:** MathCad no realiza directamente el modelado estructural ni el análisis de cargas sísmicas complejas. Sin embargo, puede complementar estos programas al generar memorias de cálculo automáticas basadas en la exportación de datos resultado.
- **Excel:** Existe la posibilidad de importar y exportar datos entre MathCad y Excel, lo que permite aprovechar la capacidad de Excel en el manejo de tablas extensas y, al mismo tiempo, la claridad matemática de MathCad en la documentación.
- **MATLAB:** Aunque MathCad no alcanza la potencia de MATLAB en programación de matemática avanzada, es posible enlazar resultados mediante exportación de archivos de texto o matrices.
- **AutoCAD/Revit:** La compatibilidad es más limitada, pues MathCad no trabaja en entornos gráficos, aunque puede usarse como soporte documental de los cálculos estructurales que luego se implementan en los modelos CAD/BIM.

En síntesis, MathCad no sustituye a los programas especializados de modelado estructural, pero se convierte en un aliado estratégico al ordenar, verificar y presentar los cálculos de forma clara, transparente y conforme a normativas. Su mayor fortaleza radica en la documentación académica y profesional, donde la trazabilidad del cálculo es fundamental.

En el marco de esta investigación, MathCad fue empleado para el diseño y verificación de distintos elementos estructurales: vigas, columnas, muros y zapatas. A partir de la creación de hojas de cálculo parametrizadas, se logró:

- Reducir el tiempo de cálculo en diseños repetitivos.
- Obtener memorias de cálculo claras, listas para revisión.
- Facilitar la incorporación de cambios en parámetros normativos o geométricos sin rehacer todo el procedimiento.

Estos casos evidencian la utilidad del software como herramienta práctica y confiable dentro del proceso de diseño estructural.

CAPÍTULO 4.0 ELABORACIÓN DE HOJAS DE CÁLCULO EN SOFTWARE MATHCAD

En este capítulo se presenta la elaboración de hojas de cálculo aplicadas al diseño de distintos elementos de concreto reforzado, utilizando el software PTC Mathcad como herramienta principal. El desarrollo se orienta a sistematizar los procedimientos de cálculo definidos en la normativa estructural, permitiendo no solo la verificación numérica de los resultados, sino también la generación de memorias técnicas claras y listas para su presentación formal.

Los elementos estructurales considerados en este trabajo corresponden a los más representativos dentro del diseño en concreto reforzado: **vigas, columnas, muros y cimentaciones superficiales**. Para cada uno de ellos se describe la programación de las fórmulas, la incorporación de parámetros normativos y la organización de los resultados en un formato que integre precisión matemática y claridad documental. De este modo, las hojas de cálculo constituyen una herramienta práctica que apoya tanto la labor profesional como el proceso académico en la ingeniería civil.

4.1 HOJA DE CÁLCULO PARA VIGAS

4.1.1 VERIFICACIÓN DE HOJA DE CÁLCULO DE VIGAS

Para el proceso de validación de las hojas de cálculo, se procederá a revisar y comparar los resultados obtenidos con un ejercicio proporcionado por el asesor, con el fin de verificar la coherencia entre los resultados derivados del cálculo manual y los generados mediante la hoja de cálculo. Esta comparación permitirá comprobar la exactitud de los cálculos asociados a la elaboración del diagrama Momento–Curvatura, así como los resultados del comportamiento de la viga ante esfuerzos de flexión, cortante

y torsión. Se presentan las comparaciones gráficas correspondientes entre los resultados obtenidos mediante la hoja de cálculo y los del ejercicio de referencia, con el propósito de evidenciar la concordancia entre ambos procedimientos. Presentamos los datos de entrada indicados en el ejercicio propuesto (**Ver anexo 1 – Ejercicio propuesto para verificación de cálculos para diagrama Momento – Curvatura**), los cuales ingresaremos también en el entorno de la hoja de cálculo generada como se muestra:

Figura 9

Datos de entrada tomados de ejercicio de verificación en hoja de cálculo

DATOS DE EJERCICIO			HOJA DE CALCULO		
PROPUESTO					
1. Diagrama momento - curvatura viga simplemente reforzada Datos de entrada: Condiciones geométricas de la viga: $b = 30 \text{ cm}$ ancho de viga $h = 60 \text{ cm}$ alto de viga $rec = 4 \text{ cm}$ recubrimiento $d_{est} = 0.95 \text{ cm}$ diámetro del estribo $d = h - \frac{d_{est}}{2} - rec$ calculo de ancho efectivo $d = 55.53 \text{ cm}$ ancho efectivo Condiciones del concreto: $f'_c = 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ resistencia del concreto $E_c = 15100 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ modulo de elasticidad del concreto $E_c = 252671.33 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ modulo de elasticidad del concreto $\epsilon_{cy} = \frac{f'_c}{E_c} = 0.00110816$ deformación de fluencia del concreto Condiciones del acero: $f_y = 3500 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ resistencia del acero $E_s = 2.03 \cdot 10^6 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ Ingrese el modulo de elasticidad del acero $\epsilon_{sy} = \frac{f_y}{E_s} = 0.0017241$ deformación de fluencia del acero			Condiciones geométricas de la viga: $b = 30 \text{ cm}$ ancho de viga $h = 60 \text{ cm}$ alto de viga $rec = 4 \text{ cm}$ recubrimiento $d_{est} = 0.95 \text{ cm}$ diámetro del estribo $d = h - \frac{d_{est}}{2} - rec$ calculo de ancho efectivo $d = 55.53 \text{ cm}$ ancho efectivo Condiciones del concreto: $f'_c = 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ resistencia del concreto $E_c = 15100 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ modulo de elasticidad del concreto $E_c = 252671.33 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ modulo de elasticidad del concreto $\epsilon_{cy} = \frac{f'_c}{E_c} = 0.00110816$ deformación de fluencia del concreto Condiciones del acero: $f_y = 3500 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ resistencia del acero $E_s = 2.03 \cdot 10^6 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ Ingrese el modulo de elasticidad del acero $\epsilon_{sy} = \frac{f_y}{E_s} = 0.0017241$ deformación de fluencia del acero		
Data viga $f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$ Fluencia del concreto $ecu = 0.003$ Deformación ultima del concreto $f_y = 3500 \text{ kg/cm}^2$ Fluencia del acero $A_s = 11.4 \text{ cm}^2$ Area de acero $A'_s = 7.76 \text{ cm}^2$ Area de acero a compresión $E_c = 252671 \text{ kg/cm}^2$ Modulo de elasticidad del concreto $E_s = 2.03E+06 \text{ kg/cm}^2$ Modulo de elasticidad del acero $E'_s = 2.00E+05 \text{ kg/cm}^2$ Modulo de elasticidad del acero a compresión $b = 30.0 \text{ cm}$ Ancho de viga $h = 60.0 \text{ cm}$ Alto de viga $d = 55.5 \text{ cm}$ Distancia al eje neutro $d' = 6.0 \text{ cm}$ Ancho efectivo del acero a compresión			Condiciones iniciales del acero de la viga a flexión: $A_{sup} := 2 \cdot (3.88) \text{ cm}^2$ Ingrese el numero de barras por el área de la barra cm $A_{sup} = 7.76 \text{ cm}^2$ $A_{inf} := 4 \cdot (2.85) \cdot \text{cm}^2$ Ingrese el numero de barras por el área de la barra cm $A_{inf} = 11.4 \text{ cm}^2$ $d_{sup} := rec + d_{est} + \frac{2.22 \text{ cm}}{2} = 6.06 \text{ cm}$ calculo de ancho efectivo del acero a compresión Disposición del acero de refuerzo:(para el grafico de viga) N° barras superior: $n_{sup} := 2$ N° barras inferior: $n_{inf} := 4$ Área de acero: $A_s := n_{inf} \cdot A_{sup}$		

Nota. Datos de ejercicio propuesto para revisión de funcionamiento de hoja de Viga desarrollada en MathCad.

Una vez revisamos e ingresamos todos los datos de entrada requeridos, procedemos a generar los valores del diagrama, por ello verificamos el primer calculo, relacionado al **Momento que produce agrietamiento**, así como su curvatura, el cálculo manual obtenido del ejemplo que usamos arroja el siguiente resultado:

Figura 10

Datos de ejercicio propuesto para verificación de hojas en mathcad

Momento que produce el agrietamiento				
EQUILIBRIO		$Cc + Cs = Tc + Ts$		COMPATIBILIDAD GEOMETRICA
Esfuerzos				ϵ_r h-c ϵ_s d-c ϵ_{cc} c ϵ_s' c-d'
ϵ_s	0.000112			
ϵ_c	0.000136			
ϵ_s'	0.000109			
f_{cc}	34.39			
f'_s	221.77			
f_s	228.26			
f_r	33.47			
Fuerzas				
Cc	15685.85			
Cs	1771.29			
Ts	2602.16	0.0000		$c = 30.408$
Tc	14854.99			
Momento de Agrietamiento (respecto a eje Neutro)		Curvatura		
Magr =	7.20E+05 kg-cm	$\kappa_{agr} =$	4.48E-06	
Magr =	7.20 Ton-m			

Nota. Resultados de cálculo para Momento y curvatura que producen agrietamiento en la Viga adaptado de Ejemplo propuesto por asesor para verificación de resultados.

De la figura 2, se obtiene un valor para momento que produce agrietamiento de 7.20 Ton-m y una curvatura de 4.48×10^6 , obtenidos del cálculo manual, ahora procedemos a verificar que estos valores sean los mismos que se obtienen resultado de los cálculos que realiza la hoja generada en Mathcad, como se muestra a continuación:

Figura 11

Revisión de datos para verificación de resultados en ejercicio propuesto versus hoja de cálculo en estado de agrietamiento

$$\frac{\varepsilon_r \cdot (c_{agr} - d_{sup}) \cdot E_s}{(h - c_{agr})} \cdot A_{sup} + \frac{(\varepsilon_r \cdot c_{agr} \cdot E_c)}{(h - c_{agr})} \cdot \frac{b \cdot c_{agr}}{2} - \frac{f_r \cdot b \cdot (h - c_{agr})}{2} - \left(\frac{\varepsilon_r \cdot (d - c_{agr}) \cdot E_s}{(d - c_{agr})} \right) \cdot A_{inf} \xrightarrow{\text{solve}} c_{agr} = 30.642365644280495997 \cdot \text{cm}$$

$c_{agr} := 30.64 \text{ cm}$ *ingrese el valor de la solución del equilibrio*

Chequeo de esfuerzos:

$f_c := \frac{\varepsilon_r \cdot E_c}{(h - c_{agr})} \cdot \text{cm}$

$f_{xz} := \frac{\varepsilon_r \cdot (c_{agr} - d_{sup}) \cdot E_s}{(h - c_{agr})} = 225.1 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

$f_{x1} := \frac{\varepsilon_r \cdot (d - c_{agr}) \cdot E_s}{(h - c_{agr})}$

if $f_c \geq f_c$
 $f_c \leftarrow f_c$
 else
 $f_c \leftarrow \frac{\varepsilon_r \cdot E_c}{(h - c_{agr})} \cdot \text{cm}$

$f_c = 1.14 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

*chequear este valor
debe ser menor que
fluencia*

if $f_{xz} \geq f_y$
 $f_{xz} \leftarrow f_y$
 else
 $f_{xz} \leftarrow \frac{\varepsilon_r \cdot (c_{agr} - d_{sup}) \cdot E_s}{(h - c_{agr})}$

$f_{xz} = 225.1 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

*chequear este valor
debe ser menor que
fluencia*

if $f_{x1} \geq f_y$
 $f_{x1} \leftarrow f_y$
 else
 $f_{x1} \leftarrow \frac{\varepsilon_r \cdot (d - c_{agr}) \cdot E_s}{(h - c_{agr})}$

$f_{x1} = 227.89 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

*chequear este valor
debe ser menor que
fluencia*

Evaluando momento de agrietamiento:

$M_{agr} = 7.24 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$

Evaluando curvatura de agrietamiento:

$\Psi_{agr1} := \frac{\varepsilon_r}{h - c_{agr}}$

$\Psi_{agr1} = 0.0000045113 \frac{1}{\text{cm}}$

Nota. Resultados de cálculo para Momento y curvatura que producen agrietamiento en la Viga obtenidos del uso de Hoja de Cálculo para Vigas.

Como podemos observar en los resultados de la figura 3 provenientes del uso de la Hoja de Cálculo generada, obtenemos un valor de **7.24 Ton-m** y una curvatura de **4.5×10^6** , si bien no son datos exactamente iguales por la existencia de las cifras significativas, podemos determinar que los resultados son válidos y tienen congruencia.

Revisamos ahora el momento que produce fluencia en el acero, para ello nuevamente verificamos los datos del ejercicio que hemos tomado como referencia:

Figura 12

Datos de ejercicio propuesto para validación de hojas en mathcad

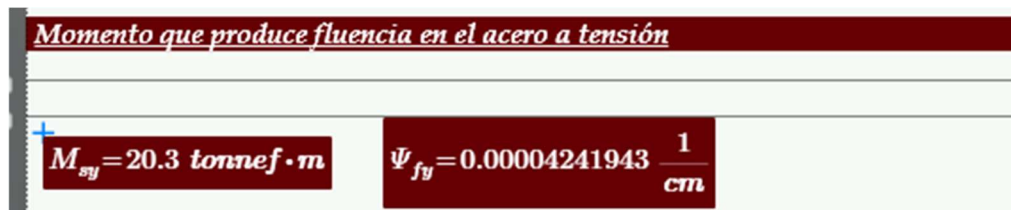
Momento que produce Fluencia en el Acero			
EQUILIBRIO		Cc + Cs = Tc + Ts	
		COMPATIBILIDAD GEOMETRICA	
		er	ey
		y1	d-c
		ecc	es'
		c	c -d'
ecc	0.0006306		
y1	3.123		
es'	0.000376		
fcc	159.34		
f's	763.63		
fs	3500		
Fuerzas			
Cc	35542.18		
Cs	5925.80		
Ts	39900.00		
Tc	1567.97		
			c = 14.871
Momento Fluencia en el Acero (respecto a eje Neutro)		Curvatura	
Msy =	2.03E+06 kg-cm	msy =	4.24E-05
Msy =	20.30 Ton-m		

Nota. Datos de cálculo para Momento y curvatura que producen Fluencia en el Acero, Ejemplo de propuesto para verificación de hojas de cálculo, Ing. Gutierrez, 2026

Ahora debemos revisar que este resultado se cumpla o este dentro de los parámetros permitidos del cálculo, por lo que procedemos a revisar los datos obtenidos en la hoja de cálculo:

Figura 13

Verificación de resultado de cálculo en hoja generada para Vigas



Nota. *Revisión de Datos Obtenidos en Hoja de Cálculo Elaborada Para el Momento y curvatura que Produce fluencia en el acero a tensión.*

En esta ocasión se omite el proceso de calculo que se muestra en la **figura 8** pues este es repetitivo en cada etapa del diagrama, por ello para no extender se muestra de manera directa el resultado obtenido en cada etapa, se verifica primero el momento que produce fluencia en el acero el cual es de **20.3 Ton-m** y una curvatura de **4.24 x 10⁵** con lo que nuevamente se verifican los cálculos.

Se continua la revisión con el Momento que produce fluencia en el concreto, según los resultados obtenidos del ejercicio propuesto tenemos los siguientes valores:

Figura 14

Datos de ejercicio propuesto para validación de hojas en mathcad

Momento que produce Fluencia en el Concreto

EQUILIBRIO		Cc + Cs = Tc + Ts		COMPATIBILIDAD GEOMETRICA			
				er y1	es d-c	ecy c	es' c-d'
es	0.006196						
e's	0.000319						
y1	1.006893						
fcc	280						
f's	647.36134						
fs	3500						
Fuerzas							
Cc	35381.93						
Cs	5023.52						
Ts	39900.00	0.0000				c =	8.424
Tc	505.46						
Momento Fluencia en el Acero (respecto a eje Neutro)				Curvatura			
Mcy =	2.09E+06 kg-cm			ψcy =	1.32E-04		
Mcy =	20.91 Ton-m						

Nota. Resultados de cálculo para Momento y curvatura que produce fluencia en el concreto del ejemplo de propuesto para verificación de hoja de cálculo.

Ahora debemos revisar que este resultado se cumpla o estén dentro de los parámetros permitidos del cálculo, por lo que procedemos a revisar los datos obtenidos en la hoja de cálculo:

Nuevamente revisamos que este resultado se cumpla o este dentro de los parámetros permitidos del cálculo, por lo que procedemos a revisar los datos obtenidos en la hoja de cálculo:

Figura 17

Verificación de dato resultados en hoja de cálculo para vigas

<i>Momento que produce la resistencia ultima:</i>	
$M_u = 24.7 \text{ tonnef} \cdot m$	$\Psi_u := \frac{\epsilon_{cu}}{c_u} = 0.000450 \frac{1}{cm}$

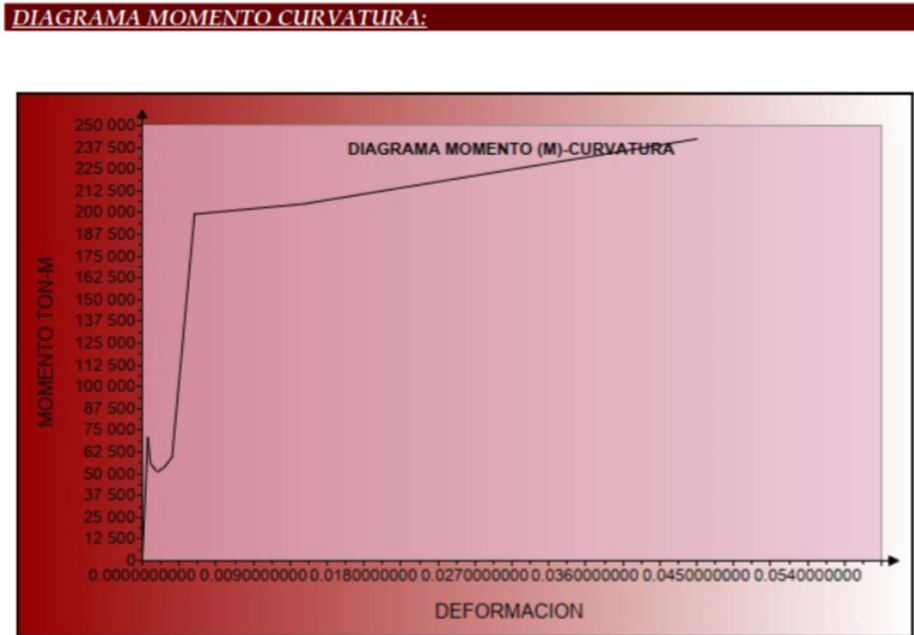
Nota. Resultados de cálculo para diagrama de Momento y curvatura que produce resistencia ultima, obtenido del uso de hoja de cálculo para vigas.

Se verifica que hemos obtenido resultados dentro del parámetro para cada posición en el diagrama Momento – Curvatura para una viga, con ello se concluye que la hoja es funcional para la elaboración del diagrama momento curvatura como su revisión.

Finalmente, la hoja despliega en un diagrama la revisión de cada una de las etapas de deformación del elemento según el diagrama revisado como se muestra:

Figura 18

Diagrama de momento curvatura para una viga



Nota. Diagrama de momento curvatura generado por la hoja de cálculo de Mathcad para una viga en análisis.

4.1.2 VERIFICACIÓN DE HOJA DE CÁLCULO DE VIGAS SOMETIDA A FLEXIÓN, CORTANTE Y TORSIÓN.

Para la revisión de la hoja elaborada, se debe dar ingreso a los parámetros iniciales como: *fluencia del concreto y del acero a flexión, longitud de viga, altura, ancho, recubrimiento, diámetros de estribos, módulos de elasticidad y área de acero que se solicitan*, los valores a tomar en cuenta se obtendrán del ejercicio de la catedra de comportamiento estructural “Diseño de Vigas con Etabs” del cual con las cargas a las que el elemento está sometido, se realizó el análisis de la envolvente para obtener el valor de los momentos más desfavorables y con ellos poder analizar el comportamiento de la viga

que vamos a describir más adelante, tomamos los datos de geométricos y del material que vamos a requerir:

Figura 19

Datos de ejercicio propuesto para validación de hojas en mathCad

CÁLCULOS
I. REFUERZO LONGITUDINAL.
Datos de entrada del ejercicio
Longitud de la viga: 5.5 m
Ancho de la viga: 25 cm
Alto de la viga: 50 cm
Fluencia del acero a tensión: $2,800 \text{ kg/cm}^2$
Fluencia del concreto a compresión: 210 kg/cm^2

Nota. Datos de material y geometría del elemento, tomado del ejercicio de catedra comportamiento “Diseño de Vigas con ETABS” (2022).

Se dará ingreso a la información determinada en el ejercicio de análisis para que pueda ser verificado por la Hoja de cálculo creada de acuerdo con las unidades requeridas

Figura 20

Entorno de ingreso de datos para el diseño automatizado de vigas rectangulares en mathcad

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS
DISEÑO VIGA DE CONCRETO REFORZADO ACI-318



1. DISEÑO VIGA RECTANGULAR ACI-318

1.1 Definición y características de los materiales.

1.1.1 Ingrese las dimensiones de la viga:

Longitud de la viga: $L := 5.50 \text{ m}$

Altura de la viga: $h := 50 \text{ cm}$

Ancho de la viga: $b := 25 \text{ cm}$

Recubrimiento: $r := 4 \text{ cm}$

Diámetro del estribo: $\phi_v := 9.5 \text{ mm}$

1.1.2 Ingrese las características de los materiales:

Concreto $f'_c := 20.594 \text{ MPa}$

Acero de refuerzo $f_y := 274.59 \text{ MPa}$

Módulo de elasticidad del acero de refuerzo: $E_s := 200 \text{ GPa}$

Área de barra acero corrido $A_b := 5.86 \text{ cm}^2$

**Se verificará en el cálculo a flexión

1.1.3 Ingrese la disposición del acero de refuerzo longitudinal:

Nº barras superior: $n_{sup} := 6$

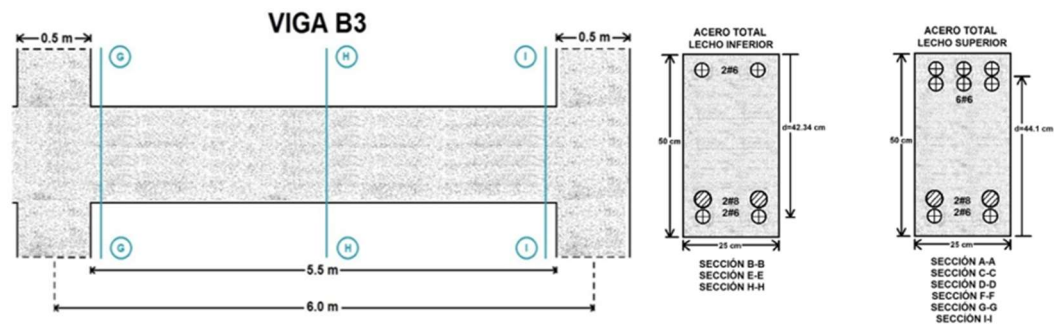
Nº barras inferior: $n_{infe} := 4$

Área de acero: $A_s := n_{infe} \cdot A_b$

Una vez ingresados los datos de entrada, la hoja de cálculo permite visualizar de forma representativa la disposición preliminar del acero de refuerzo longitudinal de la viga, definida a partir de los parámetros establecidos por el usuario. Esta configuración inicial requiere un criterio previo para la selección y propuesta del refuerzo a considerar, permitiendo posteriormente verificar el comportamiento del elemento conforme al procedimiento de diseño establecido. A continuación, se presenta la disposición del acero correspondiente al ejercicio de muestra:

Figura 21

Viga de análisis y disposición propuesta de acero para verificación de datos en hoja de vigas



Nota. Acero en sección de viga B3 para análisis de funcionamiento de hoja de vigas en Mathcad retomado del ejemplo de catedra "Diseño de Viga con ETABS" (2022).

Con la disposición de acero procedemos a ingresar la configuración en la hoja como se muestra:

Figura 22

Entorno de ingreso de datos de acero en hoja de cálculo para vigas rectangulares

Sección viga:		Acero de Refuerzo longitudinal									
		Refuerzo corrido:					Refuerzo Adicional(bastones):				
		f	d ₁	n ₁	d ₂	n ₂					
			(mm)		(mm)						
	1	19.0	6	0	0		1	0	1	1	Der
	2	0	0	0	0		2	0	0	1	Cen
	3	25.4	2	0	0		3	0	0	1	Izg
	4	19.0	2	0	0						

Nota. Ingreso de acero de ejercicio propuesto considerado en el análisis para revisión de elemento en hoja de Cálculo para Vigas.

De acuerdo con la **figura 18**, de izquierda a derecha se observa la sección de la viga con el acero de refuerzo a tensión y compresión y a la derecha la disposición del **Refuerzo Corrido**, donde se solicita el ingreso de requerido, del acero en hasta 4 filas, siendo según imagen f_1 y f_2 para el lecho superior y f_3 y f_4 para el lecho inferior, en d_1 se solicita el ingreso del diámetro de las barras de refuerzo a considerar, valores de acero que provienen de tablas de datos como la mostrada a continuación:

Figura 23

Propiedades geométricas y peso nominal de varillas de refuerzo

VARILLA		PESO	DIMENSIONES NOMINALES		
ANT.	NVA.	Nominal (kg/m)	Diámetro (cm)	Area (cm ²)	Perímetro (cm)
1/4"	2*	0.25	0.64	0.32	2.00
3/8"	3	0.56	0.95	0.71	3.0
1/2"	4	1.00	1.27	1.27	4.0
5/8"	5	1.56	1.59	1.98	5.0
3/4"	6	2.24	1.90	2.85	6.0
7/8"	7	3.05	2.22	3.88	7.0
1"	8	3.98	2.54	5.07	8.0
1 1/8"	9	5.07	2.87	6.45	9.0
1 1/4"	10	6.42	3.23	8.19	10.14
1 3/8"	11	7.92	3.58	10.06	11.25

Nota. Adaptado de Comportamiento estructural (2020), material didáctico del curso impartido en la Universidad de El Salvador por el Ing. Nosiglia.

En el caso del ingreso para el **Refuerzo Adicional** (bastones), si es requerido según el análisis, se debe hacer el mismo procedimiento, se ingresa en **f** (Ver figura 12) el diámetro de los bastones a colocar, en este caso en las 3 posiciones que se indican: superior, medio,

e inferior, para la columna $\mathbf{n}_3$ ingresamos la cantidad de bastones a considerar y para la columna $\mathbf{l}_3$ ingresamos la longitud requerida de los bastones en metros, con ello se da ingreso a los datos que la hora requiere para comenzar el análisis.

Una vez definido el acero longitudinal, iniciamos la definición del acero transversal como se muestra:

Figura 24

Entorno de ingreso de datos para el refuerzo transversal en vigas

1.1.4 Ingrese la disposición del acero de refuerzo transversal (estribos):

Distancia del apoyo al primer estribo (distancia cortante critico): $s_0 := 5 \text{ cm}$

Sección extremo izquierdo

Espaciamiento 1 $s_1 := 10 \text{ cm}$

Número de ramas del estribo $r_{v1} := 2$

Longitud con espaciamento 1 $L_1 := 1.35 \text{ m}$

Sección central

Espaciamiento 2 $s_2 := 20 \text{ cm}$

Número de ramas del estribo $r_{v2} := 2$

Sección extremo derecho

Espaciamiento 3 $s_3 := 10 \text{ cm}$

Número de ramas del estribo $r_{v3} := 2$

Longitud con espaciamento 3 $L_3 := 1.35 \text{ m}$

Nota. Datos de entrada para la disposición del acero de refuerzo transversal en el ejemplo de aplicación.

Donde definimos según se indica la sección: izquierda, central y derecha, es importante recordar que ACI 318-19 indica espaciamientos mínimos para secciones con gran carga de acero, así como la dependencia del tamaño nominal del agregado a utilizar, estos son factores importantes al momento de elegir el espaciamiento de los estribos en una viga.

Antes de continuar con el proceso de verificación de la hoja es importante destacar que Mathcad nos permite tener áreas de trabajo, tal como se muestra en la **figura 20**, estas áreas nos permiten realizar los cálculos requeridos para obtención de resultados, operaciones requeridas y asignaciones de matrices y vectores de ser requerido, en estas áreas no es necesario operar o ingresar datos, ya que su función es contener segmentos de cálculo que no necesariamente deben mostrarse en la hoja, por lo tanto, permiten ocultarse y mostrarse si se requiere revisar algún dato particular.

Figura 25

Área de trabajo de software mathcad para el ingreso de cálculos matemáticos



Una vez se definen los datos de entrada requeridos para el cálculo de la viga, sus propiedades geométricas, características de los materiales a considerar y la distribución de acero propuesta, la hoja procede a realizar los cálculos considerados para flexión, Cortante y torsión, en este caso se comienza con la definición del parámetro de distancia “d” el cual determina el valor de posición del acero a flexión de la viga, con la que posterior se analizara su comportamiento o resistencia de acuerdo a la suposición del análisis de Whitney como se ha definido en capítulos anteriores y servirá para generar el grafico aproximado de la posición del acero.

Figura 26

Área de trabajo para cálculos matemáticos en mathcad

Distancia "d" a cada fila de refuerzo

$$d_s := \begin{cases} d_1 \leftarrow h - \left(r + d_v + \frac{d_{t_1}}{2} \right) \\ d_2 \leftarrow d_1 - 25 \text{ mm} - \frac{d_{t_2}}{2} \\ d_4 \leftarrow r + d_v + \frac{d_{t_4}}{2} \\ d_3 \leftarrow d_4 + 25 \text{ mm} + \frac{d_{t_3}}{2} \\ d \end{cases}$$

Puntos para gráfico

Viga

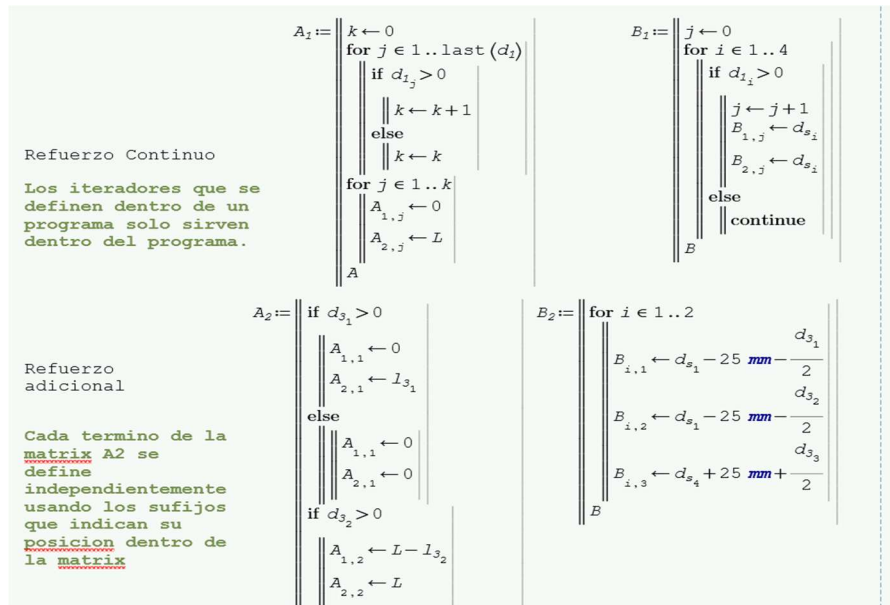
$$A := \begin{bmatrix} 0 \\ L \\ L \\ 0 \end{bmatrix} \quad B := \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ h \\ h \end{bmatrix}$$

Nota. Representación matemática del cálculo de la distancia "d" en Hoja de Cálculo para Vigas.

Para La generación de gráficos de posición en Mathcad que permita visualizar la posición del acero, es preciso contar con cierto conocimiento de lenguaje de programación, en específico de estructuras de control condicional, las cuales en MathCad permite generar la representación gráfica del acero, en la hoja que se presenta en esta investigación se ha realizado dicha programación, para, según los datos de entrada, se muestre una representación del área longitudinal del acero considerado.

Figura 27

Programación de vectores de posición para muestra del acero longitudinal



Nota. Area de trabajo para cálculo de vectores de posición en hoja de viga para muestra del acero longitudinal en forma de imagen.

Del resultado de la programación realizado de acuerdo con la imagen de la figura 22, MathCad permite mostrar de manera visual la disposición de acero en la viga, como una especie de plano en 2D a fin de que la hoja ofrezca, por medio de los recursos visuales mayor comprensión de cómo se coloca el acero en la viga de acuerdo con la disposición indicada, tal como se observa en la figura 23:

Figura 28

Disposición del acero en viga generado de acuerdo con el acero ingresado en hoja de cálculo de Vigas.



En la hoja de cálculo elaborada se brinda, según las consideraciones contenidas en el ACI 318-19 en su sección 9, la cantidad de acero mínimo a considerar en la viga como se muestra:

Figura 29

Cálculo automático de consideración de acero mínimo según la norma ACI 318-19



Para poder hacer un análisis correcto del comportamiento del elemento es fundamental saber que cargas son las que están actuando sobre, lo cual permite determinar la capacidad sobre la demanda requerida, es importante destacar que la hoja no realiza el análisis de cargas ni el análisis sísmico, únicamente se da ingreso de los valores de los momentos actuantes ya factorizados al combo más desfavorable para la estructura, de

acuerdo a los datos obtenidos con el apoyo del uso de un software auxiliar, el cual puede ser: ETABS, SAP 2000, TEKLA STRUCTURES u otros que el usuario considere conveniente.

El valor de momentos actuantes también puede realizarse por medio de métodos manuales, para cualquier método que se considere, se ingresa el valor de las reacciones ultimas en el elemento como se muestra:

Figura 30

Valores de reacciones factorizadas por ETABS

Momento Positivo	Momentos Negativos	Momentos Negativos
$M_U = 11.4523 \text{ Ton} - m$	$M_U = -16.1146 \text{ Ton} - m$	$M_U = -15.6554 \text{ Ton} - m$

Nota. Datos de momentos que considerar del ejercicio de referencia para verificación de Hoja de Vigas.

Una vez se ha determinado con que reacciones trabajara la viga en análisis, se debe hacer el ingreso a la hoja de cálculo, para que nos permita realizar el análisis como se muestra a continuación:

Figura 31

Ingreso de momentos resistentes de diseño en hoja de cálculo

1.2.2 Momentos últimos de diseño	
Ingrese los momentos parte superior de la envolvente(-M1,Max,-M2):	$M_1 := [-158.03 \ 0 \ -153.527] \text{ kN}\cdot\text{m}$
Ingrese los momentos parte inferior de la envolvente(-M1,Max,-M2):	$M_2 := [0 \ 112.3086 \ 0] \text{ kN}\cdot\text{m}$

Si desplegamos en la hoja las áreas de trabajo ocultas, podemos observar la asignación de vectores a los momentos ingresados y a la longitud del elemento (M1, M2 y L), con ello hemos convertido los valores a vectores que nos permitirán determinar los valores o rangos máximos que puede alcanzar la estructura, serán nuestra línea base para determinar su capacidad, así mismo nos permite declarar la variable y asignar un valor que será necesario más adelante para el cálculo a flexión.

Figura 32

Vectorización de momentos en área de trabajo en mathcad

Parte Superior del diagrama de envolvente de momento

$$M_1 := \frac{M_1^T}{\text{kN}\cdot\text{m}} \quad L := \frac{L}{\text{m}} \quad M_2 := \frac{M_2^T}{\text{kN}\cdot\text{m}}$$

Restricciones de prueba

$$D := 1 \quad E := 1 \quad F := 1$$

$$E \cdot \left(-\langle M_1 \rangle_1 \right) + F = 0$$

$$\left(\frac{L}{2} \right)^2 + D \cdot \left(\frac{L}{2} \right) + E \cdot \left(-\langle M_1 \rangle_2 \right) + F = 0$$

$$L^2 + D \cdot L + E \cdot \left(-\langle M_1 \rangle_3 \right) + F = 0$$

Solver

$$A_3 := \text{find}(D, E, F) = \begin{bmatrix} -5 \\ -0.1 \\ 6.25 \end{bmatrix}$$

Parte inferior del diagrama de envolvente de momento

Para el cálculo a flexión como se mencionó anteriormente, recurriremos a declarar los valores fijos y posterior a generar las ecuaciones que nos permitan los resultados, haremos el análisis bajo el concepto de Whitney para determinar todas las ecuaciones que vamos a requerir, como se muestra a continuación:

Figura 33

Definición de variables y aplicación del bloque de compresión de Whitney para el análisis a flexión

Resistencia a Flexión

Longitud de desarrollo del refuerzo adicional
(tabla 25.4.2.5) Factores de Modificación

Concreto de peso liviano	$\lambda := 1$
Epóxico	$\psi_e := 1$
Ubicación	$\psi_t := 1.0$

$$l_d := \begin{cases} \text{for } i \in 1..3 \\ \text{if } d_{3_i} > \frac{3}{4} \text{ in} \\ \quad l_i \leftarrow \frac{f_y \cdot \psi_t \cdot \psi_e}{1.7 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c \cdot \text{MPa}}} \cdot d_{3_i} \\ \text{else} \\ \quad l_i \leftarrow \frac{f_y \cdot \psi_t \cdot \psi_e}{2.1 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c \cdot \text{MPa}}} \cdot d_{3_i} \end{cases}$$

Bloque de compresión según Whitney

$$\beta_1 := \begin{cases} \text{if } f'_c \leq 28 \text{ MPa} \\ \quad 0.85 \\ \text{if } 28 \text{ MPa} < f'_c \leq 55 \text{ MPa} \\ \quad 0.85 - 0.05 \cdot \frac{(f'_c - 28 \cdot \text{MPa})}{7 \text{ MPa}} \\ \text{also if } f'_c > 55 \text{ MPa} \\ \quad 0.65 \end{cases}$$

Una vez definidas las variables de entrada y parámetros fijos del elemento, se desarrolla el análisis basado en el bloque equivalente de compresión de Whitney, el cual permite determinar la distribución de esfuerzos internos y el comportamiento de la sección

sometida a flexión. A partir de este procedimiento, la hoja de cálculo en Mathcad evalúa las fuerzas resultantes asociadas a las zonas de compresión y tensión del elemento, considerando las propiedades mecánicas de los materiales y las condiciones geométricas de la sección. En la figura siguiente se presenta el entorno correspondiente al desarrollo de este análisis.

Figura 34

Cálculo de la posición del eje neutro y los esfuerzos

Profundidad del eje neutro	$c(a) := \frac{a}{\beta_1}$	$i := 1 \dots 4$
Deformación en cada fila de refuerzo	$\varepsilon_s(i, a, d_s) := \text{if } a = 0$ $\quad \parallel 0.005$ $\quad \text{else if } a = h$ $\quad \parallel -0.003$ $\quad \text{else}$ $\quad \parallel \frac{d_{s_i} - c(a)}{0.003 \cdot c(a)}$	
Esfuerzos en cada fila de refuerzo	$f_s(i, a, d_s) := \text{sign}(\varepsilon_s(i, a, d_s)) \cdot \min(\varepsilon_s(i, a, d_s) \cdot E_s, f_y)$	
Fuerzas en cada fila de refuerzo	$C_s(i, a, A_s, d_s) := \text{if } f_s(i, a, d_s) \geq 0$ $\quad \parallel A_{s_i} \cdot f_s(i, a, d_s)$ $\quad \text{else}$ $\quad \parallel A_{s_i} \cdot (f_s(i, a, d_s) - 0.85 \cdot f'_c)$	
Fuerza en el concreto	$C_c(a) := 0.85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b$	
Deformación en la fibra extrema a tracción	$\varepsilon_t(a, d_s) := \text{if } a = 0$ $\quad \parallel 0.005$ $\quad \text{else}$ $\quad \parallel 0.003 \cdot \frac{\max(d_s) - c(a)}{c(a)}$	

Todo el cálculo previo nos permite determinar el valor de la fuerza y el momento nominales que intercatuan en la viga a fin de que se genere la flexo-compresión en el elemento, garantizando así una falla balanceada, estas reacciones dependen de variables anteriormente definidas como el ancho del bloque denominado “ a ”, el valor del eje neutro “ d_s ” y el área de acero considerada “ A_s ” como se observa:

Figura 35

Ecuaciones para el cálculo de fuerza y momento nominal en el elemento

Fuerza axial nominal de la sección	$P_n(a, A_s, d_s) := \left(C_c(a) - \sum_{i=1}^4 C_s(i, a, A_s, d_s) \right)$
Momento nominal de la sección	$M_n(a, A_s, d_s) := \left(C_c(a) \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + \sum_{i=1}^4 \left(C_s(i, a, A_s, d_s) \cdot \left(d_{s_i} - \frac{h}{2} \right) \right) \right)$

Al inicio se define cual es la capacidad maxima que puede soportar el elemento, se realiza el cálculo de los momentos nominales y se generan las envolventes, se continua entonces con el analisis de la resistencia en los extremos izquierdo y derecho de la viga así como la seccion central como se muestra, revisamos primero la sección izquierda:

Figura 36

Cálculo de resistencia del elemento en la sección izquierda de la viga

Resistencia de las Secciones
Sección izquierda

Áreas de refuerzo

$$A_{s1} := \left\| \begin{array}{l} f(x) \leftarrow \frac{\pi \cdot x^2}{4} \\ A_1 \leftarrow f(d_{11}) \cdot n_{11} + f(d_{21}) \cdot n_{21} \\ A_2 \leftarrow f(d_{12}) \cdot n_{12} + f(d_{22}) \cdot n_{22} + f(d_{32}) \cdot n_{32} \\ A_3 \leftarrow f(d_{13}) \cdot n_{13} + f(d_{23}) \cdot n_{23} \\ A_4 \leftarrow f(d_{14}) \cdot n_{14} + f(d_{24}) \cdot n_{24} \\ A \end{array} \right\| = \begin{bmatrix} 17.01 \\ 0 \\ 10.13 \\ 5.67 \end{bmatrix} \text{ cm}^2$$

Momento Negativo

$$a_1 := \left\| \begin{array}{l} a \leftarrow h \\ \text{while } P_n(a, A_{s1}, d_{s1}) > 0 \text{ kN} \\ \quad a \leftarrow a - 0.01 \text{ mm} \end{array} \right\| = 7.98 \text{ cm}$$

$$M_{1n} := M_n(a_1, A_{s1}, d_{s1}) = 185.79 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$P_n(a_1, A_{s1}, d_{s1}) = -0.11 \text{ kN}$$

$$\phi(a_1, d_{s1}) = 0.9$$

$$\varepsilon_t(a_1, d_{s1}) = 0.0111$$

Momento Positivo

$$a_2 := \left\| \begin{array}{l} a \leftarrow h \\ \text{while } P_n(a, A_{s1}, d_{s2}) > 0.5 \text{ kN} \\ \quad a \leftarrow a - 0.01 \text{ mm} \end{array} \right\| = 5.865 \text{ cm}$$

$$M_{2p} := M_n(a_2, A_{s1}, d_{s2}) = 162.98 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$P_n(a_2, A_{s1}, d_{s2}) = 0.39 \text{ kN}$$

$$\varepsilon_t(a_2, d_{s2}) = 0.0162$$

$$\phi(a_2, d_{s2}) = 0.9$$

Figura 37

Cálculo de resistencia del elemento en la sección

Sección central

Áreas de refuerzo

$$A_{s2} := \left\| \begin{array}{l} f(x) \leftarrow \frac{\pi \cdot x^2}{4} \\ A_1 \leftarrow f(d_{11}) \cdot n_{11} + f(d_{21}) \cdot n_{21} \\ A_2 \leftarrow f(d_{12}) \cdot n_{12} + f(d_{22}) \cdot n_{22} \\ A_3 \leftarrow f(d_{13}) \cdot n_{13} + f(d_{23}) \cdot n_{23} + f(d_{33}) \cdot n_{33} \\ A_4 \leftarrow f(d_{14}) \cdot n_{14} + f(d_{24}) \cdot n_{24} \\ A \end{array} \right\| = \begin{bmatrix} 17.01 \\ 0 \\ 10.13 \\ 5.67 \end{bmatrix} \text{ cm}^2$$

DISEÑO VIGA DE CONCRETO REFORZADO ACI-318

Momento Negativo

$$a_3 := \left\| \begin{array}{l} a \leftarrow h \\ \text{while } P_n(a, A_{s2}, d_{s1}) > 0 \text{ kN} \\ \quad a \leftarrow a - 0.01 \text{ mm} \end{array} \right\| = 7.98 \text{ cm}$$

$$M_{3n} := M_n(a_3, A_{s2}, d_{s1}) = 185.79 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$P_n(a_3, A_{s2}, d_{s1}) = -0.11 \text{ kN}$$

$$\phi(a_3, d_{s1}) = 0.9$$

$$\varepsilon_t(a_3, d_{s1}) = 0.0111$$

Momento Positivo

$$a_4 := \left\| \begin{array}{l} a \leftarrow h \\ \text{while } P_n(a, A_{s2}, d_{s2}) > 0 \text{ kN} \\ \quad a \leftarrow a - 0.01 \text{ mm} \end{array} \right\| = 5.862 \text{ cm}$$

$$M_{4p} := M_n(a_4, A_{s2}, d_{s2}) = 162.87 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$P_n(a_4, A_{s2}, d_{s2}) = -0.19 \text{ kN}$$

$$\varepsilon_t(a_4, d_{s2}) = 0.0162$$

$$\phi(a_4, d_{s2}) = 0.9$$

Continuamos con la revisión de la sección derecha:

Figura 38

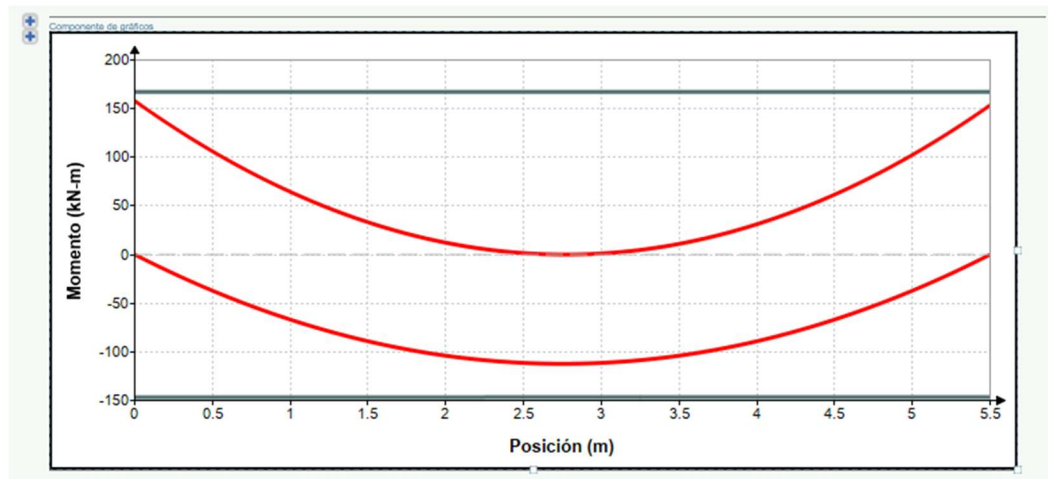
Cálculo de resistencia del elemento en la sección derecha de la viga

<u>Sección derecha</u> Áreas de refuerzo		$A_{s3} := \left\ \begin{array}{l} f(x) \leftarrow \frac{\pi \cdot x^2}{4} \\ A_1 \leftarrow f(d_{1_1}) \cdot n_{1_1} + f(d_{2_1}) \cdot n_{2_1} \\ A_2 \leftarrow f(d_{1_2}) \cdot n_{1_2} + f(d_{2_2}) \cdot n_{2_2} + f(d_{3_2}) \cdot n_{3_2} \\ A_3 \leftarrow f(d_{1_3}) \cdot n_{1_3} + f(d_{2_3}) \cdot n_{2_3} \\ A_4 \leftarrow f(d_{1_4}) \cdot n_{1_4} + f(d_{2_4}) \cdot n_{2_4} \\ A \end{array} \right\ $	$= \begin{bmatrix} 17.01 \\ 0 \\ 10.13 \\ 5.67 \end{bmatrix} \text{ cm}^2$
Momento Negativo		$a_s := \left\ \begin{array}{l} a \leftarrow h \\ \text{while } P_n(a, A_{s3}, d_{s1}) > 0 \text{ kN} \\ \quad a \leftarrow a - 0.01 \text{ mm} \\ a \end{array} \right\ = 7.98 \text{ cm}$	$M_{dn} := M_n(a_s, A_{s3}, d_{s1}) = 185.79 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $P_n(a_s, A_{s3}, d_{s1}) = -0.11 \text{ kN}$ $\phi(a_s, d_{s1}) = 0.9$ $\varepsilon_t(a_s, d_{s1}) = 0.0111$
Momento Positivo		$a_e := \left\ \begin{array}{l} a \leftarrow h \\ \text{while } P_n(a, A_{s3}, d_{s2}) > 0 \text{ kN} \\ \quad a \leftarrow a - 0.01 \text{ mm} \\ a \end{array} \right\ = 5.862 \text{ cm}$	$M_{dp} := M_n(a_e, A_{s3}, d_{s2}) = 162.87 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $P_n(a_e, A_{s3}, d_{s2}) = -0.19 \text{ kN}$ $\varepsilon_t(a_e, d_{s2}) = 0.0162$ $\phi(a_e, d_{s2}) = 0.9$

De los cálculos desarrollados anteriormente en la hoja, se automatizó el proceso de iteración de los momentos y cargas axiales según los parámetros y resultados calculado, a fin de que nos diera como resultado de manera grafica el comportamiento de los momentos en la viga, podemos observar la resistencia de la sección en una línea gris, mientras tanto los parámetros solicitantes ingresados en líneas rojas, lo que nos permite realizar la comparación entre cargas resistentes de la sección y las solicitadas.

Figura 39

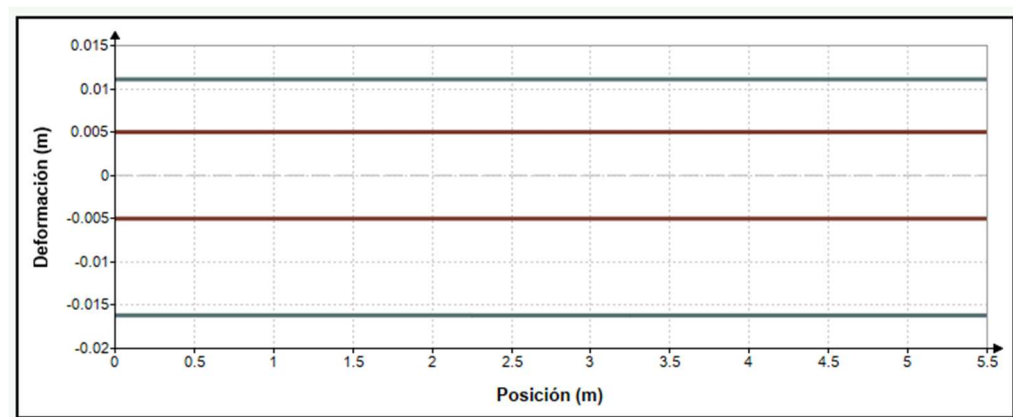
Esquema gráfico de momentos resistentes en la sección de la viga generada



Además, podemos ver gráficamente la deformación axial de la viga, bajo las cargas sometidas como se muestra en la siguiente figura:

Figura 40

Deformación en la fibra extrema a tensión generada en mathcad



De las gráficas mostradas en la *fig. 34* y *fig. 35* determinamos que nuestra sección de acero en análisis es capaz de suplir la demanda requerida por la viga B3 en análisis con el

acero propuesto ya que su capacidad de carga es superior a los efectos que generan las cargas actuantes en el elemento, tal como las gráficas nos indican.

Se revisa ahora el **diseño por corte en la viga**, para ello es necesario el ingreso de datos generales de los materiales y los valores de resistencia como indica la hoja, los cuales serán en este caso los valores según el ejercicio de ejemplo que estamos usando para la verificación, como se muestra:

Figura 41

Ingreso de cortantes actuantes para el diseño por corte en la viga

1.3.DISEÑO POR CORTE:		
1.3.1.1 Factor de concreto:	$\lambda := 1$	Para concreto de peso liviano este factor es igual a 1
1.3.1.2 Factor de reducción de la resistencia	$\phi := 0.75$	Según ACI 318. factor de reducción para corte es de 0.75
1.3.1.3 Fluencia del acero:	$f_{yt} := 274.59 \text{ MPa}$	fluencia del acero de los estribos.
1.3.2 Resistencia requerida:	$V_u := \begin{bmatrix} 205.65 & 55.11 \\ -55.11 & -205.65 \end{bmatrix} \text{ kN}$	Fuerza cortante lado A hacia , superior Fuerza cortante lado A hacia B, inferior

De la misma manera que flexión, para cortante, una vez ingresadas los valores de las fuerzas a intervenir y los parámetros de diseño según la norma, la hoja automatiza el cálculo para determinar si hay necesidad de refuerzo por cortante como se muestra:

Figura 42

Revisión de necesidad de refuerzo por efecto de cortante en hoja de vigas elaborada en mathcad

Ancho del alma	$b_w := b$
Peralte efectivo	$d := \max(d_s)$
Verificación de la necesidad de refuerzo a corte según 9.6.3.1	$\text{refuerzo} := \left\ \begin{array}{l} \lambda \leftarrow 1 \\ V_u \leftarrow \max(\ V_u\) \\ \text{if } V_u \leq 0.083 \cdot \phi \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c} \cdot \text{MPa} \cdot b_w \cdot d \\ \quad \ \text{"no requiere"} \\ \text{else} \\ \quad \ \text{"requiere"} \end{array} \right\ $
	$V_{u\max} := \max(\ V_u\)$
Acero mínimo por cortante 9.6.3.4	$A_{v\min}(s) := \left\ A \leftarrow \max \left(0.062 \cdot \sqrt{f_c} \cdot \text{MPa} \cdot \frac{b_w}{f_{yt}}, 0.35 \cdot \text{MPa} \cdot \frac{b_w}{f_{yt}} \right) \cdot s \right\ $

Se define como función porque la variable "s" todavía no fue definida

Si la respuesta al efecto cortante indica que se requiere la reforzar, la hoja realiza el cálculo de acero mínimo por cortante que debe considerarse en el diseño, con la fórmula de acero mínimo por cortante definida en la **fig. 36**.

Con el área de acero mínima requerida la hoja realiza la revisión de acero por áreas, tal como se revisa en flexión, es decir que nos brinda el cálculo de área de refuerzo al corte (estribos) a considerar en las secciones izquierda, central y derecha, como se muestra:

Figura 43

Revisión de áreas a cortante en cada sección de la viga (izquierda, central y derecha)

Área del refuerzo a corte (estribos)	$A_v(r_v) := r_v \cdot \frac{\pi \cdot d_v^2}{4}$
Sección izquierda	$A_{v1} := A_v(r_{v1}) = ? \text{ cm}^2$ $A_{vmin1} := A_{vmin}(s_1) = 0.32 \text{ cm}^2$
Sección Central	$A_{v2} := A_v(r_{v2}) = 1.42 \text{ cm}^2$ $A_{vmin2} := A_{vmin}(s_2) = 0.64 \text{ cm}^2$
Sección Derecha	$A_{v3} := A_v(r_{v3}) = 1.42 \text{ cm}^2$ $A_{vmin3} := A_{vmin}(s_3) = 0.32 \text{ cm}^2$

Una vez determinadas las necesidades de acero al corte en las 3 secciones críticas de la viga, se procede en la hoja a revisar la resistencia al corte por medio de las definiciones indicas en el ACI 318-19 en específico en la sección 22.5.5.1.2 para con ello determinar el valor de los cortantes:

Figura 44

Cálculo del cortante o resistencia al corte de la viga según las secciones de acero propuestas

+
Resistencia del concreto

$$V_{c1} := \text{if } A_{v1} \geq A_{vmin1} \left\| \left(8 \cdot \lambda \cdot \rho_{v1}^{\frac{1}{3}} \cdot \min(\sqrt{f'_c \cdot \text{psi}}, 100 \text{ psi}) \right) b_v \cdot d \right. = 82.74 \text{ kN}$$

$$\text{else} \left\| \left(8 \cdot \lambda_s \cdot \lambda \cdot \rho_{v1}^{\frac{1}{3}} \cdot \min(\sqrt{f'_c \cdot \text{psi}}, 100 \text{ psi}) \right) b_v \cdot d \right.$$

De acuerdo con la ecuación mostrada en la **fig. 37** se realiza el cálculo para los cortantes críticos en las demás secciones de análisis, para con ello determinar si tanto la sección como el acero considerado cumplen la solicitud de cortante, la cual revisamos con la fórmula para córtate según ACI 318-19 en la sección 22.5.1.2, como se muestra:

Figura 45

Verificación de resistencia al corte para una viga a través del uso de la hoja de cálculo desarrollada en mathcad

+

1.3.3 Verificación de acero de refuerzo por corte (9.6.3) **refuerzo = "requiere"**

1.3.3.1 Verificación de las dimensiones de la sección transversal (22.5.1.2)

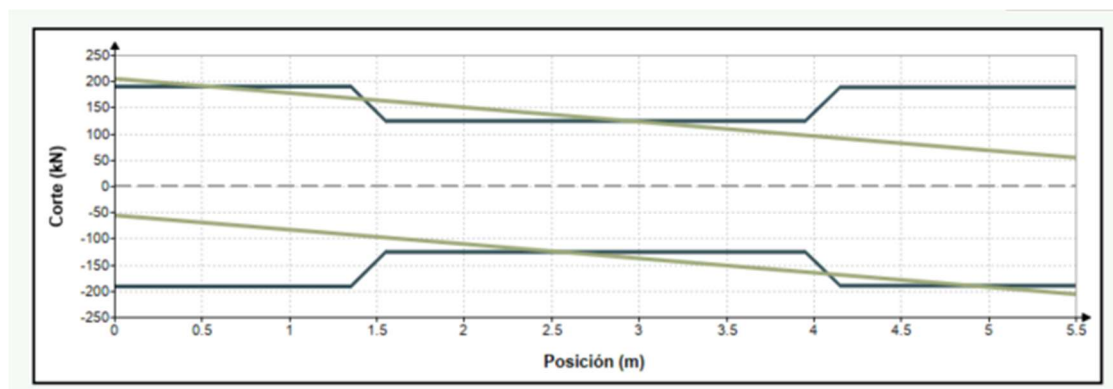
$$V_{umax} = 205.65 \text{ k} < \phi \cdot (V_c + 0.66 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \text{MPa}} \cdot b_v \cdot d) = 308.21 \text{ kN}$$

seccion = "cumple"

La hoja también muestra una representación gráfica de la capacidad de corte del elemento que nos permite visualizar de manera rápida si con el diseño de acero considerado el elemento es capaz de resistir las cargas:

Figura 46

Diagrama de resistencia al corte según hoja de Cálculo de vigas en mathcad



Para analizar el diseño por torsión, se deben ingresar los valores del espaciamiento y la resistencia requerida en viga como se muestra:

Figura 47

Ingreso de datos para el diseño por torsión

1.4. DISEÑO POR TORSION:		
1.4.1 Ingrese el espaciamiento del refuerzo por torsion:	$s := 17 \text{ cm}$	Espaciamiento sugerido del refuerzo a torsión.
1.4.1.2 Ingrese la resistencia requerida:	$T_u := [13 \text{ } -20] \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$	Fuerza de torsión obtenida del software de análisis o diseño

Así como se realizó el cálculo para flexión y corte, en torsión la hoja también automatiza el cálculo dentro del área de trabajo con los valores ingresados de la sección, como se observa:

Figura 48

Cálculo de torsión en viga de acuerdo con datos de entrada en hoja de cálculo para vigas

Área encerrada por el perímetro de la sección	$A_{cp} := h \cdot b$
Perímetro de la sección	$p_{cp} := 2 (h + b) = 1.5 \text{ m}$
Máximo momento de torsión	$T_{u\max} := \max(\ T_u\)$
Umbral de Torsión (22.7.4.1)	$T_{th} := 0.083 \cdot \lambda \cdot \left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \right) \cdot \min(\sqrt{f_c \cdot MPa}, 8.3 \text{ MPa})$
$Torsion := \text{if}(T_{u\max} < T_{th}, \text{"no se considera"}, \text{"se considera"})$	
Torsión de Fisuración (22.7.5)	$T_{cr} := 0.33 \cdot \lambda \cdot \left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \right) \cdot \min(\sqrt{f_c \cdot MPa}, 8.3 \text{ MPa})$
Verificación de las dimensiones de la sección transversal (22.7.7)	
Área encerrada por el estribo exterior "A o h"	$A_{oh} := \left(b - r - \frac{d_v}{2} \right) \cdot \left(h - r - \frac{d_v}{2} \right) = 934.4 \text{ cm} \cdot \text{cm}$
Perímetro del estribo localizado mas cerca del exterior de la sección "ph"	$p_h := 2 \cdot \left(b + h - 2 \left(r + \frac{d_v}{2} \right) \right) = 1.32 \text{ m}$
	$T_1 := \sqrt{\left(\frac{V_{u\max}}{b_w \cdot d} \right)^2 + \left(\frac{T_{u\max} \cdot p_h}{1.7 \cdot A_{oh}^2} \right)^2} = 2.58 \text{ MPa}$

De acuerdo con la revisión que realiza la hoja en la fig. 40, podemos identificar si la torsión se debe considerar o si el refuerzo a cortante es capaz de soportar dicha acción, de requerir considerar la torsión en el elemento, la hoja realiza el cálculo del valor de Torsión de fisuración que debe considerarse en el análisis, esto de acuerdo con el ACI

318-19 en su sección 22.7.5 como se muestra en la **fig. 42** una vez se identifica que la torsión se debe considerar y que se debe calcular el valor de la Torsión de fisuración como hemos dicho la hoja resuelve en función del acero mínimo que se debe requerir para esta situación, a través de la siguiente formula:

Figura 49

Cálculo del refuerzo mínimo a torsión para una viga según hoja de cálculo

$$\begin{aligned}
 & \text{seccion} := \text{if } (T_1 \leq T_2, \text{"cumple"}, \text{"no cumple"}) \\
 & A_{tmin}(s) := \begin{cases} \text{if } Torsion = \text{"se considera"} \\ \quad \max \left(0.062 \cdot \sqrt{f_c \cdot MPa} \cdot \frac{b_w \cdot s}{f_{yt}}, \frac{0.35 \cdot b_w \cdot s \cdot MPa}{f_{yt}} \right) \\ \text{else} \\ \quad \text{"no requiere"} \end{cases} \\
 & A_{tmin}(A_t, s) := \begin{cases} A \leftarrow 0.42 \cdot \sqrt{f_c \cdot MPa} \cdot \frac{A_{cp}}{f_y} - \left(\frac{A_t}{s} \right) \cdot p_h \cdot \frac{f_{yt}}{f_y} \\ B \leftarrow 0.42 \cdot \sqrt{f_c \cdot MPa} \cdot \frac{A_{cp}}{f_y} - \frac{0.175 \cdot MPa \cdot b_w}{f_{yt}} \cdot p_h \cdot \frac{f_{yt}}{f_y} \\ \text{if } Torsion = \text{"se considera"} \\ \quad \min(A, B) \\ \text{else} \\ \quad \text{"no requiere"} \end{cases}
 \end{aligned}$$

Una vez se determina la sección de acero la hoja procede a verificar los datos y a revisar que la sección cumpla para la Tensión:

Figura 50

Revisión de sección transversal de viga para requerimiento de la acción de torsión

1.4.4 Verificación de las dimensiones de la sección transversal (22.7.7)

$$\sqrt{\left(\frac{V_{umax}}{b_v \cdot d}\right)^2 + \left(\frac{T_{umax} \cdot P_h}{1.7 \cdot A_{oh}^2}\right)^2} = 2.58 \text{ MPa} < \phi \cdot \left(\frac{V_o}{b_v \cdot d} + 0.66 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \text{MPa}}\right) = 2.8 \text{ MPa}$$

seccion="cumple"

Con ello se obtiene también los valores mínimos de refuerzo y su espaciamiento, como se muestra:

Figura 51

Requerimiento de refuerzo mínimo en torsión y espaciamiento en viga

1.4.5 Refuerzo adicional por Torsión (22.7.6.1)

1.4.5.1 Refuerzo transversal $A_t := \frac{s \cdot T_{umax}}{\phi \cdot 2 \cdot A_o \cdot f_{yt} \cdot \cot(\theta)} = 1.04 \text{ cm}^2$

1.4.5.2 Refuerzo longitudinal $A_l := \frac{P_h \cdot T_{umax}}{\phi \cdot 2 \cdot A_o \cdot f_y \cdot \tan(\theta)} = 8.08 \text{ cm}^2$

1.4.6 Refuerzo a torsión mínimo (9.6.4)

Refuerzo transversal $A_{tmin}(s) = 0.54 \text{ cm}^2$

Refuerzo longitudinal $A_{lmin}(A_t, s) = 0.6 \text{ cm}^2$

1.4.7 máximo espaciamiento del refuerzo transversal para torsión (9.7.6.3.3)

$$s_{tmax} := \min\left(\frac{P_h}{8}, 30 \text{ cm}\right) = 0.17 \text{ m}$$

4.2. HOJA DE CÁLCULO PARA COLUMNAS

4.2.1 VERIFICACIÓN DE HOJA DE CÁLCULO PARA DIAGRAMA DE ITERACIÓN

Para la revisión de esta hoja utilizaremos el ejercicio de la catedra de comportamiento estructural del ingeniero Nosiglia “**Elaboración de Diagrama de Interacción en la columna**” para poder verificar los valores obtenidos en la hoja elaborada. Se procede al ingreso de datos relacionados a la geometría de la viga y definición de los materiales a utilizar como se muestra:

Figura 52

Entorno de ingreso de datos a hoja de cálculo para diagrama de iteración en columna y ejemplo de referencia para revisión de hoja

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS
DISEÑO DE COLUMNA RECTANGULAR ACI318



2. DISEÑO DE COLUMNA RECTANGULAR ACI-318

2.1 Definición y características de los materiales.

2.1.1 Ingrese las características de los materiales:

Concreto	$f'_c := 34.3233 \text{ MPa} = 350 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$
Acero de refuerzo	$f_y := 274.5862 \text{ MPa} = 2800 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$
Modulo de elasticidad del acero:	$E_s := 200 \text{ GPa}$

2.1.2 Ingrese las dimensiones de la columna:

Altura	$h := 50 \text{ cm}$
Ancho	$b := 60 \text{ cm}$
Recubrimiento al estribo	$r := 4 \text{ cm}$

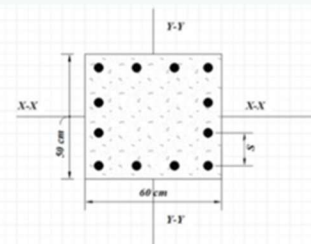
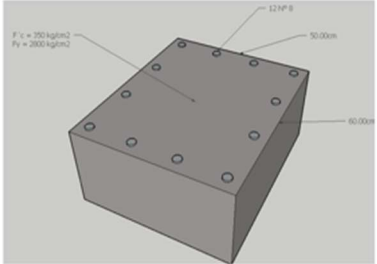


Figura 53

Ingreso de datos a hoja de cálculo para análisis del diagrama de iteración en la columna y datos de ejercicio de ejemplo

➤ Dibuje los diagramas de interacción de la columna mostrada:



Datos:

- $h = 50 \text{ cm}$
- $b = 60 \text{ cm}$
- $f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$
- $f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS
DISEÑO DE COLUMNA RECTANGULAR ACI-318

2. DISEÑO DE COLUMNA RECTANGULAR ACI-318

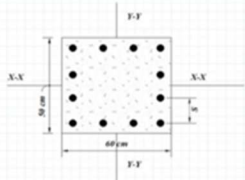
2.1 Definición y características de los materiales:

2.1.1 Ingrese las características de los materiales:

Concreto	$f'_c := 34.3233 \text{ MPa} = 350 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$
Acero de refuerzo	$f_y := 274.5862 \text{ MPa} = 2800 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$
Modulo de elasticidad del acero:	$E_s := 200 \text{ GPa}$

2.1.2 Ingrese las dimensiones de la columna:

Altura	$h := 50 \text{ cm}$
Ancho	$b := 60 \text{ cm}$
Recubrimiento al estribo	$r := 4 \text{ cm}$



Luego de dar ingreso a los valores requeridos, la hoja se solicita definir el número de varillas a considerar en los ejes **X** y **Y** de la columna en análisis, en este caso la hoja a determinado las variables “**j**” para X y “**g**” para Y como se muestra:

Figura 54

Número de varilla a considerar en los ejes de la columna en análisis en hoja de cálculo

2.1.2 Ingrese la distribución del acero en la columna:

Ingrese la cantidad de barras en dirección vertical: $j := 4$

Ingrese la cantidad de barras en dirección horizontal: $g := 4$

Para que la hoja permita operar de manera ágil la verificación de la columna de acuerdo con el acero ingresado, se procede a generar una matriz de posicionamiento que permitirá evaluar mejor el análisis según el acero a considerar de acuerdo con el diámetro a considerar y el cálculo de la cuantía según el ACI 318-19 en su capítulo 10.6.1.1¹²:

Figura 55

Disposición matricial del acero a considerar en hoja de cálculo de acuerdo con el ejercicio de referencia

The screenshot shows a Mathcad worksheet with the following content:

- Section Header:** 2.1.3 Ingrese la geometría del acero longitudinal y transversal:
- Longitudinal Steel Input:** Ingrese el diámetro del acero longitudinal: $d_b := \frac{8}{8} \text{ in} = 2.54 \text{ cm}$
- Transverse Steel Input:** Ingrese el diámetro del acero transversal: $d_v := \frac{3}{8} \text{ in} = 0.953 \text{ cm}$
- Reinforcement Ratio:** Cuantía (10.6.1.1) $\rho = 0.02026829916$
- Matrix Definition:** Disposición matricial del acero longitudinal: $n_b = \begin{bmatrix} 1 & 1 & 1 & 1 \\ 1 & 0 & 0 & 1 \\ 1 & 0 & 0 & 1 \\ 1 & 1 & 1 & 1 \end{bmatrix}$

Como se mencionó anteriormente, en Mathcad es importante definir desde arriba las variables o ecuaciones que sustentaran el cálculo, por lo que es necesario definir las ecuaciones que vamos a requerir para todos los puntos de análisis a ocupar en el diagrama, primeramente, determinados las ecuaciones en función del acero, como se muestra:

¹² ACI 318-9 Capítulo 10.6.1.1 Límites de cuantía máxima y mínima en columnas.

Figura 56

Ecuaciones de referencia en hoja de columnas

Recubrimiento del acero longitudinal	$co := r + d_v + \frac{d_b}{2}$
Número de varillas por lecho	$n_{s1} := \sum_{i=1}^{cols(n_b)} n_b^{(i)}$
área de la barra de refuerzo	$A_{sb} := \frac{\pi \cdot d_b^2}{4}$
área de la barra por lecho	$A_{s1} := A_{sb} \cdot n_{s1}$
Total de área de las barras	$A_s := \sum A_{s1}$

Definimos también los valores de variables que nos permitirán determinar los cálculos de los puntos de análisis del diagrama como se muestra:

Figura 57

Definición de variables y cálculo de parámetros para el análisis de compatibilidad de deformaciones en columnas

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS
DISEÑO DE COLUMNA RECTANGULAR ACI318



Cálculo de beta:

$$\beta_1 := \left\| \begin{array}{l} \text{if } f'_c \leq 28 \text{ MPa} \\ \left\| 0.85 \right\| \\ \text{if } 28 \text{ MPa} < f'_c \leq 55 \text{ MPa} \\ \left\| 0.85 - 0.05 \cdot \frac{(f'_c - 28 \cdot \text{MPa})}{7 \text{ MPa}} \right\| \\ \text{also if } f'_c > 55 \text{ MPa} \\ \left\| 0.65 \right\| \end{array} \right\|$$

$$\varepsilon_s(i, a) := \left\| \begin{array}{l} \text{if } a = 0 \\ \left\| 0.005 \right\| \\ \text{else if } a = h \\ \left\| -0.003 \right\| \\ \text{else} \\ \left\| 0.003 \cdot \frac{d_i - c(a)}{c(a)} \right\| \end{array} \right\|$$

$$d := \left\| \begin{array}{l} d_1 \leftarrow co \\ \text{for } i \in 2 \dots \text{rows}(n_b) \\ \left\| \Delta \leftarrow \frac{h - 2 \cdot co}{\text{rows}(n_b) - 1} \right\| \\ \left\| d_i \leftarrow d_{i-1} + \Delta \right\| \\ d \end{array} \right\|$$

$$c(a) := \frac{a}{\beta_1}$$

$$i := 1 \dots \text{rows}(n_b)$$

$$f_s(i, a) := \text{sign}(\varepsilon_s(i, a)) \cdot \min(|\varepsilon_s(i, a)| \cdot E_s, f_y)$$

$$C_s(i, a) := \left\| \begin{array}{l} \text{if } f_s(i, a) \geq 0 \\ \left\| A_{s1_i} \cdot f_s(i, a) \right\| \\ \text{else} \\ \left\| A_{s1_i} \cdot (f_s(i, a) - 0.85 \cdot f'_c) \right\| \end{array} \right\|$$

+

$$C_c(a) := 0.85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b$$

Posteriormente, se desarrolla el cálculo de la resistencia axial máxima de la columna, incorporando las ecuaciones necesarias para determinar las deformaciones del acero de refuerzo y el factor de reducción de resistencia (ϕ), conforme a los criterios establecidos por el ACI 318-19. La figura siguiente muestra el entorno programado en Mathcad para el desarrollo de este procedimiento.

Figura 58

Determinación de la compresión máxima y factor de reducción para columnas

The screenshot shows a Mathcad worksheet with the following content:

- Title Bar:** Compresión máxima:
- Result Bar:** $P_{max} := (0.85 \cdot f_c \cdot (b \cdot h - A_s) + A_s \cdot f_y) = 1044.665 \text{ tonnef}$
- Left Calculation Area:**

$$\varepsilon_t(a) := \begin{cases} 0.005 & \text{if } a = 0 \\ \frac{d_{rows(n_s)} - c(a)}{c(a)} & \text{else} \end{cases}$$
- Right Calculation Area:**

$$\phi(a) := \begin{cases} 0.9 & \text{if } \varepsilon_t(a) \geq 0.005 \\ 0.65 + 0.25 \frac{(\varepsilon_t(a) - 0.002)}{(0.003)} & \text{else if } 0.002 \leq \varepsilon_t(a) < 0.005 \\ 0.65 & \text{else} \end{cases}$$

Con el propósito de validar los resultados obtenidos mediante la hoja de cálculo automatizada, se realiza una comparación entre el valor de **compresión pura de la columna** determinado en Mathcad y el obtenido mediante el procedimiento manual desarrollado en un ejercicio de referencia académica. La concordancia entre ambos resultados permite verificar la consistencia del modelo implementado para el cálculo de la resistencia axial de la columna, tal como se presenta a continuación:

Figura 59

Validación del cálculo de compresión pura en columna mediante ejercicio de referencia

Compresión Pura:

$$P_0 = \beta_1 f'_c (A_g - A_{st}) + A_{st} f_y$$

$$\text{Si } f'_c > 280 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \beta_1 = 0.85 - 0.05 \left(\frac{f'_c - 280}{70} \right)$$

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 \left(\frac{350 - 280}{70} \right)$$

$$\beta_1 = 0.8$$

Sustituyendo:

$$P_0 = 0.85 * 350(3000 - 60.84) + 60.84 * 2800$$

$$P_0 = 1,044,752.1 \text{ kg}$$

$$P_0 = 1,044,752.1 * 0.001 \frac{\text{ton}}{\text{kg}}$$

$$P_0 = 1,044.75 \text{ ton}$$

La diferencia observada entre el valor obtenido manualmente y el resultado generado por la hoja de cálculo automatizada es mínima, asociándose principalmente a efectos de aproximación numérica y redondeo computacional, lo cual confirma la confiabilidad del procedimiento implementado.

Antes de generar los puntos del diagrama, generamos las ecuaciones de fuerza y momento tanto de diseño como nominal, que permitirán trazar los gráficos, para ello se define:

Figura 6o

Determinación de fuerzas axiales y momentos resistentes mediante programación en Mathcad

$$\begin{aligned}
 P_n(a) &:= \min \left(\left(C_c(a) - \sum_{i=1}^{\text{rows}(n_b)} C_s(i, a) \right), P_{nmax} \right) \\
 \phi P_n(a) &:= \phi(a) \cdot \min \left(\left(C_c(a) - \sum_{i=1}^{\text{rows}(n_b)} C_s(i, a) \right), 0.8 \cdot P_{nmax} \right) \\
 M_n(a) &:= \left(C_c(a) \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + \sum_{i=1}^{\text{rows}(n_b)} \left(C_s(i, a) \cdot \left(d_i - \frac{h}{2} \right) \right) \right) \\
 \phi M_n(a) &:= \phi(a) \cdot \left(C_c(a) \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + \sum_{i=1}^{\text{rows}(n_b)} \left(C_s(i, a) \cdot \left(d_i - \frac{h}{2} \right) \right) \right) \\
 a &:= 0 \text{ m}, 0.001 \cdot h \dots 1 \cdot h
 \end{aligned}$$

Una vez validada la condición de compresión pura de la columna, se procede al análisis de los diferentes estados de comportamiento considerados para la construcción del diagrama de interacción axial–momento (P-M). De manera similar al procedimiento aplicado en el análisis a flexión de vigas, se evalúan distintas condiciones de deformación del elemento, permitiendo representar la evolución del comportamiento resistente de la columna.

Posteriormente, se analiza el estado correspondiente a la fluencia del acero de refuerzo en flexo compresión, considerando distintos niveles de carga y deformación, con el propósito de determinar puntos representativos dentro del diagrama de interacción. A continuación, se presenta el análisis correspondiente al estado asociado al 50 % de la fluencia del acero.

Figura 61

Determinación de carga axial y momento nominal al 50 % de la fluencia del acero en columna

Punto $f_s = 0.50f_y$

$$s_{0.5} := \left\| \begin{array}{l} a \leftarrow h \\ \text{while } f_{s1} < 0.5 \cdot f_y \\ \quad \left\| \begin{array}{l} f_{s1} \leftarrow 0.003 \cdot \frac{d - c(a)}{c(a)} \cdot E_s \\ a \leftarrow a - 0.1 \text{ mm} \end{array} \right. \\ a \end{array} \right\| = 28.66 \text{ cm}$$

$P_{0.5} := P_n(s_{0.5}) = 587.9 \text{ tonnef}$

$M_{0.5} := M_n(s_{0.5}) = 73.017 \text{ tonnef} \cdot m$

Con el propósito de validar el comportamiento del modelo automatizado, los resultados obtenidos en la hoja de cálculo se comparan con los valores determinados mediante el ejercicio de referencia desarrollado de forma manual. La comparación evidencia una alta concordancia entre la carga axial nominal y el momento nominal obtenidos en ambos procedimientos, confirmando la consistencia del método implementado para la determinación de puntos representativos dentro del diagrama de interacción axial-momento de la columna.

Figura 62

Comparación de resultados manuales para validación del modelo automatizado de columnas

Carga nominal:

$$P_n = C_c + C_{s1} + C_{s2} + C_{s3} - T_s$$

$$P_n = 478.46 + 56.78 + 28.39 + 7.35 - 28.39$$

$$P_n = 587.92 \text{ ton}$$

Momento nominal:

$$M_n = C_c \left(\bar{y} - \frac{a}{2} \right) + C_{s1}(\bar{y} - d_1) + C_{s2}(\bar{y} - d_2) + C_{s3}(d_3 - \bar{y}) - T_s(d_4 - \bar{y})$$

$$M_n = (478.46) \left(25 - \frac{28.48}{2} \right) + (56.78)(25 - 6.22) + 28.39(25 - 18.74) + 7.35(31.36 - 25) - 28.39(43.78 - 25)$$

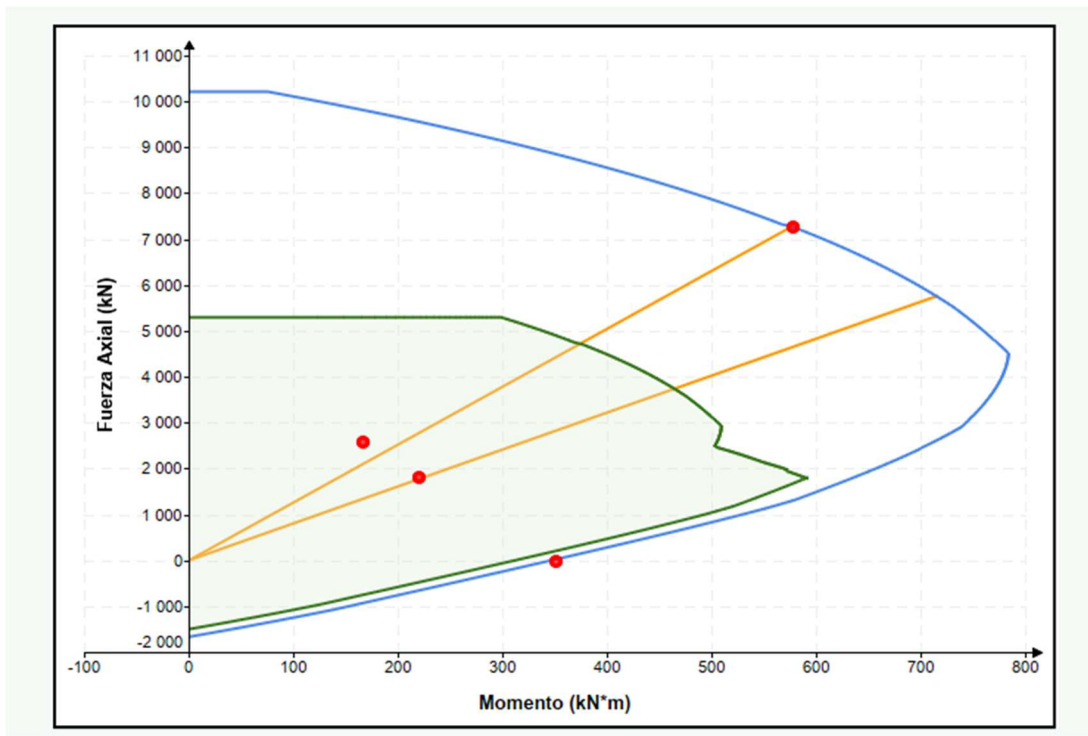
$$M_n = 73.017 \text{ ton.m}$$

A partir de los diferentes estados de carga y deformación evaluados previamente, se determinan los puntos representativos necesarios para la construcción del **diagrama de interacción axial-momento (P-M)** de la columna. Dicho diagrama se obtiene mediante la representación conjunta de las fuerzas axiales y los momentos resistentes asociados a cada estado de comportamiento, incluyendo condiciones de **compresión pura, fluencia del acero**, así como estados intermedios definidos por porcentajes de deformación del refuerzo, tales como **0.25 Fy** y **0.50 Fy**.

La representación gráfica del diagrama permite verificar el comportamiento resistente de la sección y evaluar si la propuesta de acero de refuerzo satisface las condiciones de diseño establecidas, conforme a los parámetros definidos en el procedimiento automatizado implementado.

Figura 63

Diagrama de iteración axial/momento ($P-M$) para la evaluación de la capacidad resistente de la columna



Nota. Diagrama generado por la Hoja de Cálculo de Columnas.

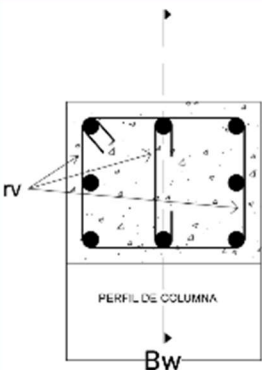
Una vez se genera el diagrama de interacción, continuamos con la evaluación por corte para determinar la capacidad de la columna por corte, se da ingreso a la resistencia requerida y el área de acero propuesta, como se muestra:

Figura 64

Cálculo de acero por corte y determinación de resistencia por corte en columna, según hoja de cálculo de columnas

2.3 DISEÑO POR CORTE:

Acero de refuerzo transversal	$f_{yt} := 420 \text{ MPa}$
Factor de concreto liviano	$\lambda := 1$
Número de ramas del estribo	$r_v := 3$
Espaciamiento	$s := 20 \text{ cm}$
Factor de reducción de la resistencia	$\phi := 0.75$
Ingrese el diámetro del acero transversal:	$d_v := \frac{4}{8} \text{ in} = 1.27 \text{ cm}$



2.3.1 Área de refuerzo transversal

$$A_v := r_v \cdot \frac{\pi \cdot d_v^2}{4} = 3.8 \text{ cm}^2$$

$A_v = 3.8 \text{ cm}^2$

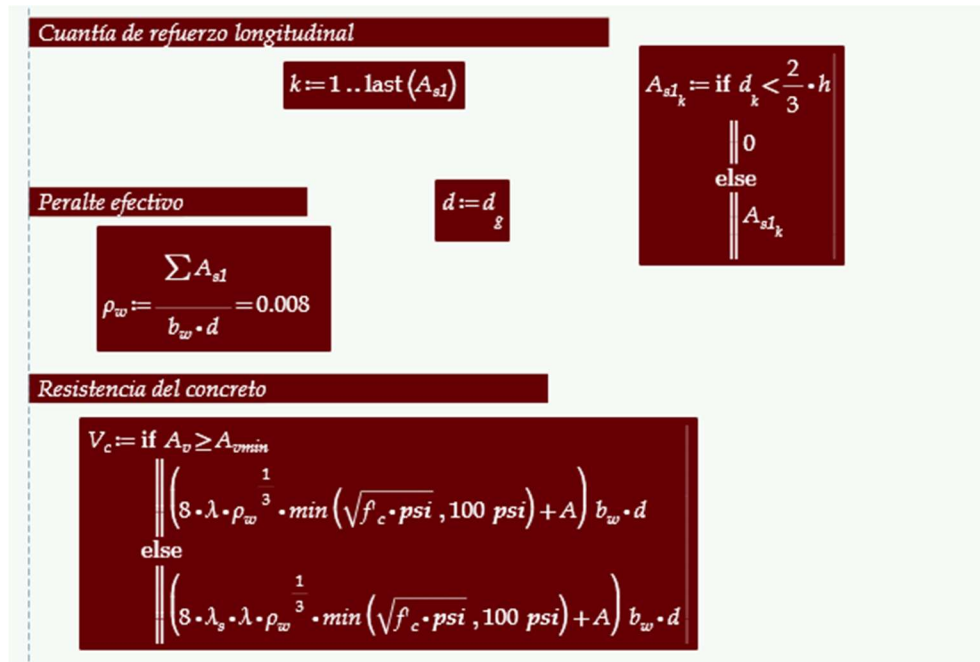
2.3.2. Resistencia requerida:

Fuerza Axial	$N_u := P_u = [7280 \ 0 \ 1806.933 \ 2594.156] \text{ kN}$
Cortante	$V_u := [150 \ 10 \ 80 \ 60] \text{ kN}$

Se calcula la resistencia por corte teniendo en cuenta las definiciones establecidas en el ACI 318-19 según el capítulo 22.5.5.1.2, adicional se generan las ecuaciones necesarias para calcular la cuantía de refuerzo y el peralte efectivo, para calcular la resistencia del concreto:

Figura 65

Cálculo de Resistencia del concreto según Hoja de cálculo para columna



Una vez definidos los parámetros geométricos y mecánicos del elemento, el procedimiento automatizado permite determinar las variables necesarias para la evaluación de la resistencia a cortante en columnas, incluyendo la cuantía de refuerzo longitudinal, el peralte efectivo y la contribución del concreto a la resistencia del elemento. Asimismo, se verifican criterios asociados al espaciamiento máximo del refuerzo transversal, con el propósito de comprobar que el cortante último actuante sea menor que la resistencia calculada, conforme a los requisitos establecidos por el ACI 318-19.

Figura 66

Comparación entre cortante actuante y resistencia a cortante de la columna

2.3.3 Resistencia del concreto (22.5.5.1.1)
$V_c = 638.89 \text{ kN}$
2.3.4 Resistencia acero de refuerzo (22.5.8.5.3)
$V_s = 349.373 \text{ kN}$
2.3.5 Máximo espaciamiento del refuerzo
$s_{max} = 21.889 \text{ cm}$
2.3.6 Verificación de las dimensiones de la sección transversal (22.5.1.2)
$V_u = 150 \text{ kN} < \phi \cdot (V_c + 8 \cdot \sqrt{f_c} \cdot psi \cdot b_w \cdot d) = 1245.836 \text{ kN}$
seccion = "cumple"

Con base en el ejercicio de referencia empleado para la validación del procedimiento, se verifica que la configuración inicial de refuerzo propuesta satisface los requisitos de resistencia a cortante de la columna, cumpliendo con las condiciones establecidas por el diseño. No obstante, cuando la resistencia calculada resulta insuficiente frente al cortante último actuante, la hoja de cálculo automatizada permite determinar el refuerzo transversal adicional requerido, ajustando los parámetros necesarios para garantizar el cumplimiento de los criterios de seguridad estructural establecidos por el ACI 318-19.

Figura 67

Determinación del refuerzo transversal adicional para la verificación a cortante en columnas

2.3.7 Requiere acero de refuerzo		acero = "no requiere"
2.3.8 Refuerzo a cortante mínimo (10.6.2)	$A_{vmin}=1.042 \text{ cm}^2$	
2.3.9 máximo espaciamiento si requiere refuerzo a corte (10.7.6.5.2)	$s_{max}=21.889 \text{ cm}$	
2.4 Resistencia al corte de la sección		
2.4.1 Resistencia del concreto (22.5.5)	$V_c=638.89 \text{ kN}$	
2.4.2 Resistencia del acero de refuerzo (22.5.8.5.3)	$V_s=349.373 \text{ kN}$	
Resistencia al corte	$V_n=\phi \cdot (V_c + V_s)$	
	$V_n=741.197 \text{ kN}$	
Resistencia requerida	$V_u=150 \text{ kN}$	
	corte = "cumple"	

De esta manera, el procedimiento automatizado permite verificar de forma integral el comportamiento resistente de la columna frente a esfuerzos de cortante, proporcionando criterios de aceptación y, cuando corresponde, los requerimientos de refuerzo necesarios para asegurar el desempeño estructural del elemento.

4.3 HOJA DE CÁLCULO PARA MUROS.

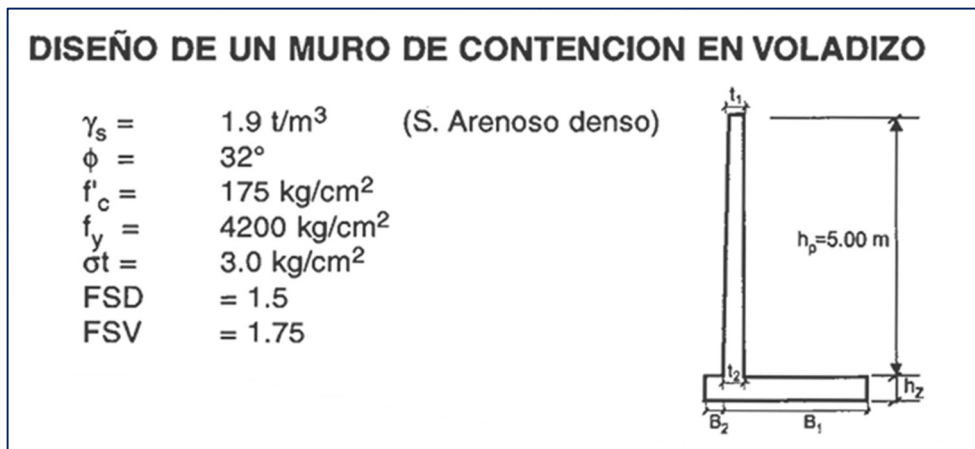
4.3.1 HOJA DE CÁLCULO DE MURO EN VOLADIZO

Para el desarrollo y validación de la hoja de cálculo correspondiente al diseño de muros de contención en voladizo, se emplea como referencia un ejercicio académico basado en la metodología presentada por el autor Morales en el capítulo 7 de su texto sobre concreto armado. Dicho ejercicio proporciona los parámetros geométricos, propiedades mecánicas de los materiales y condiciones de carga necesarias para verificar el comportamiento estructural del elemento y validar el procedimiento automatizado implementado. A continuación, se presentan los datos de entrada considerados para el análisis del muro de contención:

El ejercicio de referencia considera el diseño de un muro de contención en voladizo destinado a estabilizar un talud mediante una pantalla con una altura de 5.0 m. Para el análisis se adopta un suelo con peso volumétrico aproximado de 1.9 T/m^3 , así como un concreto de peso volumétrico normal de 2.4 T/m^3 . Asimismo, se considera un ángulo de fricción interna del suelo de 32° , asumiendo para este caso la ausencia de fricción entre el suelo y el paramento del muro, conforme a las condiciones establecidas para el ejercicio de validación (Morales, 2006).

Figura 68

Datos tomados de ejercicio de referencia para el diseño de muro de contención en voladizo

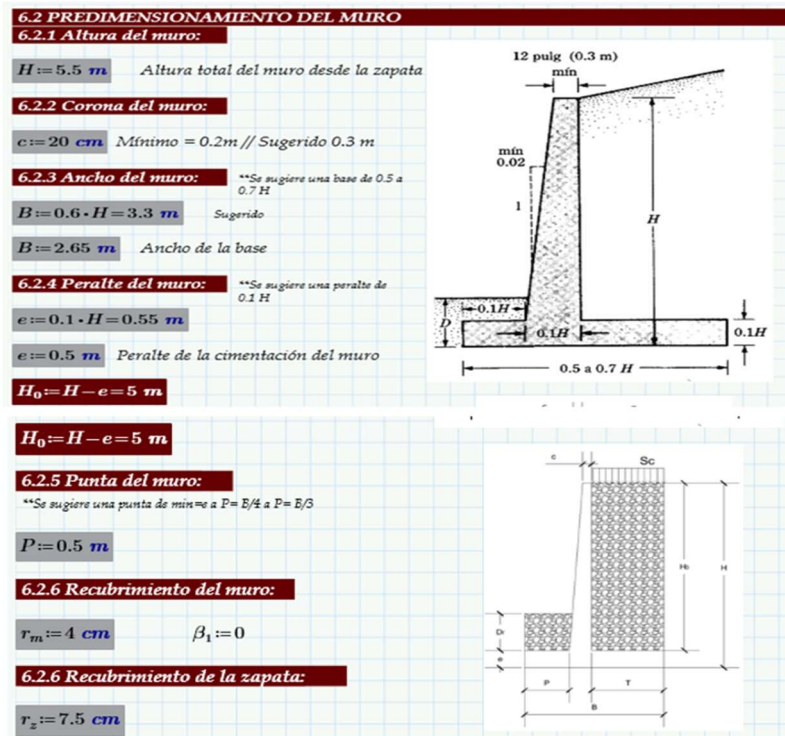


Con base en los parámetros definidos para el ejercicio de referencia, se desarrolló una hoja de cálculo automatizada para el diseño de muros de contención en voladizo, incorporando variables relacionadas con las propiedades mecánicas del concreto y el acero, características geotécnicas del suelo, factores de seguridad y condiciones de sobrecarga. La figura siguiente presenta el entorno de ingreso de datos empleado para el análisis del elemento estructural.

Una vez ingresados los parámetros iniciales del muro de contención, la hoja de cálculo desarrolla un Predimensionamiento preliminar del elemento, considerando los lineamientos establecidos por el ACI 318-19, específicamente aquellos relacionados con el diseño de muros estructurales, así como criterios prácticos de dimensionamiento recomendados en la literatura de concreto armado (Morales, 2006). Este procedimiento permite definir dimensiones iniciales del muro, tales como espesor de pantalla, ancho de base, punta, talón y recubrimientos, las cuales posteriormente son verificadas mediante los análisis de estabilidad y resistencia correspondientes. La figura siguiente presenta el entorno de Predimensionamiento generado para el muro en voladizo.

Figura 71

Predimensionamiento geométrico del muro de contención en voladizo mediante el procedimiento automatizado



Una vez establecidas las dimensiones preliminares del muro de contención, se procede al análisis y dimensionamiento de la pantalla del elemento. Como parte de este procedimiento, se determina el coeficiente de empuje activo del suelo (K_a) mediante la aplicación de la teoría de Rankine, la cual permite estimar las presiones laterales ejercidas por el terreno sobre el muro en función de las propiedades del suelo y las condiciones geométricas consideradas. La figura siguiente presenta el cálculo desarrollado para el ejercicio de validación.

Figura 72

Determinación del coeficiente de empuje activo (K_a) para el ejercicio de validación

6.2.7 Dimensionamiento de la pantalla:					
<i>Cálculo de peralte F en parte baja de pantalla</i>					
<i>Cálculo K_a:</i>					
ϕ	K_a	0.307		0	32
β	28	30	32	34	36
0	0.361	0.333	0.307	0.283	0.26
5	0.366	0.337	0.311	0.286	0.262
10	0.38	0.35	0.321	0.594	0.27
15	0.409	0.373	0.341	0.311	0.283
20	0.461	0.414	0.374	0.338	0.306
25	0.573	0.494	0.434	0.385	0.343

El coeficiente de empuje activo del suelo (K_a) correspondiente a la teoría de Rankine puede determinarse analíticamente en función del ángulo de fricción interna del suelo (ϕ). Para el caso de estudio, el valor de (K_a) se obtiene mediante la siguiente expresión:

Figura 73

Obtención del coeficiente K_a para el análisis del muro en voladizo

$$k_a = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) = 0.554^2 = 0.307$$

Nota. *Elaboración propia con base en la formulación propuesta por Braja-Das (2015).*

Una vez determinado el coeficiente de empuje activo del suelo (K_a), se desarrolla el cálculo del momento último actuante en la pantalla del muro de contención, considerando las presiones laterales generadas por el terreno sobre el elemento estructural. A partir de este análisis se determinan parámetros de diseño, tales como el peralte efectivo y el espesor preliminar de la pantalla, conforme al procedimiento automatizado implementado y los criterios de diseño establecidos para el elemento.

Figura 74

Determinación del momento último y espesor preliminar de la pantalla del muro

Cálculo automatizado de la constante de Rankine.
 $K_a = 0.307$

Con la ecuación del momento ultimo tenemos:

$$M_u := 1.7 \cdot \left[\frac{K_a \cdot \gamma_s \cdot H_0^2}{2} \cdot \left(\frac{H_0}{3} + h_s \right) \cdot m \right] = [20.659] \text{ tonnef} \cdot m$$

$$\rho := \frac{0.7 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \left(\frac{cm^2}{kgf} \right)}}{f_y \cdot \left(\frac{cm^2}{kgf} \right)} = 0.002$$

$$\omega := 0.85 \cdot \rho = 0.002$$

$$\omega := 0.096$$

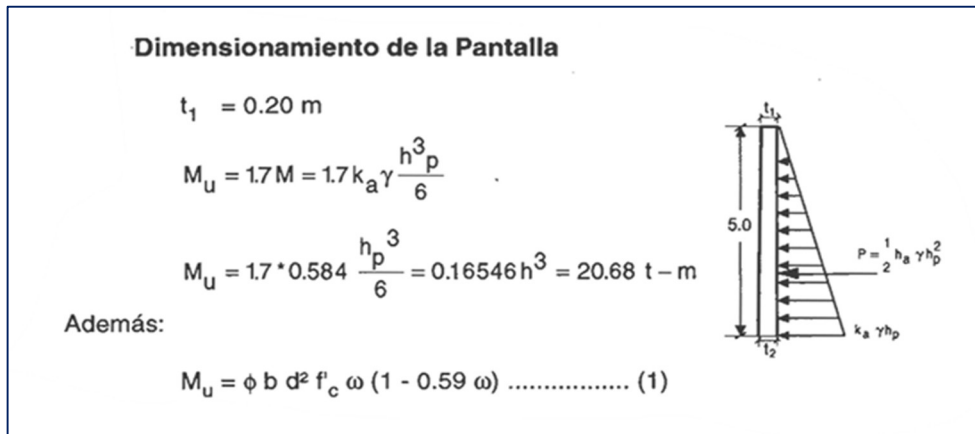
$$d := \sqrt{\frac{M_u}{0.9 \cdot 1 \cdot m \cdot f'_c \cdot \omega \cdot (1 - 0.59 \cdot \omega)}} = [38.057] \text{ cm}$$

$$F := d + r_m + \frac{1.6 \cdot cm}{2} = [42.857] \text{ cm} \text{ sugerido como valor de ancho de la parte baja de la pantalla del muro}$$

Los resultados obtenidos mediante la hoja de cálculo automatizada se comparan con los valores proporcionados por el ejercicio de referencia, con el propósito de verificar la consistencia del procedimiento implementado y validar los parámetros de dimensionamiento obtenidos para la pantalla del muro.

Figura 75

Determinación del momento último para el dimensionamiento de la pantalla del muro



Nota. Adaptado del libro de diseño de concreto armado del Ing., Morales (2006) para ejercicio de verificación de hoja de cálculo en Mathcad

Figura 76

Determinación del peralte efectivo y espesor preliminar de la pantalla del muro

$$\phi = 0.9$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$f'_c = 175 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho = 0.004 \rightarrow w = \rho \frac{t_y}{f'_c} = 0.004 \frac{4200}{175} = 0.096$$

$$M_u = 0.9 * 100 * d^2 * 175 * 0.096 * (1 - 0.59 * 0.096)$$

$$d = 38.08 \text{ cm} \quad t_2 = d + r + \frac{\phi_{\text{acero}}}{2}$$

$$t_2 = 38.08 + 4 + 1.59/2 = 42.88 \text{ cm}$$

$$t_2 = 0.45 \text{ m} \quad d = 40.21 \text{ cm}$$

Nota. Adaptado del libro de diseño de concreto armado del Ing., Morales (2006) para ejercicio de verificación de hoja de cálculo en Mathcad

Como se observa tanto para el valor de “**d**” y el fuste “**F**” se obtienen valores de 38.08 cm y 45 cm respectivamente, para el ejemplo de referencia tomado del libro, se propone dar un valor de 65 cm, esta adopción de un espesor superior al mínimo calculado responde a criterios conservadores de diseño y constructibilidad recomendados en la literatura especializada.

Una vez definidas las dimensiones preliminares de la pantalla del muro, se desarrolla la **verificación a cortante del elemento**, con el propósito de comprobar que la resistencia proporcionada por el concreto y el refuerzo resulte suficiente frente a las solicitaciones actuantes, conforme a los criterios establecidos por el **ACI 318-19**:

Figura 77

Verificación por corte en la pantalla de acuerdo con hoja de cálculo con datos propuestos de ejercicio ejemplo para muros

6.3 Verificación por corte del muro:

$$V_u := 1.7 \cdot K_a \cdot \gamma_s \cdot (H_0 - d_{real}) \cdot ((0.5) \cdot (H_0 - d) + h_s) \cdot m = [10.073] \text{ tonnef}$$

$$b := 100 \text{ cm} \quad d_{real} := 40 \text{ cm}$$

$$V_{c1} := (0.53 \sqrt{f'_{c1}}) \cdot b_1 \cdot d_1 = 28044.964$$

$V_c := V_{c1} \cdot kgf = 28.045 \text{ tonnef}$

$$0.85 V_c \geq V_u \quad \text{Cumple}$$

Se procede a verificar los resultados obtenidos al utilizar la Hoja de Cálculo para Muros elaborada en MathCad, con los valores indicados en el ejercicio de referencia como se muestra:

Figura 78

Verificación por corte de acuerdo con ejercicio de ejemplo contenido en libro de concreto armado

Verificación por corte

$$V_{du} = 1.7 V_d = 1.7 (1/2) \gamma_s K_a (h_p - d)^2$$

$$V_{du} = 1.7 * (1/2) * 0.584 * (5 - 0.40)^2 = 10.50 \text{ t}$$

$$\frac{V_{du}}{\phi} = 12.36 \text{ t}$$

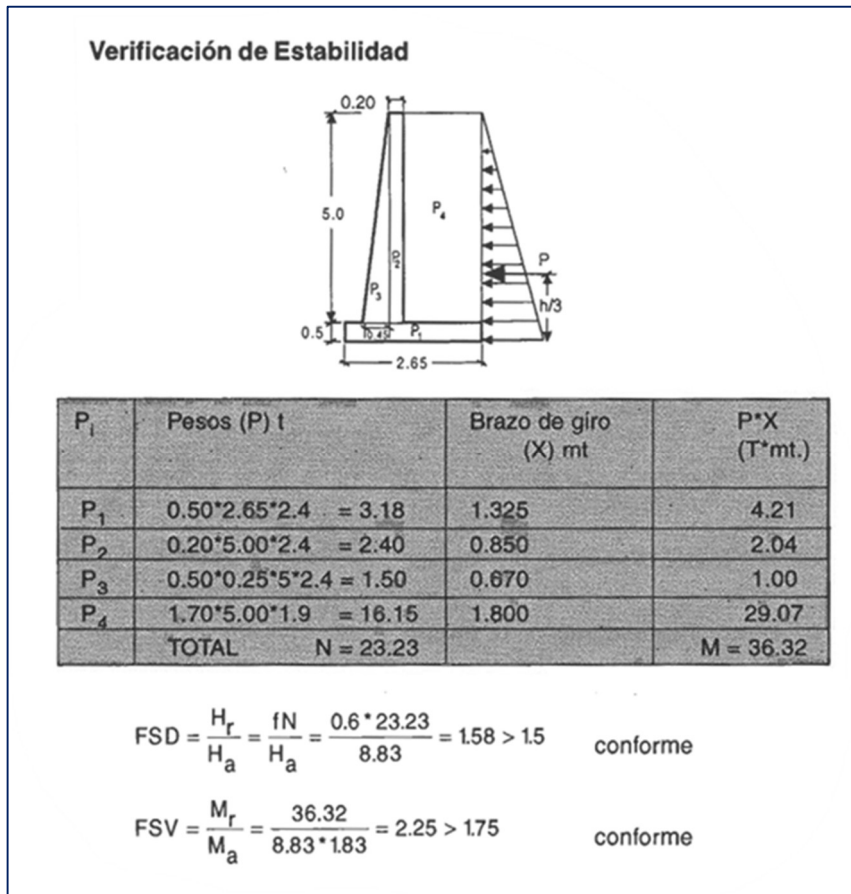
$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d = 0.53 * \sqrt{f'_c} * 10 * 1 * 0.38 = 26.64 \text{ t}$$

Si As se traslapa en la base: $V_{ce} = \frac{2}{3} V_c = 17.76 \text{ T} < \frac{V_u}{\phi} \therefore \text{conforme}$

Una vez se realiza el dimensionamiento de la pantalla, se procede con la verificación por volteo del muro, de acuerdo con el ejercicio se analiza la estabilidad del muro por secciones y se obtienen resultados como se muestra en la figura 74:

Figura 79

Verificación de estabilidad del muro según ejemplo de referencia



Se procede a verificar la estabilidad, pero esta vez de acuerdo con el procedimiento establecido en la Hoja de cálculo generada, donde por medio de una tabla de cálculos que permite determinar los diferentes pesos volumétricos del concreto (en caso de que un ejercicio presente diversas tipologías de suelo), así como sus áreas, volúmenes, y el peso de materiales, para determinar el valor total de fuerza y Momento analizado por gravedad

Figura 80

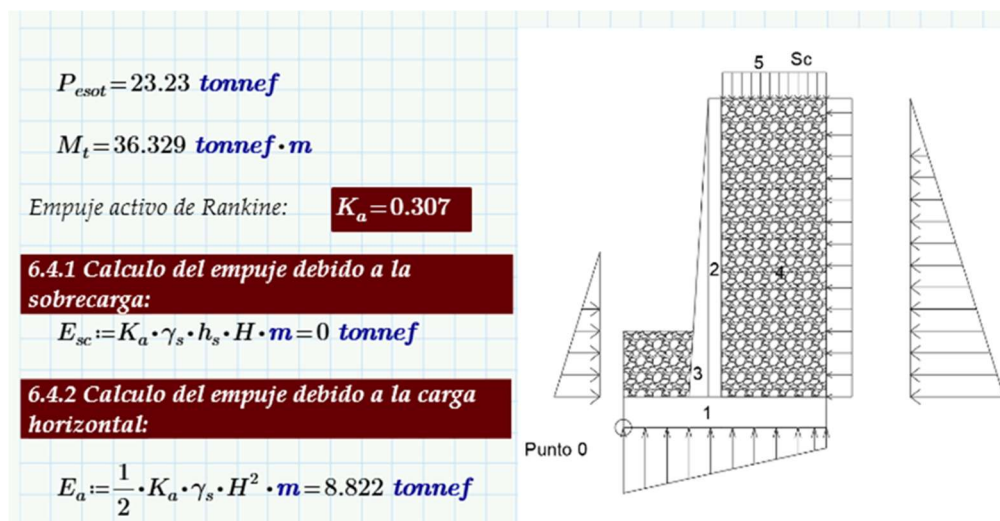
Cálculo de momentos actuantes en pantalla de muro de acuerdo con la hoja de cálculo diseñada

6.4 Verificación por volteo del muro:							
No	MATERIAL	PESO VOL. SUELO	AREA (m ²)	VOLUMEN (1m ³)	PESO (ton)	BRAZO (m)	MOMENTO
1	Concreto	2.4	1.325	1.325	3.18	1.325	4.21
2	Concreto	2.4	1	1	2.4	0.85	2.04
3	Concreto	2.4	0.625	0.625	1.5	0.67	1.01
4	Suelo	1.9	8.5	8.5	16	1.8	29.07
5		1.9					
				ΣFv	23.23	Mv	36.329

Una vez se analiza el cálculo del Muro por áreas, se obtiene el total de Peso y Momento actuantes con lo que se determina el valor del empuje debido a la sobrecarga y a la carga horizontal de acuerdo con la figura 76:

Figura 81

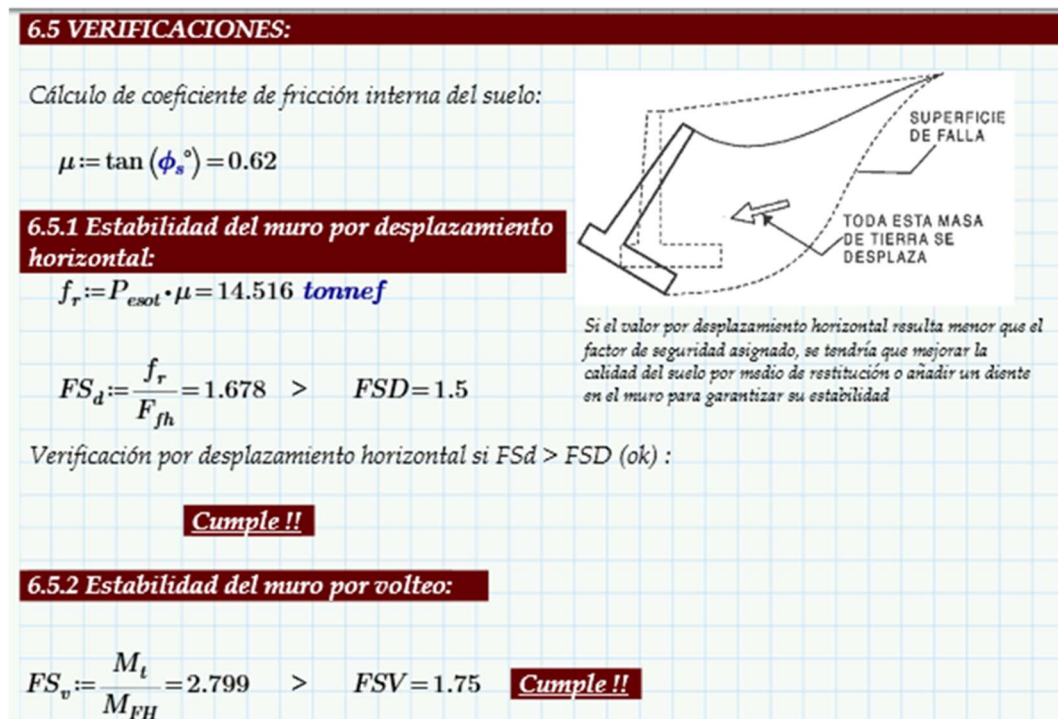
Cálculo de Empujes debidos a sobre carga y fuerzas horizontales



Una vez definidas las dimensiones preliminares del muro, se realiza la verificación de estabilidad por deslizamiento y volteo, con el objetivo de comprobar que el elemento cumple con los factores mínimos de seguridad frente a las fuerzas laterales generadas por el terreno.

Figura 82

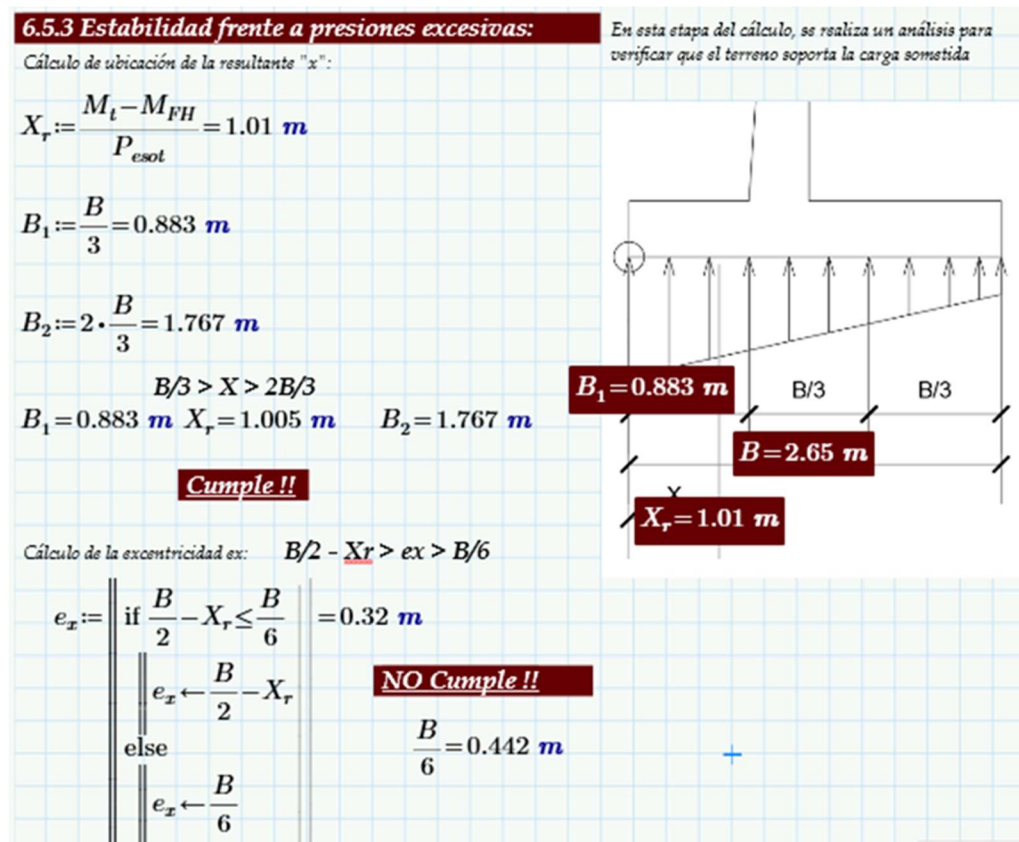
Verificación de estabilidad por deslizamiento y volteo del muro de contención



Los resultados obtenidos muestran que el muro cumple con las verificaciones de deslizamiento y volteo, ya que los factores de seguridad calculados superan los valores mínimos establecidos para el análisis. Una vez validada esta condición, se procede a revisar las presiones generadas sobre el terreno.

Figura 83

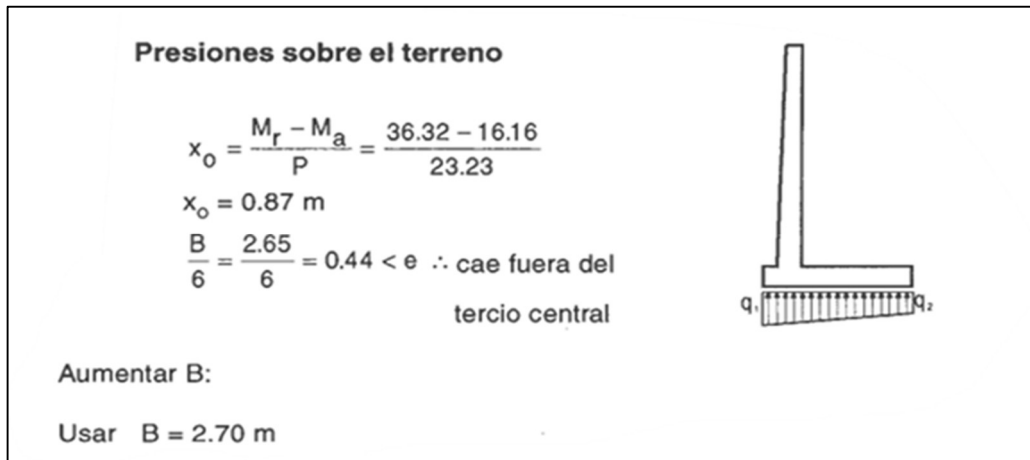
Verificación de estabilidad frente a presiones excesivas del terreno mediante el procedimiento automatizado



Posteriormente, se comparan los resultados obtenidos en la hoja de cálculo con los valores del ejercicio de referencia, con el objetivo de validar la revisión de presiones transmitidas al terreno y verificar el comportamiento de la cimentación del muro.

Figura 84

Verificación de presiones sobre el terreno mediante el ejercicio de referencia



En ambas verificaciones se identifica que la resultante de cargas se ubica fuera del tercio central de la base, por lo que para el ejercicio planteado se incrementa el ancho de la cimentación a 2.70 m. Con la nueva dimensión propuesta, se revisan nuevamente las presiones ejercidas sobre el terreno para verificar la estabilidad del muro.

Figura 85

Revisión de presiones en la zapata según ejercicio de referencia para verificación de hoja de muros

Usar B = 2.70 m			
Pi	Pesos (P) Ton.	Brazo de giro (X) mt.	P*X (T*mt)
P ₁	0.50*2.70*2.4 = 3.24	1.350	4.37
P ₂	0.20*5.00*2.4 = 2.40	0.850	2.04
P ₃	0.50*0.25*5*2.4 = 1.50	0.670	1.00
P ₄	1.75*5.00*1.9 = 16.63	1.825	30.35
	TOTA N = 23.77		M = 37.76

FSD = 1.62 > 1.50 conforme
 FSV = 2.34 > 1.75 conforme
 $x_0 = 0.91\text{m}$ $e = 1.35 - 0.91 = 0.44\text{m} < \frac{B}{6} = \frac{2.7}{6} = 0.45\text{ m}$
 CONFORME

Luego:

$$q_1 = \frac{P}{B} \left(1 + \frac{6e}{B} \right) = \frac{23.77}{2.7} \left(1 + \frac{6 \cdot 0.44}{2.70} \right) = 17.41 \text{ t/m}^2$$

$$q_2 = \frac{P}{B} \left(1 - \frac{6e}{B} \right) = 0.20 \text{ t/m}^2 \therefore q_1 < \sigma_t \quad \text{conforme}$$

En hoja de cálculo se revisan los resultados con un B=2.70, se chequean los resultados proporcionados por la hoja de cálculo, se determinan los valores de presión como se muestra:

Figura 86

Cálculo de momentos y pesos según hoja de cálculo

6.4 Verificación por volteo del muro:

No	MATERIAL	PESO VOL. SUELO	AREA (m ²)	VOLUMEN (1m ³)	PESO (ton)	BRAZO (m)	MOMENTO
1	Concreto	2.4	1.35	1.35	3.24	1.35	4.37
2	Concreto	2.4	1	1	2.4	0.85	2.04
3	Concreto	2.4	0.625	0.625	1.5	0.67	1.01
4	Suelo	1.9	8.5	8.5	17	1.825	30.35
5		1.9					
				ΣFv	23.77	Mv	37.769

$P_{ext} = 23.77 \text{ tonnef}$
 $M_t = 37.769 \text{ tonnef} \cdot m$

Con el ancho de cimentación ajustado y una vez verificadas las presiones sobre el terreno, se recalculan los pesos y momentos actuantes del muro para revisar nuevamente las condiciones de estabilidad por volteo y deslizamiento, conforme a los resultados generados en la hoja de cálculo

Figura 87

Comprobación de estabilidad por deslizamiento y volteo del muro con dimensiones ajustadas

6.5 VERIFICACIONES:

Cálculo de coeficiente de fricción interna del suelo:

$$\mu := \tan(\phi_n) = 0.62$$

6.5.1 Estabilidad del muro por deslizamiento horizontal:

$$f_r := P_{esot} \cdot \mu = 14.853 \text{ tonnef}$$

$$FS_d := \frac{f_r}{F_{fh}} = 1.717 > FSD = 1.5$$

Verificación por deslizamiento horizontal si $FS_d > FSD$ (ok):

Cumple !!

6.5.2 Estabilidad del muro por volteo:

$$FS_v := \frac{M_t}{M_{FH}} = 2.91 > FSV = 1.75$$

Cumple !!



SUPERFICIE DE FALLA
TODA ESTA MASA DE TIERRA SE DESPLAZA

Si el valor por deslizamiento horizontal resulta menor que el factor de seguridad asignado, se tendría que mejorar la calidad del suelo por medio de restitución o añadir un diente en el muro para garantizar su estabilidad

Figura 88

Cálculo de ubicación de resultante según verificación

6.5.3 Estabilidad frente a presiones excesivas:

Cálculo de ubicación de la resultante "x":

$$X_r := \frac{M_t - M_{FH}}{P_{esot}} = 1.04 \text{ m}$$

$$B_1 := \frac{B}{3} = 0.9 \text{ m}$$

$$B_2 := 2 \cdot \frac{B}{3} = 1.8 \text{ m}$$

$B/3 > X > 2B/3$

$$B_1 = 0.9 \text{ m} \quad X_r = 1.043 \text{ m} \quad B_2 = 1.8 \text{ m}$$

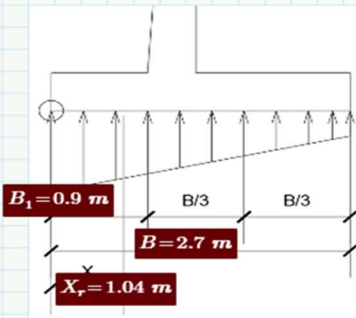
Cumple !!

Cálculo de la excentricidad ex: $B/2 - X_r > ex > B/6$

$$e_x := \left\| \begin{array}{l} \text{if } \frac{B}{2} - X_r \leq \frac{B}{6} \\ e_x \leftarrow \frac{B}{2} - X_r \\ \text{else} \\ e_x \leftarrow \frac{B}{6} \end{array} \right\| = 0.307 \text{ m}$$

Cumple !!

$\frac{B}{6} = 0.45 \text{ m}$



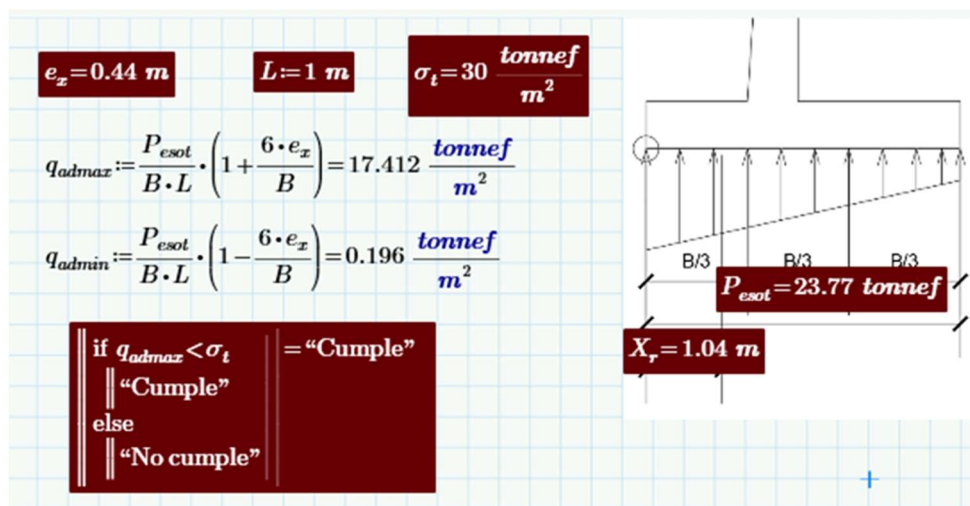
$B_1 = 0.9 \text{ m}$ $B/3$ $B/3$ $B = 2.7 \text{ m}$ $X_r = 1.04 \text{ m}$

En esta etapa del cálculo, se realiza un análisis para verificar que el terreno soporta la carga sometida

De acuerdo con los resultados obtenidos en la figura 82, se verifica que se cumplen los criterios de estabilidad, por lo que el muro cumple, se da paso ahora a la revisión de presión excesiva en el suelo en Hoja de cálculo elaborada como se muestra:

Figura 89

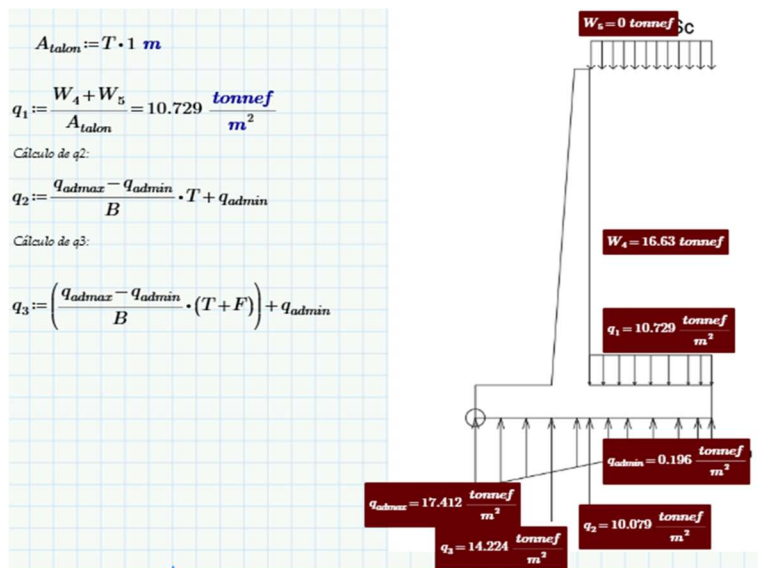
Verificación de presiones sobre el terreno mediante la hoja de cálculo.



Una vez verificadas las condiciones de estabilidad del muro, se continúa con la revisión de las presiones generadas sobre el terreno, comparando las cargas transmitidas por el elemento con la capacidad admisible del suelo. Para ello, la hoja de cálculo determina las reacciones y distribuciones de presión actuantes, como se muestra a continuación:

Figura 90

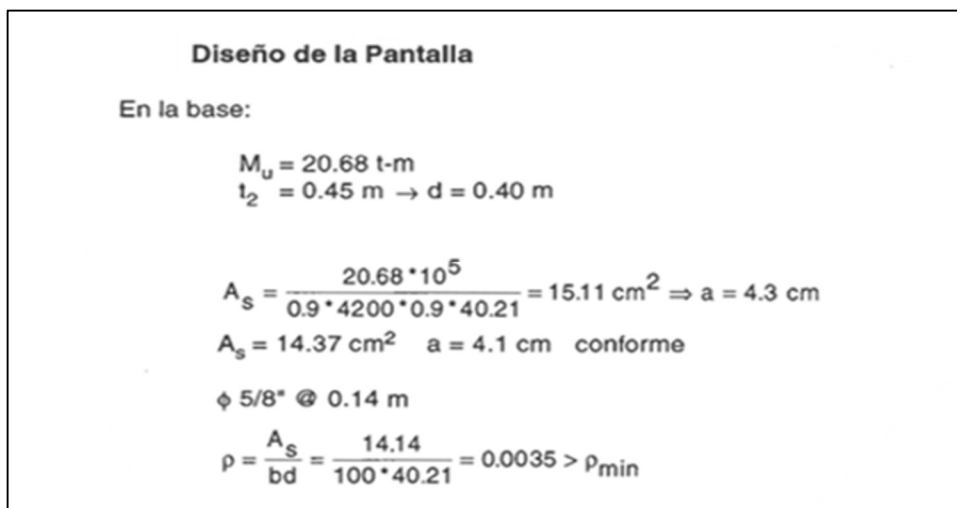
Distribución de cargas y presiones de contacto sobre la base del muro mediante la hoja de cálculo



Se continua con el diseño de pantalla revisamos los datos del ejercicio de referencia:

Figura 91

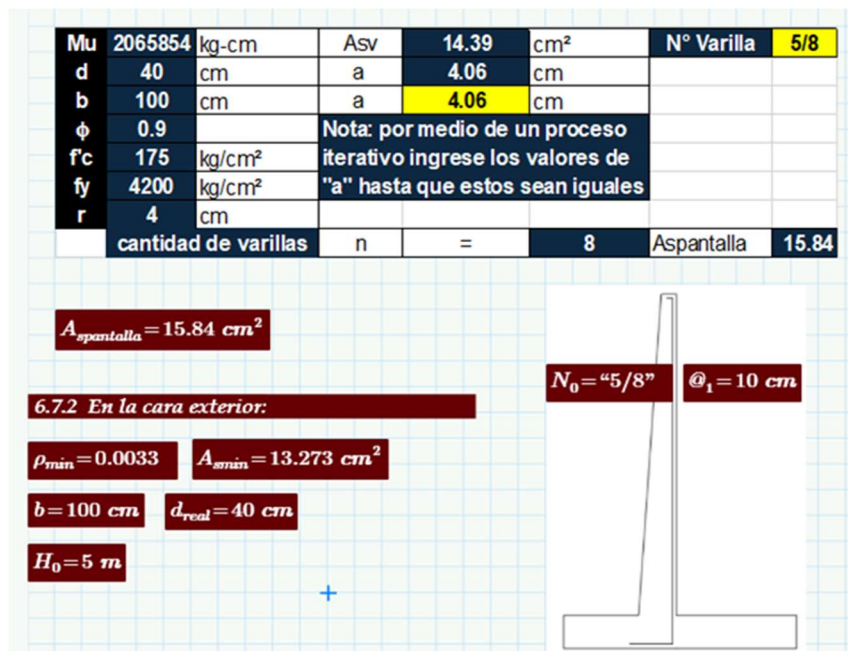
Diseño de acero en pantalla de muro conforme a ejercicio de verificación



Una vez definidas las cargas y presiones actuantes sobre el muro, se procede al cálculo del acero de refuerzo requerido para la cara interna de la pantalla. La hoja de cálculo permite determinar el área de acero necesaria mediante una tabla auxiliar desarrollada en Excel, facilitando la selección y distribución del refuerzo longitudinal requerido para el elemento. Para el presente análisis, se considera el uso de varillas sin traslape, con el propósito de mejorar la trabajabilidad y disposición del acero en el muro.

Figura 92

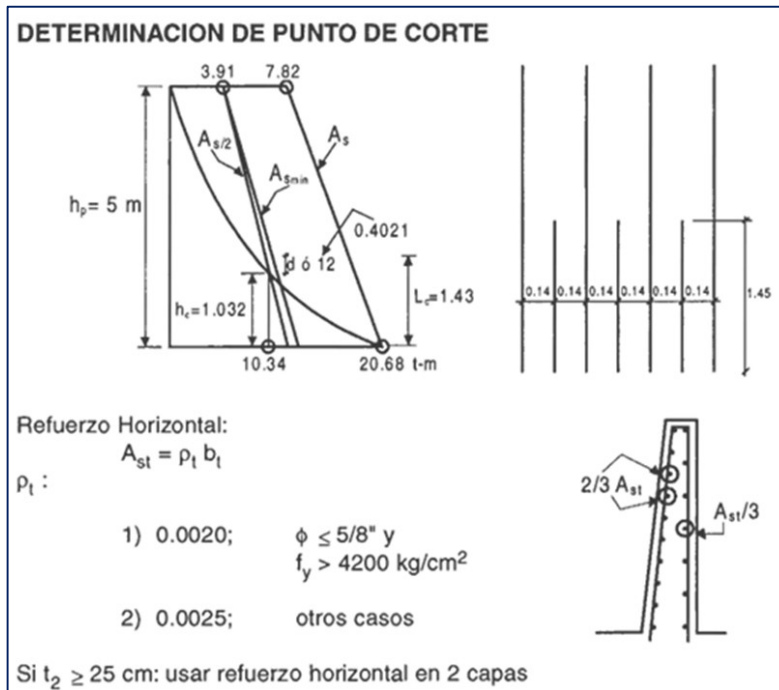
Determinación y distribución del acero de refuerzo para la cara interna del muro



De acuerdo con el ejercicio de referencia, se determina la longitud crítica de corte del muro, obteniéndose un valor de 1.43 m, el cual se utiliza para definir la distribución del acero de refuerzo en la pantalla del elemento, como se muestra a continuación:

Figura 93

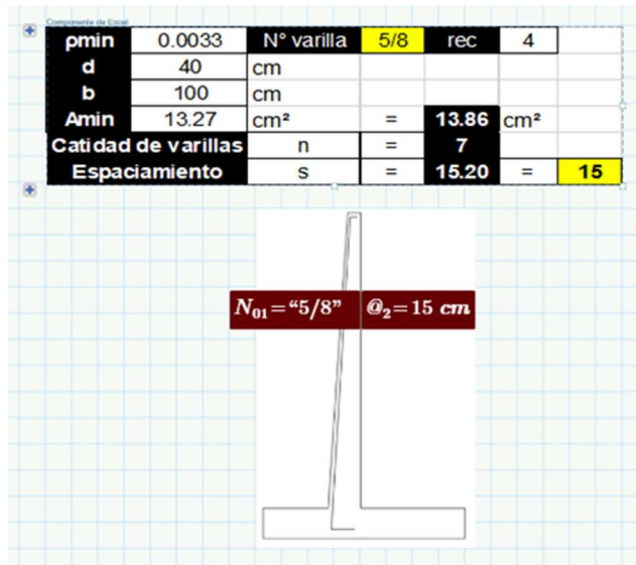
Diseño de acero en pantalla según ejercicio de referencia para verificación



En el caso de la Hoja de Muros que se presenta, este cálculo no es requerido, ya que para el acero se considera varillas completas, la hoja realiza también el cálculo del acero en la cara externa, a diferencia del ejercicio que considera el uso del Rho mínimo para determinar el acero a requerir, la hoja permite revisar el cálculo del acero en la pantalla interna tal como se procedió al cálculo de la cara externa, como se muestra:

Figura 94

Cálculo de acero longitudinal en la cara externa del muro



Una vez se ha definido aceros en cara externa e interna, se revisa el acero horizontal de la pantalla a una altura $H/2$, en la hoja de cálculo se revisa según la figura 90:

Figura 95

Acero de refuerzo transversal en pantalla

6.7.3 Acero horizontal en la parte inferior de la pantalla:

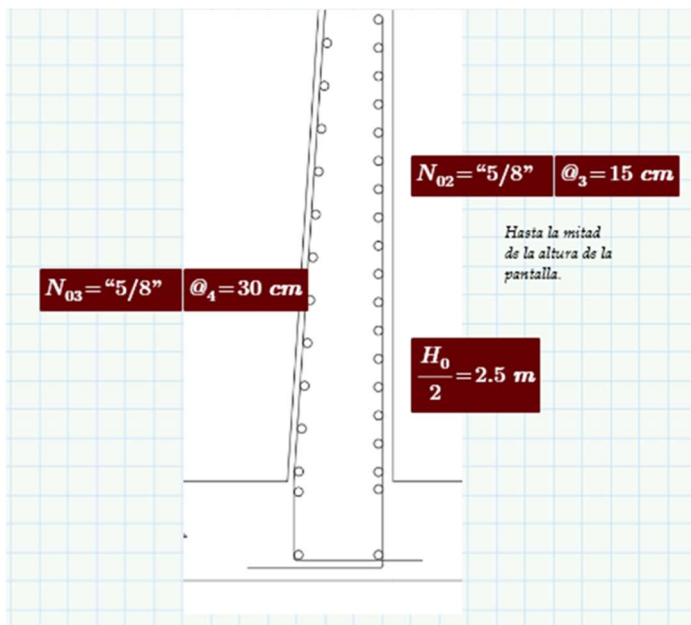
$\rho_{min}=0.0033$	$F=65\text{ cm}$	$b=100\text{ cm}$	$d_{real}=40\text{ cm}$	$r_m=4\text{ cm}$
---------------------	------------------	-------------------	-------------------------	-------------------

CARA INTERIOR					
Diámetro	5/8	pmin	0.0020		
d=F	65	cm	Ast	13.00	cm²
b	100	cm			
rc	4	cm			
Cara interior	2/3	Ast	=	8.67	
5/8	5	Ast	9.9	cm²	
N° varilla	cantidad	Área	cm²		
Espaciamento	S	18.082	cm	15	
CARA EXTERIOR					
Cara exterior	1/3	Ast	=	4.33	
5/8	3	Ast	5.94	cm²	
Espaciamento	S	30.136667	cm	30	

Una vez determinado el acero requerido, la hoja de cálculo genera automáticamente un esquema representativo del detallado transversal a considerar, facilitando la identificación de la cantidad, diámetro y espaciamiento del refuerzo correspondiente, tal como se muestra en la Figura 91.

Figura 96

Esquema de detallado de acero transversal en Muro



Una vez se ha definido el acero transversal del primer tramo, continuamos la revisión acero horizontal, pero esta vez al resto de la longitud, es decir $H/2$ hacia corona del muro, la hoja nuevamente permite identificar el detallado que se debe considerar como se muestra:

Figura 97

Cálculo de acero en la parte superior de la pantalla transversal

6.7.4 Acero horizontal en la parte superior de la pantalla:

$$\rho_{\min} = 0.0033$$

$$F = 65 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d_{\text{real}} = 40 \text{ cm}$$

$$r_m = 4 \text{ cm}$$

$$t_1 := \frac{F + c}{2} = 42.5 \text{ cm}$$

Complemento de Excel

CARA INTERIOR

Diámetro	1/2	pmin	0.0020			
d=F	42.5	cm	Ast	8.5	cm ²	
b	100	cm				
rc	4	cm				
Cara interior		2/3	Ast	=	5.67	cm ²
1/2	5	Ast	=	6.35	cm ²	
N° varilla	cantidad		Área			
Espaciamiento	18.15	S	=	15	cm	

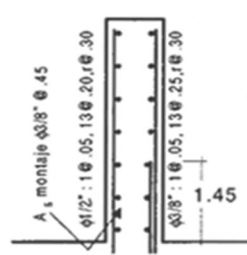
CARA EXTERIOR

Cara exterior		1/3	Ast	=	2.83	cm ²
1/2	3	Ast	3.81	cm ²		
Espaciamiento		S	30.24	cm	30	cm

Una vez hemos revisado el acero determinado a través de la hoja de cálculo procedemos a revisar la propuesta de acero de acuerdo al ejercicio de verificación, donde se observa que las consideraciones de acero para la hoja y el ejercicio propuesto son correctas:

Figura 98

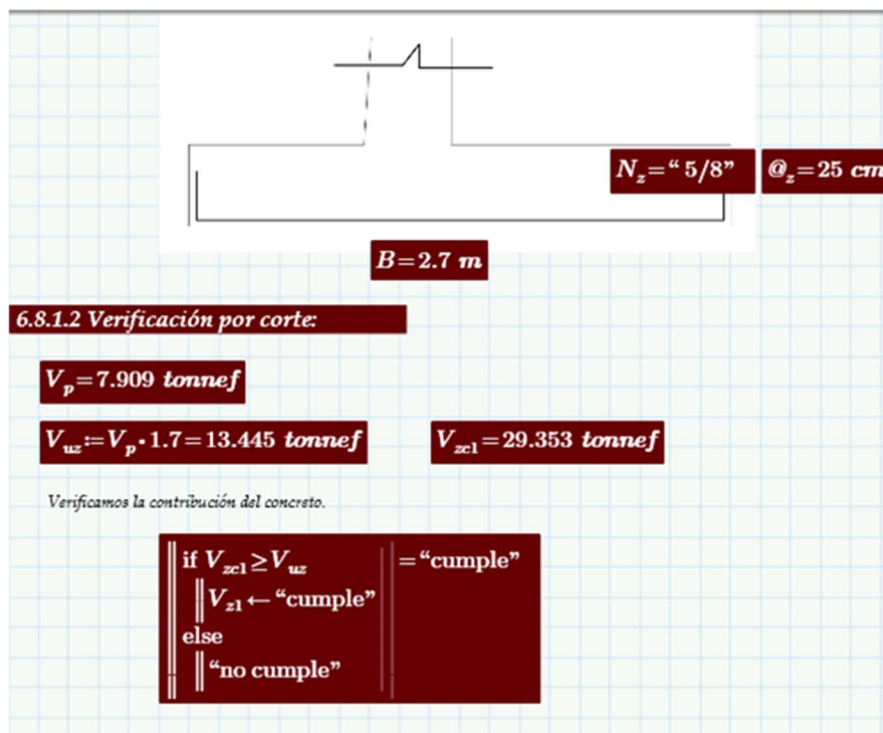
Verificación de resultados entre hoja de cálculo y ejercicio de referencia

Abajo:	$0.0020 \cdot 100 \cdot 45 = 9\text{ cm}^2/\text{m}$	
	$\frac{2}{3} A_{st} = 6.00\text{ cm}^2 \quad \phi 1/2" @ 0.21\text{ m}$	
	$\frac{1}{3} A_{st} = 3.00\text{ cm}^2 \quad \phi 3/8" @ 0.24\text{ m}$	
	$A_{s\text{ montaje}} = \phi 3/8" @ 0.45$	
	$s = 36 \phi = 36 \cdot 1.27 = 45.7\text{ cm}$	
usar	$\phi 1/2" @ 0.45\text{ m}$	

Una vez determinado el acero requerido, la hoja de cálculo genera automáticamente un esquema representativo del detallado transversal a considerar, facilitando la identificación de la cantidad, diámetro y espaciamiento del refuerzo correspondiente, tal como se muestra en la Figura 95.

Figura 100

Detallado del acero transversal del muro generado a partir de la hoja de cálculo



Se verifica la consideración de acero que realiza el ejercicio observamos que los valores están dentro del rango:

Figura 101*Cálculo de acero según ejercicio de referencia*

7.8.1 Zapata anterior

$$w_{u \max} = q_1 * 1.7 - W_z * 0.9 = 17.41 * 1.7 - 1.2 * 0.9 = 28.52 \text{ t/m}$$

conservadoramente.

$$M_u = 28.52 * \frac{0.50^2}{2} = 3.56 \text{ t-m} \Rightarrow A_s = 2.5 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \min} = 0.0018 * b * d = 0.0018 * 100 * 41.7 = 7.5 \text{ cm}^2$$

$$d = 50 - \left(7.5 + \frac{1.6}{2} \right) = 41.7 \text{ cm} \quad \phi \text{ 5/8" @ 0.26 m pasar la mitad del refuerzo vertical de la pantalla}$$

Verificación por cortante: Por inspección, conforme

7.8.2 Zapata posterior

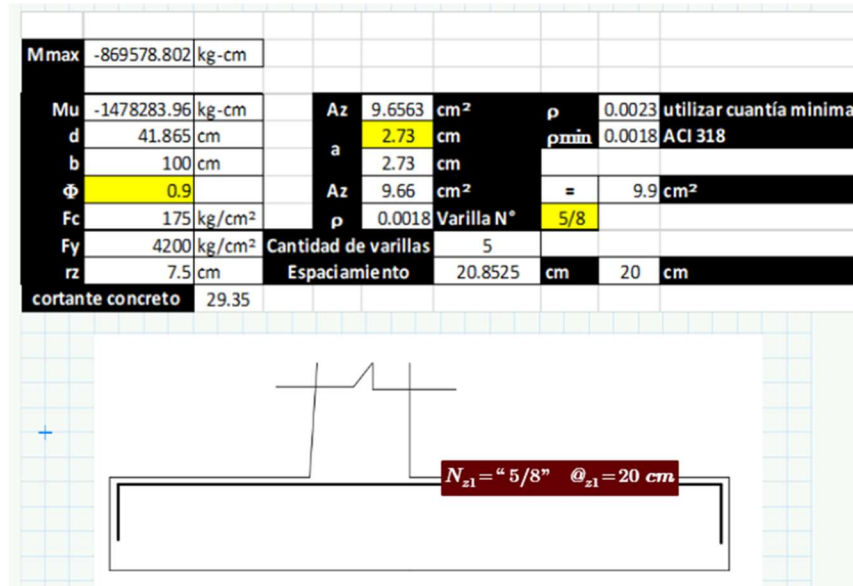
$$q'_b = \frac{(17.41 - 0.2) * 1.75}{2.70} = 12.16 \text{ t/m}$$

$$q_B = q_2 + q_B = 11.36 \text{ t/m}$$

Se continua con la distribución de acero en la parte superior de la zapata, de acuerdo con la hoja elaborada en MathCad el cálculo se realiza de la siguiente manera:

Figura 102

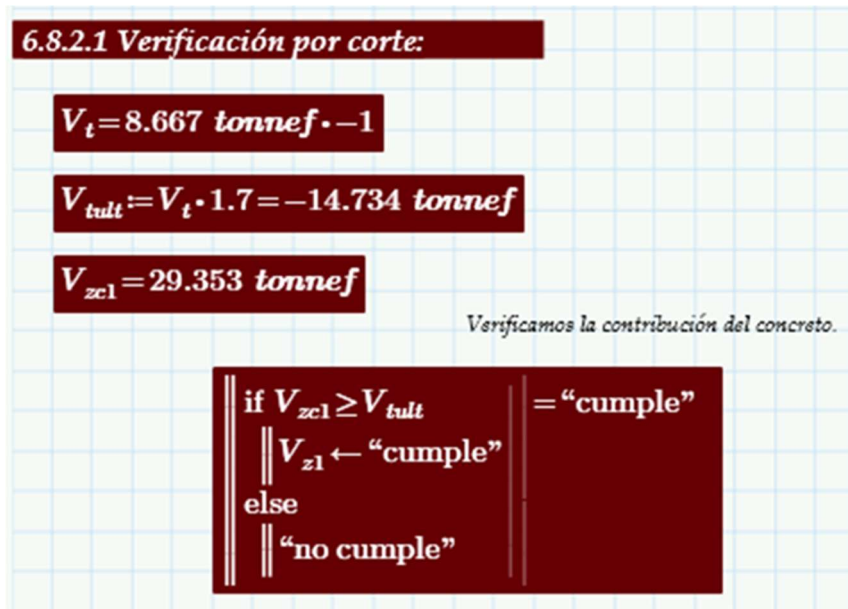
Distribución de acero en la parte superior de zapata, de acuerdo con hoja de cálculo



Una vez definido el refuerzo requerido en la parte superior de la zapata, la hoja de cálculo presenta el detallado correspondiente, indicando la cantidad, diámetro y espaciamiento del acero a colocar. Esta representación gráfica permite verificar de forma rápida la configuración del refuerzo a implementar conforme a los resultados obtenidos del diseño.

Figura 103

Verificación por cortante de la zapata mediante hoja de cálculo



La verificación se desarrolla con base en el procedimiento de cálculo definido en el ejercicio de referencia, permitiendo comparar la resistencia aportada por el concreto frente a la demanda de cortante obtenida, a fin de validar el cumplimiento estructural del elemento.

Figura 104

Revisión de acero de refuerzo transversal en zapata de acuerdo con ejercicio de verificación

$$\begin{aligned}
 w_u &= (9.5 + 1.2) \cdot 1.4 = 14.98 \text{ t/m} \\
 M_u &= (14.98 - 0.2 \cdot 1.4) \cdot \frac{1.75^2}{2} - 11.16 \cdot 1.4 \cdot \frac{1.75^2}{6} = 14.54 \text{ t-m} \\
 A_s &= 8.98 \text{ cm}^2 \quad \text{Usar: } \phi \text{ 5/8" @ 0.22 m} \\
 V_{du} &= (14.98 - 0.2 \cdot 1.4) \cdot (1.75 - 0.44) - 0.5 \cdot 8.35 \cdot 1.31 = 13.79 \text{ t} \\
 q'_d &= 11.16 \cdot 0.748 = 8.35 \text{ t/m} \\
 V_n &= 16.22 \text{ t} \\
 V_c &= 0.53 \cdot \sqrt{175} \cdot 10 \cdot 1 \cdot 0.44 = 30.85 \text{ t CONFORME}
 \end{aligned}$$

Refuerzo transversal:

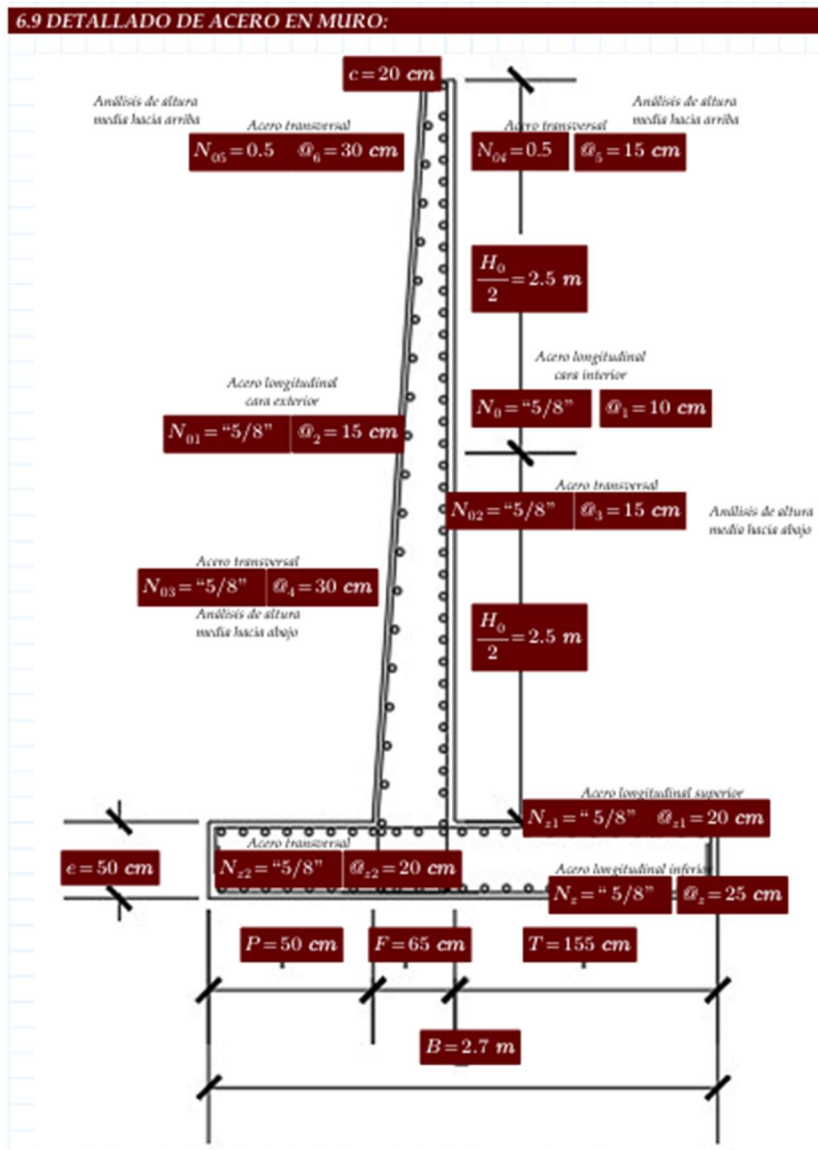
a) $A_{s \text{ temp}} = 0.0018 \cdot b \cdot t = 0.0018 \cdot 100 \cdot 50 = 9 \text{ cm}^2$
 $\phi \text{ 5/8" @ 0.22 m}$

b) $A_{s \text{ montaje}} = 36 \phi = 36 \cdot 1.59 = 57.2 \text{ cm}^2$
 $\phi \text{ 5/8" @ 0.50 m}$

Una vez realizadas las verificaciones correspondientes a los requerimientos de refuerzo y validado el cumplimiento estructural del elemento, la hoja de cálculo genera automáticamente un resumen del detallado final, integrando las especificaciones de acero longitudinal, transversal y dimensiones geométricas necesarias para la correcta interpretación del diseño. Este consolidado facilita la revisión integral del elemento y la elaboración de planos o documentación técnica de respaldo.

Figura 105

Detallado final del muro de contención generado mediante hoja de cálculo



El detallado final permite consolidar el refuerzo requerido del muro de contención, facilitando la interpretación del diseño y evidenciando el aporte de la automatización en la reducción de errores y tiempos de cálculo.

4.4 HOJA DE CÁLCULO PARA ZAPATAS

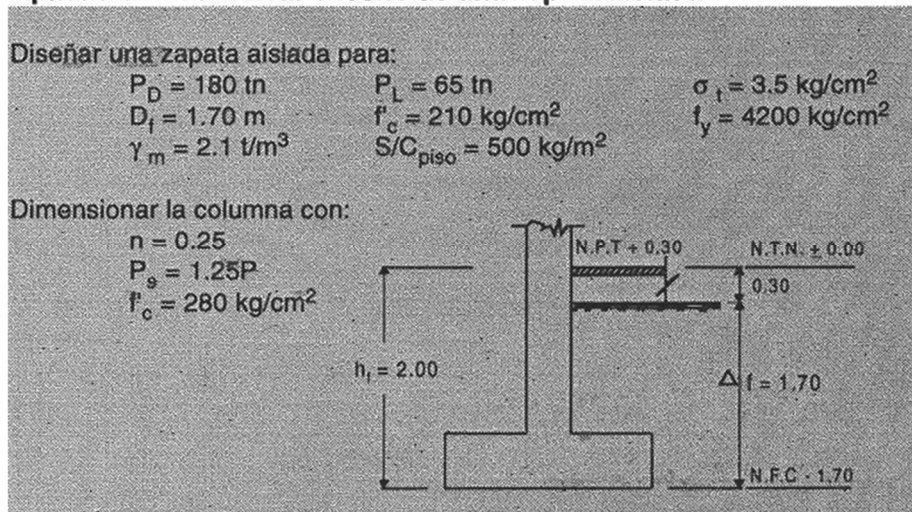
4.4.1 ZAPATAS AISLADAS

Para la validación de la hoja de cálculo correspondiente al diseño de zapatas aisladas, se tomó como referencia un ejercicio desarrollado en el libro Diseño en Concreto Armado del Ing. Roberto Morales. Este ejercicio permite contrastar los resultados obtenidos mediante la automatización implementada en Mathcad con un procedimiento de cálculo previamente desarrollado y validado.

Figura 106

Ejercicio de referencia utilizado para la verificación del diseño de zapata aislada

Aplicación ilustrativa: Diseño de una zapata aislada



Nota. Extraído del libro de diseño de concreto del Ing. Morales (2006).

A partir del ejercicio de referencia, se incorporan en la hoja de cálculo los parámetros de entrada correspondientes a las propiedades de los materiales, condiciones de carga y capacidad portante del suelo, con el propósito de desarrollar el diseño automatizado y verificar la consistencia de los resultados obtenidos.

Figura 107

Datos de entrada implementados en la hoja de cálculo para zapata aislada

8. DISEÑO DE ZAPATAS AISLADAS ACI 318-19	
8.1 Definición y características de los materiales.	
• Resistencia Característica del Hormigón	$f'_c := 210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$
• Modulo de Fluencia del Acero de Refuerzo	$f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$
• Peso unitario del Concreto	$\gamma_c := 2400 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$
• Modulo de Elasticidad del Acero de Refuerzo	$E_s := 2.1 \cdot 10^6 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$
• Recubrimiento de la Fundación	$\text{rec} := 5 \text{ cm}$

Figura 108

Ingresa de parámetros geotécnicos del suelo para zapata aislada

8.1.2 Propiedades del suelo:	
• Capacidad Admisible del Suelo	$q_{\text{adm}} := 3.5 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{FS} := 3$
• Peso unitario del Suelo	$\gamma_{\text{suelo}} := 2100 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$
• Profundidad de Fundación	$D_f := 2.0 \text{ m}$

Figura 109

Ingresa de dimensiones preliminares de columna

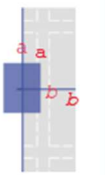
8.1.3 Cargas Solicitantes	
	Dimensión "x" de la columna: $a := 0.8 \text{ m}$
	Dimensión "y" de la columna: $b := 0.55 \text{ m}$

Figura 110

Verificación del dimensionamiento de la columna conforme al ejercicio de referencia

Solución:

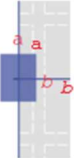
Dimensionamiento de la Columna $b.D = \frac{P_s}{n.f_c} = \frac{(1.25)(245)}{(0.25)(0.28)} = 4375 \text{ cm}^2$

Usar: 0.55 x 0.80 m²

Figura 111

Ingreso de cargas solicitantes para el diseño de zapata aislada

8.1.3 Cargas Solicitantes



Dimensión "x" de la columna: $a := 0.8 \text{ m}$

Dimensión "y" de la columna: $b := 0.55 \text{ m}$

Nota: Copie las reacciones del ETABS tal cual.

- Carga axial de servicio $P := 196 \text{ tonnef}$
- Momento en "x" servicio $M_x := 0.31 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$
- Momento en "y" servicio $M_y := 4.47 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$
- Carga axial ultima $P_u := 245 \text{ tonnef}$
- Momento en "x" ultimo $M_{ux} := 0.42 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$
- Momento en "y" ultimo $M_{uy} := 5.90 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$
- Relación del lado largo al lado corto de la zapata $\alpha := 1.0$

Figura 112

Determinación de esfuerzos admisibles del terreno y sus reacciones para el dimensionamiento de la zapata

Esfuerzo neto del Terreno

$$\sigma_n = \sigma_t - \gamma_{prom} \cdot h_t - S/C = 35 - (2.1)(2) - 0.5 = 30.30 \text{ t/m}^2$$

$$A_{ZAP} = P / \sigma_n = 245 / 30.3 = 8.09 \text{ m}^2 \quad 2.85 \cdot 2.85 \text{ m}^2$$

Para cumplir $L_{v1} = L_{v2} \rightarrow T = 2.85 + (0.80 - 0.55) / 2 = 2.975 \text{ m}$

$$S = 2.85 - (0.80 - 0.55) / 2 = 2.725 \text{ m}$$

Usar $3.00 \cdot 2.75 \text{ m}^2$

$$L_{v1} = L_{v2} = (3.0 - 0.8) / 2 = 1.10$$

$$= (2.75 - 0.55) / 2 = 1.10 \quad \text{CONFORME}$$

Reacción neta del Terreno

$$W_{NU} = P_L / A_{ZAP} = (180 \cdot 1.4 + 65 \cdot 1.7) / (3 \cdot 2.75) = 362.5 / 8.25 = 43.94 \text{ t/m}^2$$

Con base en los resultados obtenidos, se verifica que las dimensiones de la zapata corresponden aproximadamente a **3.00 m de largo por 2.75 m de ancho**. Considerando que la dimensión horizontal resulta mayor que la vertical, la configuración del elemento se clasifica en la hoja de cálculo como **zapata horizontal**, tal como se muestra en la **Figura 108**.

Figura 113

Clasificación geométrica de la zapata según su orientación en planta

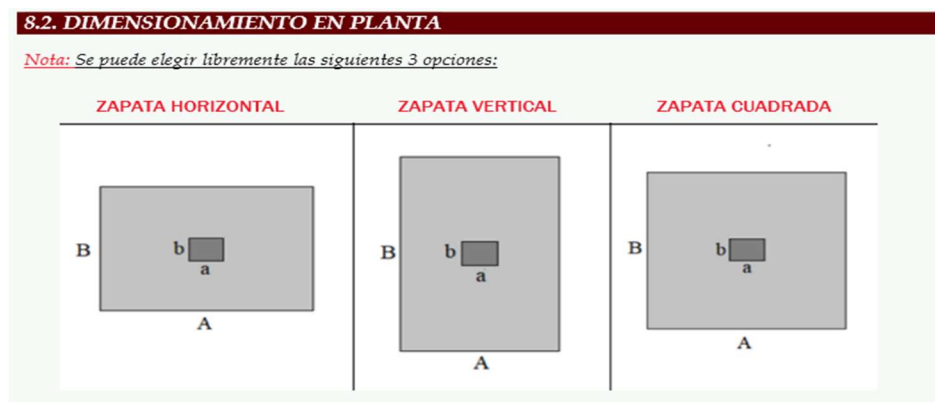


Figura 114

Dimensionamiento geométrico de la zapata mediante hoja de cálculo

Si $q_{\max} = q_{\text{adm}}$ y $A = \alpha \cdot B$

---> $q_{\text{adm}} = \frac{P_u}{(\alpha \cdot B) \cdot B} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot |e_{ux}|}{\alpha \cdot B} + \frac{6 \cdot |e_{uy}|}{B} \right)$

$0 = \frac{P_u'}{\alpha \cdot B'^2} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot |e_{ux}'|}{\alpha \cdot B'} + \frac{6 \cdot |e_{uy}'|}{B'} \right) - q_{\text{adm}}'$

$e_{ux}' := e_{ux} \cdot \frac{1}{m} = -0.0241$ $e_{uy}' := e_{uy} \cdot \frac{1}{m} = 0$

$P_u' := P_u \cdot \frac{1}{\text{tonnef}} = 245$ $q_{\text{adm}}' := \frac{q_{\text{adm}}}{\frac{\text{tonnef}}{m^2}} = 35$

$B' := \frac{P_u'}{\alpha \cdot B'^2} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot |e_{ux}'|}{\alpha \cdot B'} + \frac{6 \cdot |e_{uy}'|}{B'} \right) - q_{\text{adm}}' \xrightarrow{\text{solve}} \begin{bmatrix} -2.5646748613956641957 \\ -0.15531069784191924002 \\ 2.7199855592375834357 \end{bmatrix}$

$B' := \max(B') \cdot m = 2.72 \text{ m}$

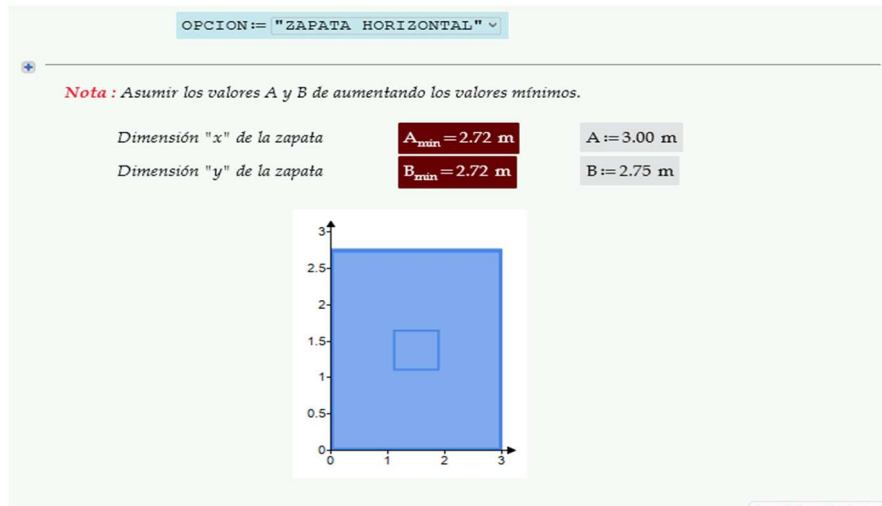
$A' := \alpha \cdot B' = 2.72 \text{ m}$ $A' = 2.72 \text{ m}$

$B' = 2.72 \text{ m}$

El cálculo automatizado genera inicialmente un dimensionamiento de sección cuadrada. No obstante, para mantener consistencia con el ejercicio de referencia empleado en la validación, se adoptan las dimensiones conforme a la configuración previamente definida, ingresando los parámetros correspondientes en la hoja de cálculo.

Figura 115

Representación gráfica del dimensionamiento de la zapata aislada

**Figura 116**

Verificación de esfuerzos admisibles del terreno para la zapata aislada según ejercicio de verificación

Esfuerzo neto del Terreno

$$\sigma_n = \sigma_t - \gamma_{prom} \cdot h_t - S/C = 35 - (2.1)(2) - 0.5 = 30.30 \text{ t/m}^2$$

$$A_{ZAP} = P / \sigma_n = 245 / 30.3 = 8.09 \text{ m}^2$$

Para cumplir $L_{v1} = L_{v2} \rightarrow T = 2.85 + (0.80 - 0.55) / 2 = 2.975 \text{ m}$

$$S = 2.85 - (0.80 - 0.55) / 2 = 2.725 \text{ m}$$

Usar $3.00 \times 2.75 \text{ m}^2$

$$L_{v1} = L_{v2} = (3.0 - 0.8) / 2 = 1.10$$

$$= (2.75 - 0.55) / 2 = 1.10 \quad \text{CONFORME}$$

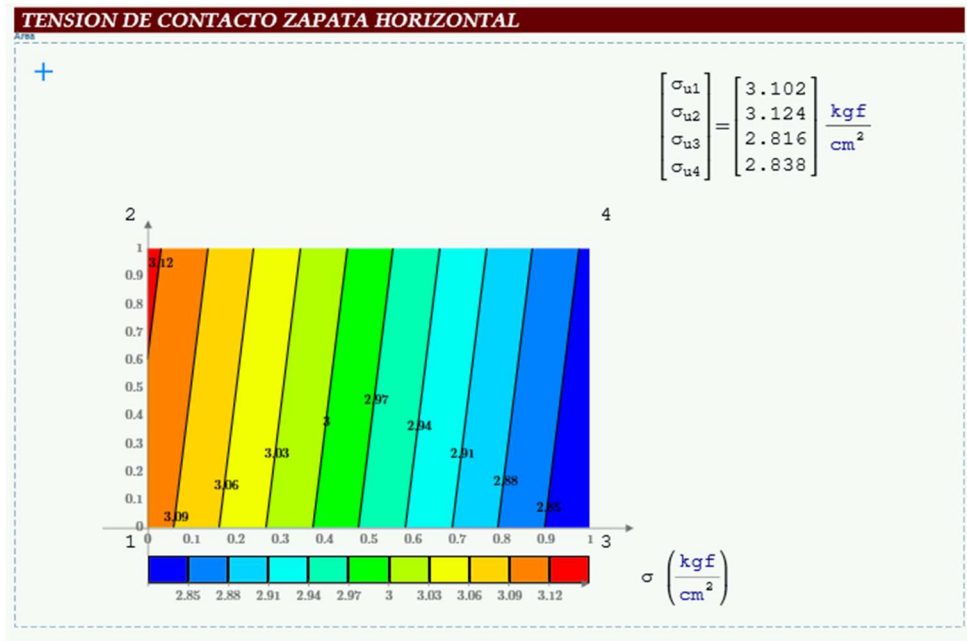
Reacción neta del Terreno

$$W_{NU} = P_L / A_{ZAP} = (180 \times 1.4 + 65 \times 1.7) / (3 \times 2.75) = 362.5 / 8.25 = 43.94 \text{ t/m}^2$$

Posteriormente, se realiza la verificación de las presiones de contacto del suelo mediante la hoja de cálculo, con el propósito de validar el comportamiento de la cimentación bajo las cargas aplicadas, tal como se presenta en la **Figura 113**.

Figura 117

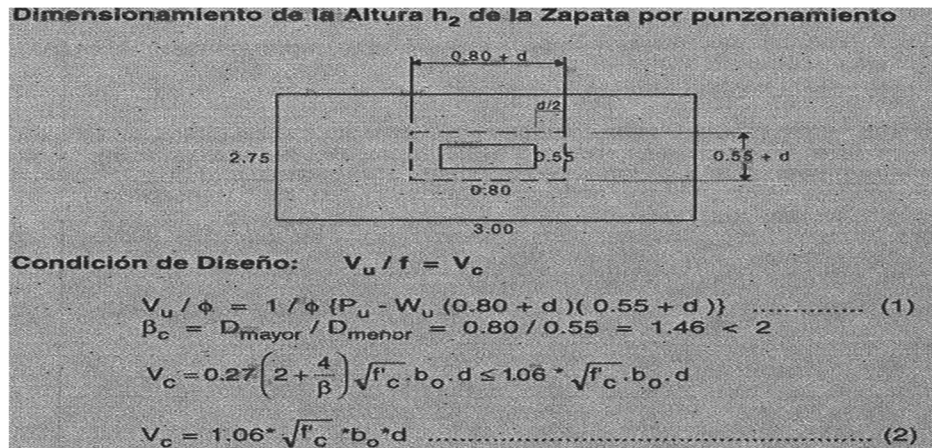
Verificación de presiones de contacto del suelo mediante hoja de cálculo



Una vez verificadas las dimensiones y presiones de contacto del suelo, se continúa con la comprobación por corte por punzonamiento, a fin de validar el comportamiento estructural de la zapata frente a este tipo de sollicitación.

Figura 118

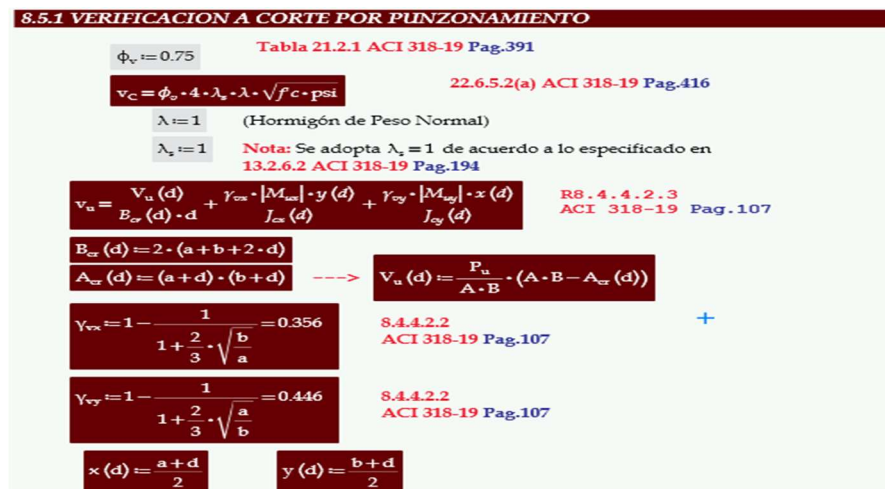
Comprobación por punzonamiento conforme al ejercicio de referencia



Con base en el procedimiento de referencia, se desarrolla la verificación por corte por punzonamiento mediante la hoja de cálculo implementada, con el propósito de validar el comportamiento estructural de la zapata frente a esta solicitación, tal como se muestra en la Figura 114.

Figura 119

Verificación a corte por punzonamiento mediante hoja de cálculo



A continuación, se determina el peralte efectivo (d) requerido para la verificación a corte por punzonamiento, conforme al procedimiento de cálculo del ejercicio de referencia.

Figura 120

Determinación del peralte efectivo (d) para la verificación por punzonamiento

donde: $b_o = 2 \cdot (0.80 + d) + 2 \cdot (0.55 + d) = 2.7 + 4d$

(1) = (2):

$$362.5 - 43.94 \cdot (0.44 + 1.35 \cdot d + d^2) = 0.85 \cdot 1.06 \cdot \sqrt{210} \cdot 10 \cdot (2.7d + 4d^2)$$

Resolviendo: $d = 0.496 \text{ m}$

Usar: $h = 0.60 \text{ m} \rightarrow d_{\text{prom}} = 60 - (7.5 + \phi) = 60 - (7.5 + 1.91) \phi 3/4"$
 $R = 7.5 \text{ cm} \quad d_{\text{prom}} = 50.59 \text{ cm}$

Figura 121

Comprobación del peralte efectivo (d) por corte por punzonamiento mediante hoja de cálculo

$$J_{cx}(d) = \frac{d \cdot (b+d)^3}{6} + \frac{(b+d) \cdot d^3}{6} + \frac{d \cdot (a+d) \cdot (b+d)^2}{2}$$

R8.4.4.2.3
ACI 318-19 Pag.108

$$J_{cy}(d) = \frac{d \cdot (a+d)^3}{6} + \frac{(a+d) \cdot d^3}{6} + \frac{d \cdot (b+d) \cdot (a+d)^2}{2}$$

R8.4.4.2.3
ACI 318-19 Pag.108

$$\frac{V_u(d)}{B_{cr}(d) \cdot d} + \frac{\gamma_{cx} \cdot |M_{ux}| \cdot y(d)}{J_{cx}(d)} + \frac{\gamma_{cy} \cdot |M_{uy}| \cdot x(d)}{J_{cy}(d)} \leq \phi_v \cdot 4 \cdot \lambda_c \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c} \cdot \text{psi}$$

$d_1 = 50.59 \text{ cm}$ +

Una vez validado el peralte efectivo, se continúa con las verificaciones estructurales por cortante y flexión, tomando como referencia el ejercicio de comparación empleado para la validación de resultados.

Figura 122

Comprobación de cortante y flexión según ejercicio de referencia

Verificación de Cortante

$$V_{du} = (W_u \cdot S) (L_v - d) = (43.94 \cdot 2.75) (1.10 - 0.51)$$

$$V_{du} = 71.29 \text{ t}$$

$$V_n = V_{du} / \phi = 83.87 \text{ t}$$

$$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b \cdot d = 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 10 \cdot 2.75 \cdot 0.51$$

$$V_c = 107.72 \text{ t} > V_n \quad \text{CONFORME}$$

Diseño por Flexión

$$M_u = (W_u \cdot S) \cdot L_v^2 / 2 = (43.92 \cdot 2.75) \cdot 1.1^2 / 2 = 73.11 \text{ t-m,}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi \cdot f_y \cdot (d - \frac{a}{2})} = \frac{73.11 \cdot 10^5}{0.9 \cdot 4200 \cdot (0.9 \cdot 50.59)} = 42.48 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_c \cdot b} = \frac{42.48 \cdot 4200}{0.85 \cdot 210 \cdot 275} = 3.63 \text{ cm, } A_s = 39.66 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow a = 3.39 \text{ cm} \quad \text{CONFORME}$$

A partir del procedimiento de referencia, se implementan las verificaciones correspondientes en la hoja de cálculo desarrollada, permitiendo contrastar los resultados obtenidos y validar la consistencia del diseño automatizado.

Debido a que la zapata presenta comportamiento bidireccional, la verificación estructural se desarrolla en ambas direcciones principales, evaluando independientemente los efectos de cortante y flexión en los ejes **X** y **Y** como se muestra en las figuras 118 y 119:

Figura

123

Validación automatizada de cortante y flexión mediante hoja de cálculo en dirección al eje X

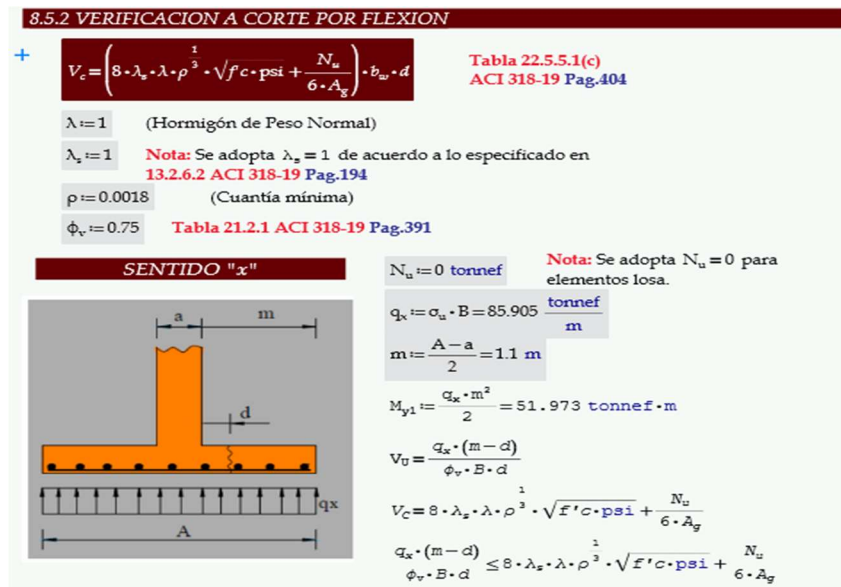


Figura 124

Validación automatizada de cortante y flexión mediante hoja de cálculo en dirección al eje Y

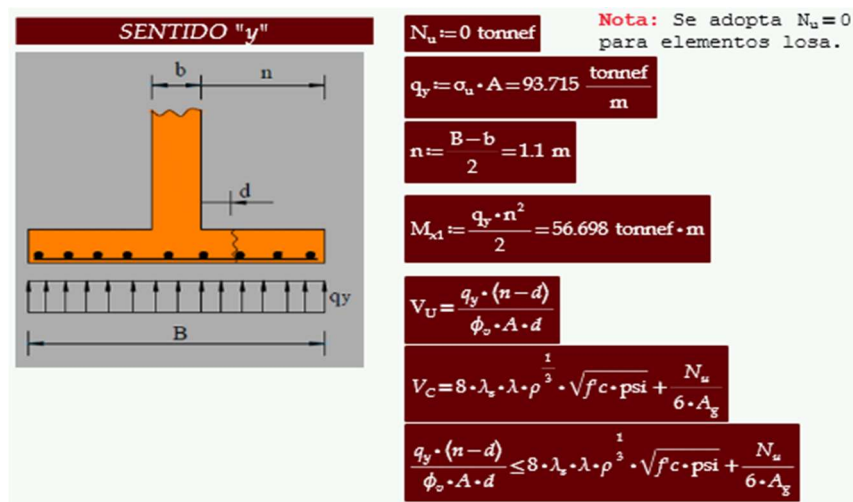


Figura 125

Verificación de corte por punzonamiento en la zapata mediante hoja de cálculo

8.5.4 VERIFICACION POR PUNZONAMIENTO

$$d_{real} := H - (\phi_{long} + rec) \quad d_{real} = 50.9 \text{ cm} \quad B_{cx}(d_{real}) = 473.6 \text{ cm}$$

$$v_u := \frac{V_u(d_{real})}{B_{cx}(d_{real}) \cdot d_{real}} + \frac{Y_{vx} \cdot |M_{ux}| \cdot y(d_{real})}{J_{cx}(d_{real})} + \frac{Y_{vy} \cdot |M_{uy}| \cdot x(d_{real})}{J_{cy}(d_{real})} = 8.72 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$v_c := \phi_v \cdot 4 \cdot \lambda_{2.2} \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c \cdot psi} = 9.36 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Ratio} = \frac{v_u}{v_c} = 0.932$$

Verificación₇ := if ($v_u \leq v_c$, "Cumple", "Aumentar H") = "Cumple"

Hoja unicamente genera calculo para aumento de sección, si se requieree refuerzopor punzonamiento se debe realiaizr otro analisis

Una vez validada la condición de punzonamiento, se procede a verificar la transferencia de esfuerzos, con el propósito de comprobar que la sección propuesta sea capaz de resistir las solicitaciones actuantes conforme a los criterios establecidos en el ACI 318-19.

Figura 126

Verificación de transferencia de esfuerzos mediante hoja de cálculo

8.6 TRANSFERENCIA DE ESFUERZOS

$$\phi := 0.65 \quad \text{Tabla 21.2.1 ACI 318-19 Pag.391}$$

$$P_n = 0.85 \cdot \phi \cdot f_c \cdot A_1 \quad \text{Tabla 22.8.3.2 ACI 318-19 Pag.429}$$

$$A_1 := a \cdot b = 4400 \text{ cm}^2$$

$$P_n = 0.85 \cdot \phi \cdot f_c \cdot A_1 = 510.51 \text{ tonnef}$$

$$P_u = 245 \text{ tonnef}$$

Verificación₈ := if ($P_n > P_u$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

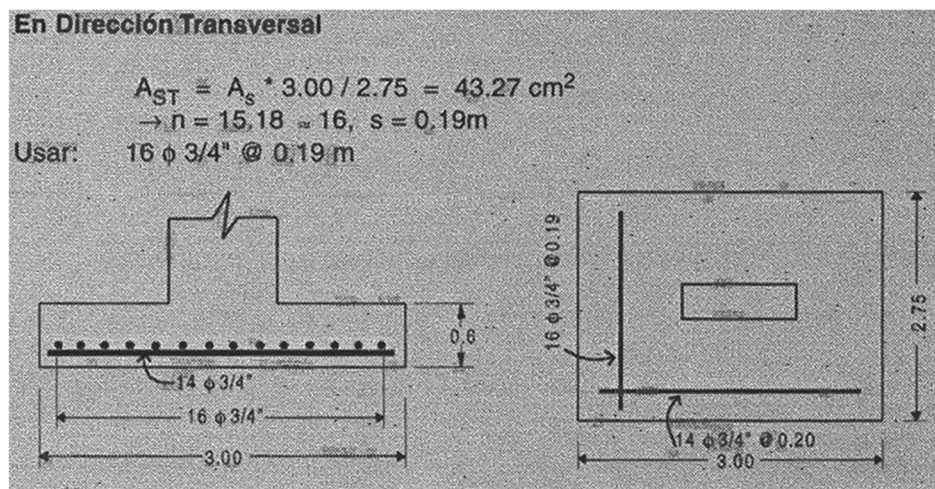
8.7 CALCULO DEL ACERO POR FLEXION

$$\phi_b := 0.9 \quad \text{Tabla 21.2.1 ACI 318-19 Pag.391}$$

Una vez realizadas las verificaciones por punzonamiento, cortante y flexión, se procede al detallado final de la sección. Es importante señalar que, tanto en el ejercicio de referencia como en la hoja de cálculo desarrollada, la validación se enfoca en la revisión por punzonamiento y flexión. En aquellos casos donde se requiera refuerzo adicional por cortante, será necesario desarrollar verificaciones complementarias; sin embargo, dentro del alcance de la herramienta implementada, se adopta como criterio inicial el incremento de sección, con el objetivo de que el concreto absorba las solicitaciones generadas.

Figura 127

Cálculo de detallado final de acuerdo con el ejercicio de verificación



A partir del detallado de referencia, se desarrolla el cálculo del acero de refuerzo requerido mediante la hoja de cálculo implementada, considerando las solicitaciones obtenidas y los criterios establecidos por el ACI 318-19.

Figura 128

Cálculo del acero de refuerzo longitudinal de la zapata mediante hoja de cálculo

REFUERZO LONGITUDINAL

$$\phi_{long} = 16 \text{ mm}$$

$$d := H - \left(rec + \frac{\phi_{long}}{2} \right) = 51.7 \text{ cm}$$

$$M_u := \max(M_{x1}, M_{y1}) = 56.698 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$B_1 := \min(A, B) = 2.75 \text{ m} \quad B_1 \text{ es el lado corto de la zapata}$$

$$a_1 := d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot M_u}{\phi_b \cdot 0.85 \cdot f_c \cdot B_1}} = 2.545 \text{ cm}$$

$$A_{s_{long}} := \frac{M_u}{\phi_b \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a_1}{2} \right)} = 29.744 \text{ cm}^2$$

$$c := \frac{a_1}{\beta_1} = 2.994 \text{ cm}$$

Posteriormente, se verifica el factor de reducción por flexión (ϕ), con el propósito de validar la capacidad resistente del elemento conforme a los criterios normativos aplicables.

Figura 129

Verificación del factor de reducción por flexión (ϕ)

$$\phi = "0.9 \text{ ok}"$$

$$A_{s_{min}} := 0.0018 \cdot B_1 \cdot H = 29.7 \text{ cm}^2 \quad 7.6.1.1 \text{ ACI 318-19 Pag.92}$$

$$A_{s_{long}} := \max(A_{s_{long}}, A_{s_{min}}) = 29.744 \text{ cm}^2$$

$$\left[\begin{matrix} \phi_{long} \\ \cdot_{long} \end{matrix} \right] \equiv : \phi 16$$

$$A_{s_1} = "15 \phi 16 \text{ c/ } 18 \text{ cm}" \quad \rho_{real} = 0.00183$$

Figura 130

Determinación del acero de refuerzo en dirección Y

8.8 REFUERZO TRANSVERSAL

$$\phi_{trans} = 16 \text{ mm}$$

$$d := H - \left(\text{rec} + \phi_{long} + \frac{\phi_{trans}}{2} \right) = 50.1 \text{ cm}$$

$$M_u := \min(M_{x1}, M_{y1}) = 51.973 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$L := \max(A, B) = 3 \text{ m} \quad L \text{ es el lado largo de la zapata}$$

$$a_2 := d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot M_u}{\phi_b \cdot 0.85 \cdot f_c \cdot L}} = 2.201 \text{ cm}$$

$$A_{s_{trans}} := \frac{M_u}{\phi_b \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a_2}{2} \right)} = 28.06 \text{ cm}^2$$

$$c := \frac{a_2}{\beta_1} = 2.589 \text{ cm}$$

Ver cálculo de ϕ

$$\phi = "0.9 \text{ ok}"$$

$$A_{s_{min}} := 0.0018 \cdot L \cdot H = 32.4 \text{ cm}^2 \quad 7.6.1.1 \text{ ACI 318-19 Pag.92}$$

$$A_{s_{trans}} := \max(A_{s_{trans}}, A_{s_{min}}) = 32.4 \text{ cm}^2$$

$$\left[\begin{matrix} \phi_{trans} \\ \cdot_{trans} \end{matrix} \right] \equiv : \phi 16$$

Finalmente, se realiza la verificación de las longitudes de desarrollo del refuerzo, con el propósito de determinar la necesidad de anclajes o ganchos conforme a los requisitos establecidos en el ACI 318-19, tal como se muestra en la Figura 126.

Figura 131

Verificación de la longitud de desarrollo del refuerzo conforme al ACI 318-19

8.9 LONGITUD DE DESARROLLO

$$l_d = \frac{f_y}{3.5 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}} \cdot \frac{\Psi_t \cdot \Psi_e \cdot \Psi_s \cdot \Psi_g}{\left(\frac{c_b + k_{tr}}{d_b} \right)} \cdot d_b$$

25.4.2.4 ACI 318-19 Pag.473

$$\left(\frac{c_b + k_{tr}}{d_b} \right) = 2.5$$

$\Psi_t := 1$ $\Psi_e := 1$ $\Psi_s := 1$ $\Psi_g := 1$ $\lambda := 1$ Tabla 25.4.2.5 ACI 318-19 Pag.474

8.9.1 LONGITUD DE DESARROLLO ACERO LONGITUDINAL

$$l_{des} := \frac{f_y}{3.5 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}} \cdot \frac{\Psi_t \cdot \Psi_e \cdot \Psi_s \cdot \Psi_g}{2.5} \cdot \phi_{long} = 52.997 \text{ cm}$$

$$volado_1 := \max(m, n) = 1.1 \text{ m}$$

$$l_{long} := volado_1 - rec = 102.5 \text{ cm}$$

$$verificacion_9 := \text{if } (l_{long} \geq l_{des}, \text{"cumple"}, \text{"aumentar ganchos"}) = \text{"cumple"}$$

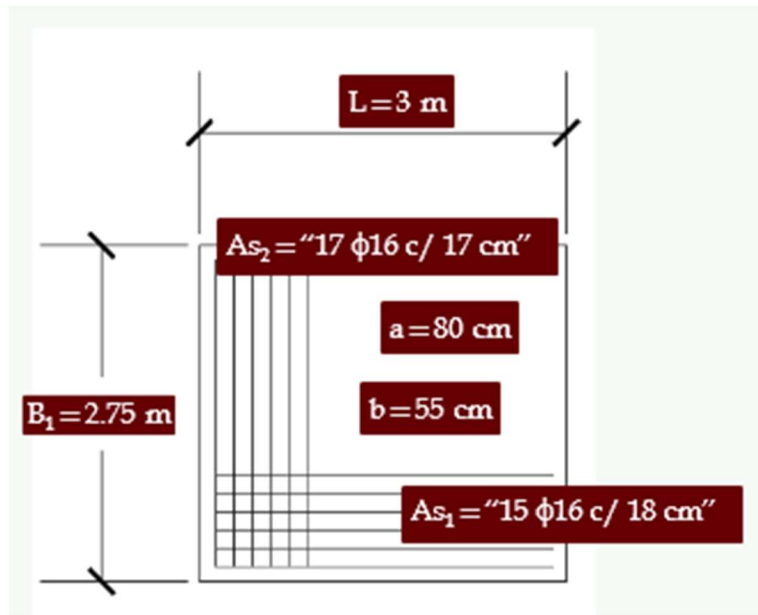
----> $gancho_{long} = 0 \text{ cm}$

Con base en las verificaciones efectuadas, se concluye que no se requiere longitud adicional de desarrollo ni el uso de ganchos en el refuerzo longitudinal, condición que coincide con el ejercicio de referencia utilizado para la validación de resultados.

A partir de ello, se presenta el detallado final de la zapata, integrando las especificaciones de refuerzo obtenidas mediante la hoja de cálculo.

Figura 132

Vista en planta del detallado final de la zapata mediante hoja de cálculo

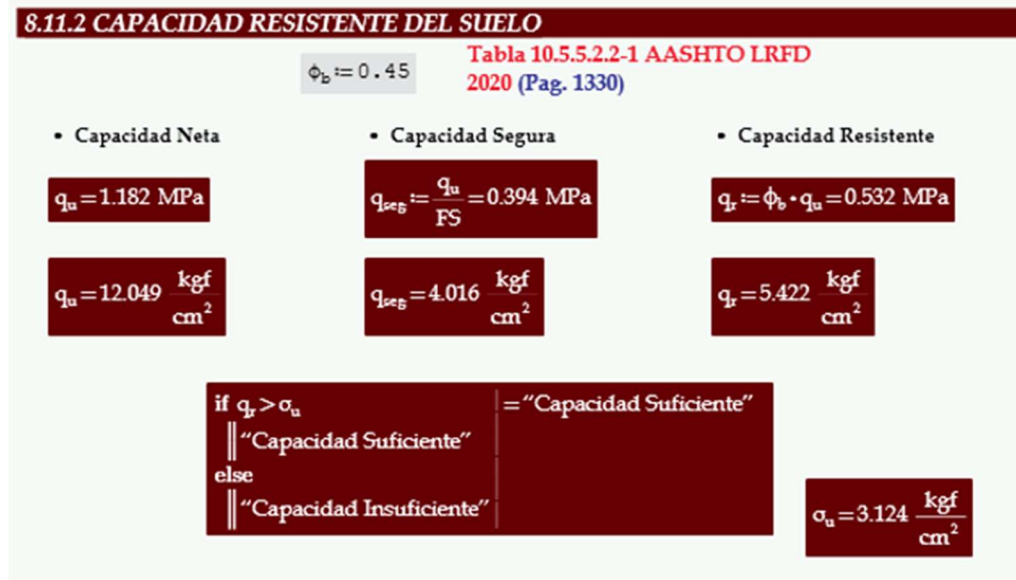


El detallado final en planta permite consolidar la disposición del refuerzo y las dimensiones obtenidas mediante la hoja de cálculo. Como parte de la validación del diseño, se presenta adicionalmente la verificación de la capacidad resistente del suelo, con el propósito de comprobar la suficiencia de la cimentación frente a las cargas actuantes, tal como se muestra en la Figura 128.

Por lo cual, podemos corroborar que los cálculos de manera manual y por medio de la hoja, arrojan datos confiables.

Figura 133

Comprobación de la capacidad resistente del suelo para la zapata diseñada



4.1.3 ZAPATA COMBINADA

El análisis de **zapatas combinadas** puede abordarse mediante diferentes metodologías, las cuales varían en complejidad dependiendo del autor y de los criterios de diseño adoptados. Para efectos de validación de la hoja de cálculo desarrollada, es posible realizar simplificaciones en las condiciones de carga, geometría y distribución de esfuerzos, permitiendo verificar el comportamiento del modelo sin afectar la consistencia del procedimiento de diseño.

En ese sentido, se toma nuevamente como referencia un ejercicio del libro *Diseño en Concreto Armado* del Ing. Roberto Morales, incorporando el problema planteado en la hoja de cálculo de forma similar a los ejercicios previamente desarrollados.

Figura 134

Datos de entrada del ejercicio de referencia para zapata combinada

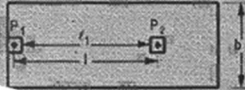
Aplicación de Diseño de una Zapata combinada

Diseñar la zapata combinada que se muestra en la figura. La columna exterior esta sujeta a $P_D = 75 \text{ t}$, $P_L = 35 \text{ t}$ y la columna interior esta sujeta a $P_D = 125 \text{ t}$, $P_L = 50 \text{ t}$. El esfuerzo permisible del terreno al nivel del fondo de cimentación es de 2.0 kg/cm^2 y $D_f = 1.20 \text{ m}$.

$h_f = h_{NPT} = 1.50 \text{ m}$. Considere un peso promedio del suelo y la cimentación de $\gamma_{prom} = 2.0 \text{ t/m}^3$, $S/C = 400 \text{ kg/cm}^2$ (sobre el piso); $f_c = 175 \text{ kg/cm}^2$ y $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.

Columnas: $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$

C1:	$0.50 * 0.50 \text{ m}^2 \Rightarrow$	$P_D = 75 \text{ t}$	$P_L = 35 \text{ t}$
C2:	$0.65 * 0.65 \text{ m}^2 \Rightarrow$	$P_D = 125 \text{ t}$	$P_L = 50 \text{ t}$



A partir del ejercicio de referencia, se incorporan los datos correspondientes en la hoja de cálculo desarrollada en PTC Mathcad, permitiendo verificar la consistencia de los resultados obtenidos para el diseño de la zapata combinada.

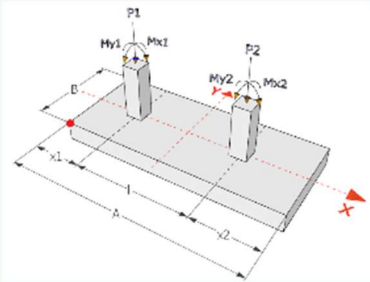
Figura 135

Datos de entrada implementados para el diseño de zapata combinada

9. DISEÑO DE ZAPATAS COMBINADAS CON VIGA DE AMARRE ACI 318-19			
9.1 Definición y características de los materiales.			
• Resistencia Característica del Hormigón	$f_c := 175$	$\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	
• Modulo de Elasticidad del Acero de Refuerzo	$E_s := 2.1 \cdot 10^6$	$\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	
• Modulo de Fluencia del Acero de Refuerzo	$f_y := 4200$	$\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	
• Recubrimiento de la Fundación	$rec := 7.5$	cm	
• Peso unitario del Concreto	$\gamma_c := 2400$	$\frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$	
9.1.2 Propiedades del suelo:			
• Capacidad Admisible del Suelo	$q_{adm} := 2.0$	$\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	$FS := 5$
• Peso unitario del Suelo	$\gamma_{suelo} := 2000$	$\frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$	
• Profundidad de Fundación	$D_f := 1.2$	m	

Figura 136

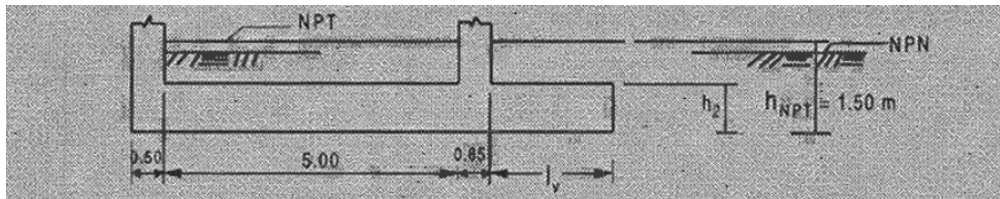
Ingreso de cargas solicitantes para el diseño de zapata combinada

4.1.3 Cargas solicitantes:			
			
Nota : La columna 1 tiene la menor carga axial y la columna 2 tiene la mayor carga axial.			
• Cargas de Servicio	$P_1 := 829.79$	kN	$P_2 := 1310.50$
	$M_{x1} := 0$	kN·m	$M_{x2} := 0$
	$M_{y1} := 0$	kN·m	$M_{y2} := 0$
• Cargas de Resistencia Ultima	$P_{u1} := 1078.73$	kN	$P_{u2} := 1716.16$

Con base en la configuración del ejercicio de referencia, se desarrolla la representación geométrica correspondiente en la hoja de cálculo, permitiendo modelar las condiciones requeridas para el análisis de la zapata combinada.

Figura 137

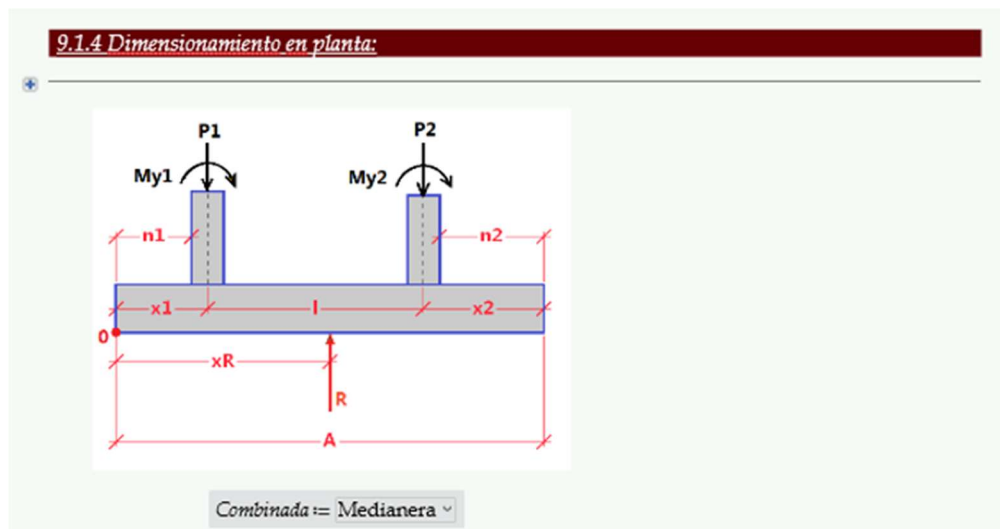
Esquema de zapata medianera empleado como referencia para el análisis



Con base en la configuración presentada en el ejercicio de referencia, se desarrolla la representación geométrica correspondiente en la hoja de cálculo, permitiendo modelar las condiciones requeridas para el análisis de la zapata medianera, tal como se muestra en la Figura 133.

Figura 138

Representación geométrica de la zapata medianera implementada en la hoja de cálculo



Una vez definida la configuración geométrica de la zapata, se desarrolla el análisis de dimensionamiento de la base, tomando como referencia el ejercicio planteado para la validación del modelo, tal como se muestra en la Figura 134.

Figura 139

Determinación geométrica de la base de la zapata según ejercicio de referencia

Solución:

$$A_{zap} = \frac{PT}{\sigma_n}$$

$$P_T = P_1 + P_2 = 110 + 175 = 285 \text{ t}$$

$$\sigma_n = \sigma_t - h_{NPT} \cdot \gamma_m - S/O$$

$$= 20 - 1.5 \cdot 2.0 - 0.4 = 16.60 \text{ tn/m}^2$$

$$A_{ZAP} = \frac{285}{16.60} = 17.17 \text{ m}^2$$

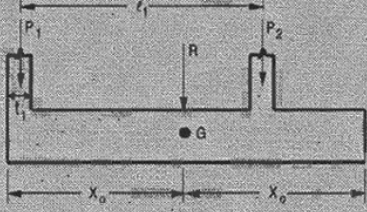
$$R \cdot X_o = P_1 \cdot \frac{t_1}{2} + P_2 \cdot \left(L_1 + \frac{t_1}{2} \right)$$

$$X_o = \frac{110 \cdot 0.25 + 175 \cdot 0.825}{285} = 3.67 \text{ m}$$

$$L_z = 2 \cdot X_o = 7.35 \text{ m} \Rightarrow L_v = 7.35 - (0.5 + 5.0 + 0.65) \Rightarrow L_v = 1.2 \text{ m}$$

$$b = \frac{A_z}{L_z} = \frac{17.17}{7.35} = 2.34 \text{ m}$$

Usar : $b = 2.40 \text{ m}$



Adicionalmente, se determina la relación entre el largo y ancho de la zapata, obteniendo una dimensión aproximada de 2.34 m para la base. Para efectos del diseño, se adopta un valor de 2.40 m, manteniendo consistencia con los parámetros que posteriormente serán verificados mediante la hoja de cálculo implementada.

Figura 140

Verificación automatizada de dimensiones geométricas de la zapata

n1 recomendado: $n_{1R} = 0 \text{ cm}$

Asumir n1: $n_1 := 0 \text{ cm}$

$x_1 := n_1 + \frac{a_1}{2} = 0.25 \text{ m}$

$\sum M_0 = 0 \quad P_1 \cdot x_1 + P_2 \cdot (x_1 + l) + My_1 + My_2 = R \cdot \frac{A}{2}$

$A = \frac{2 \cdot (P_1 \cdot x_1 + P_2 \cdot (x_1 + l) + My_1 + My_2)}{R}$

$R := P_1 + P_2 = 218.25 \text{ tonnef}$

$A_{\min} := \frac{2 \cdot (P_1 \cdot x_1 + P_2 \cdot (x_1 + l) + My_1 + My_2)}{R} = 744.96 \text{ cm}$

$x_2 := A_{\min} - x_1 - l = 1.52 \text{ m}$

$n_2 := x_2 - \frac{a_2}{2} = 119.96 \text{ cm}$ *n2 no debe ser menor que a2*

Verificación := if ($n_2 \geq a_2$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

Al comparar los resultados obtenidos, se observa que el valor de n_2 corresponde aproximadamente a 1.20 m en el ejercicio de referencia y a 1.19 m en la hoja de cálculo implementada, evidenciando consistencia entre ambos procedimientos y validando la confiabilidad de los resultados obtenidos.

Figura 141

Dimensiones finales adoptadas para la zapata mediante hoja de cálculo

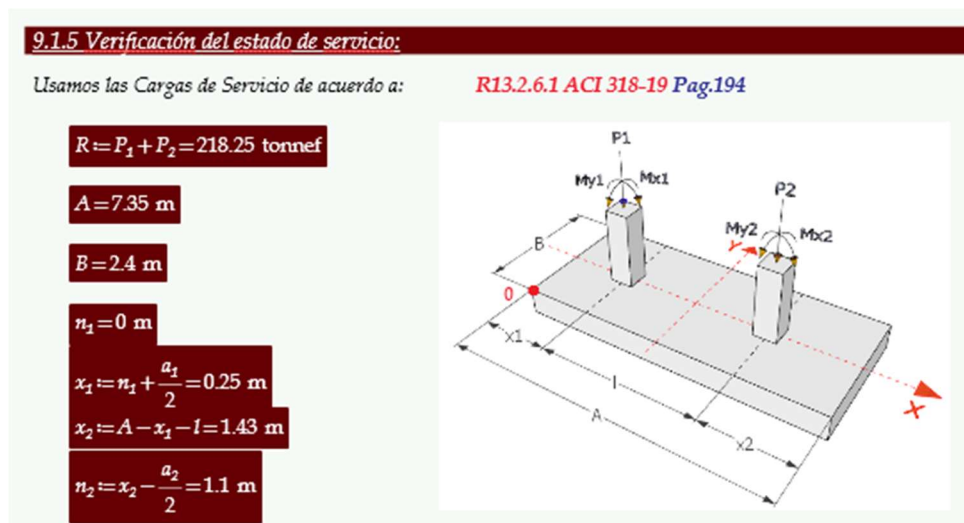
• <u>Ancho de Fundación</u>	$B_{\min} = 2.1 \text{ m}$	$B := 2.40 \text{ m}$
• <u>Largo de la Fundación</u>	$A_{\min} = 7.45 \text{ m}$	$A := 7.35 \text{ m}$

Como resultado del análisis, el largo de la zapata presenta un valor aproximado de 7.45 m; sin embargo, para efectos del diseño se adopta una longitud de 7.35 m, correspondiente al menor valor obtenido. Esta consideración será posteriormente validada mediante las verificaciones estructurales desarrolladas en la hoja de cálculo, manteniendo un criterio de diseño conservador.

Con los parámetros geométricos definidos, se establece la configuración adoptada para el análisis de la zapata en la hoja de cálculo, tal como se presenta en la **Figura 137**.

Figura 142

Representación geométrica de la zapata combinada en hoja de cálculo



Posteriormente, se realiza la verificación de la ubicación de la resultante respecto al punto de referencia “O”, considerando tanto el ejercicio de comparación como la hoja de cálculo implementada, a fin de validar la consistencia de los resultados obtenidos.:

Figura 143

Verificación de la posición de la resultante en la zapata combinada

Ubicación de la resultante en "x" desde el punto "0"

$$x_R = \frac{P_1 \cdot x_1 + P_2 \cdot (x_1 + l) + My_1 + My_2}{R} = 3.72 \text{ m}$$

Ubicación de la resultante en "y" desde el punto "0"

$$y_R = \frac{P_1 \cdot \frac{B}{2} + P_2 \cdot \frac{B}{2} - Mx_1 - Mx_2}{R} = 1.2 \text{ m}$$

Excentricidad en "x" desde el centroide de la fundación

$$e_x = x_R - \frac{A}{2} = 0.05 \text{ m} \quad \frac{A}{6} = 1.23 \text{ m}$$

Verificación₁ = if $\left(|e_x| \leq \frac{A}{6}, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}\right) = \text{"Cumple"}$

Excentricidad en "y" desde el centroide de la fundación

$$e_y = y_R - \frac{B}{2} = 0 \text{ m} \quad \frac{B}{6} = 0.4 \text{ m}$$

Verificación₂ = if $\left(|e_y| \leq \frac{B}{6}, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}\right) = \text{"Cumple"}$

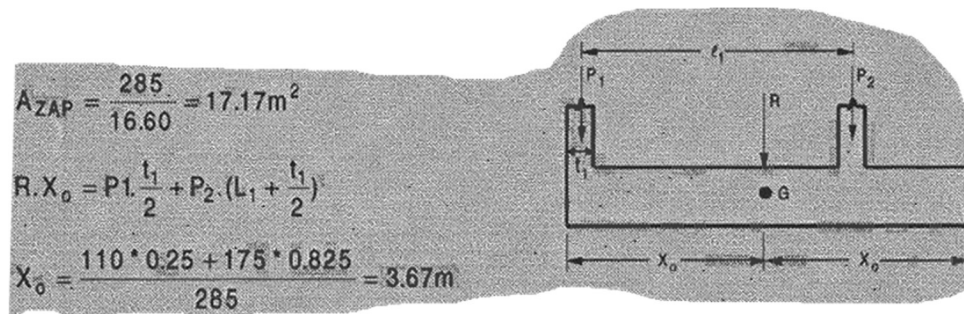
$$\sigma_{serv} = \frac{R}{A \cdot B} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot |e_x|}{A} + \frac{6 \cdot |e_y|}{B}\right) = 1.288 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Verificación₃ = if $(\sigma_{serv} \leq q_{adm}, \text{"Cumple"}, \text{"Cambiar Dimensiones"}) = \text{"Cumple"}$

De forma comparativa, se desarrolla el mismo procedimiento en el ejercicio de referencia, obteniendo un valor aproximado de 3.67 m, frente a los 3.72 m calculados mediante la hoja de cálculo, evidenciando una variación mínima y consistencia entre ambos métodos de análisis.

Figura 144

Cálculo de la ubicación de la resultante conforme al ejercicio de referencia



Una vez determinada la ubicación de la resultante de cargas, se procede a la verificación de las presiones de contacto en el terreno, con el propósito de validar el comportamiento de la cimentación frente a las solicitaciones aplicadas, tal como se presenta en la Figura 140.

Figura 145

Verificación de presiones de contacto en el terreno mediante hoja de cálculo

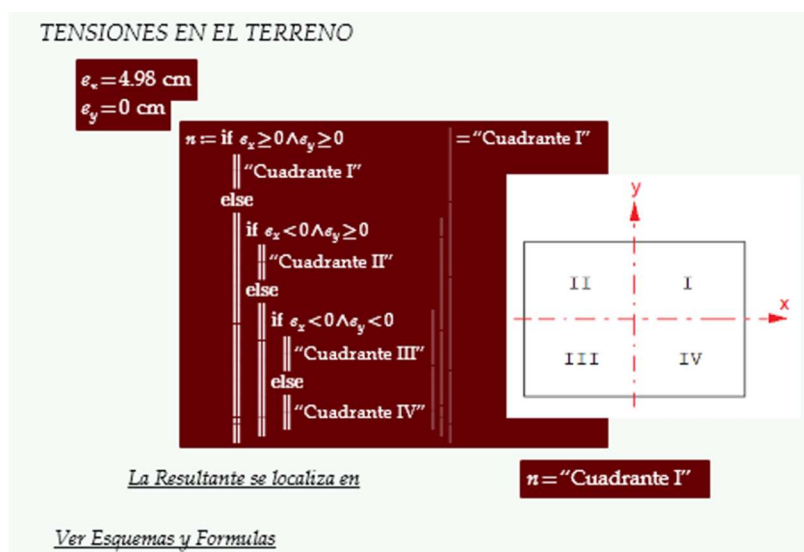
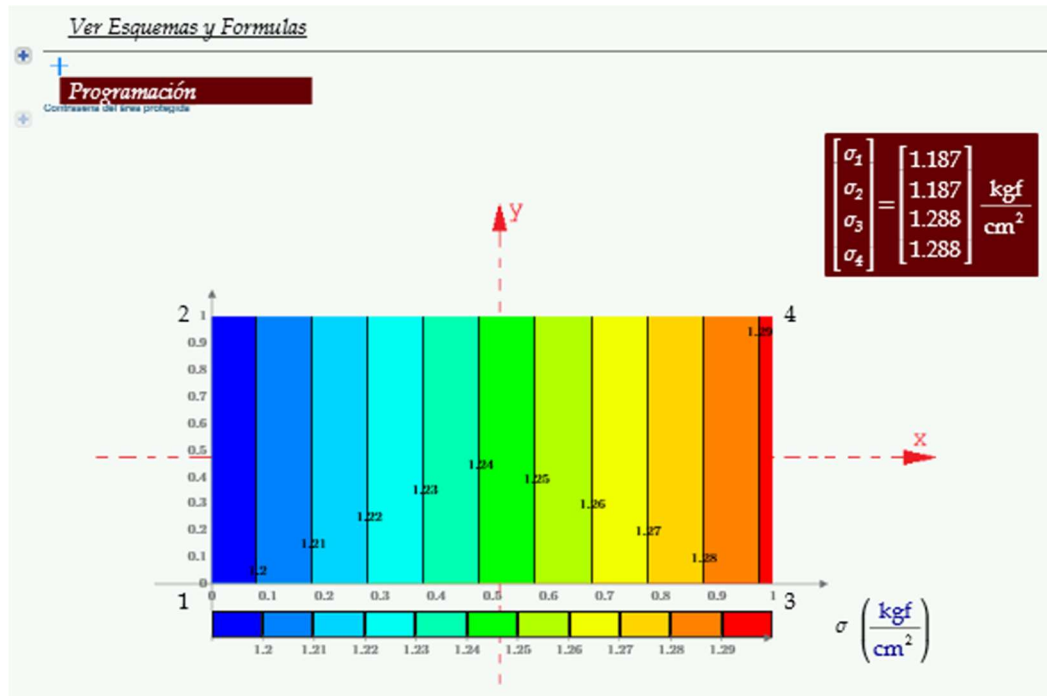


Figura 146

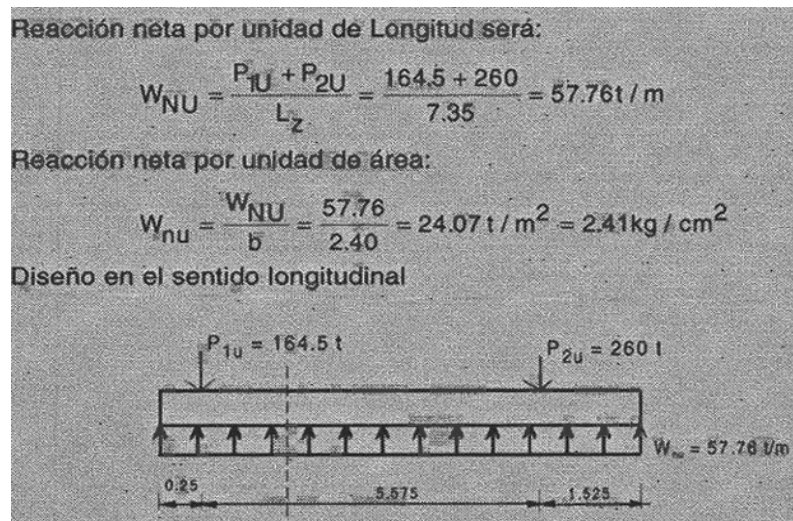
Representación de la distribución de presiones de contacto en el terreno



Una vez verificada la distribución de presiones de contacto, se desarrolla la comprobación del estado resistente de la cimentación, tanto en el ejercicio de referencia como en la hoja de cálculo implementada, con el propósito de validar la consistencia de los resultados obtenidos.

Figura 147

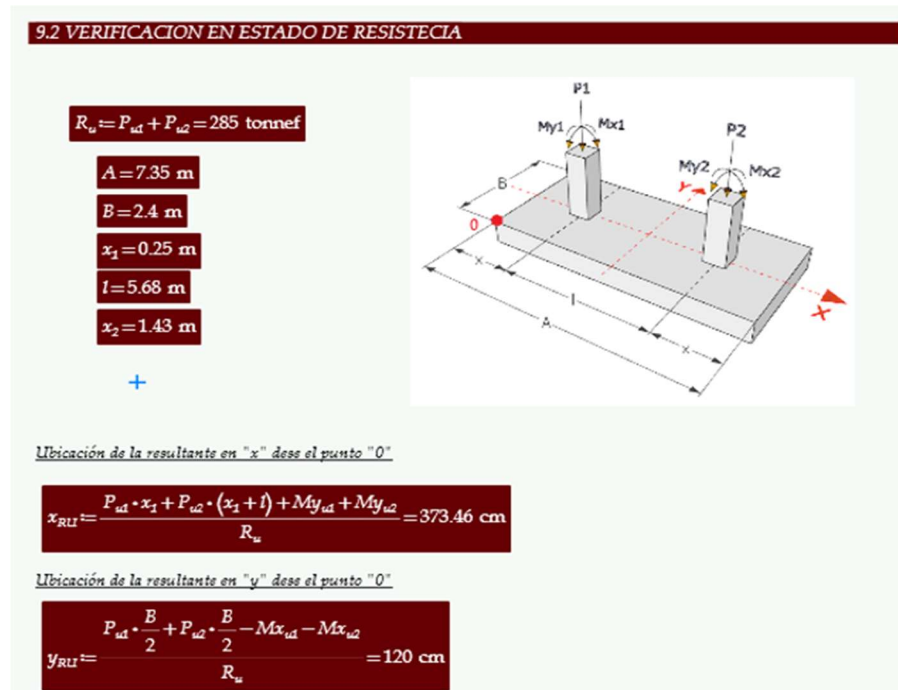
Verificación del estado resistente y ubicación de la resultante conforme al ejercicio de referencia



A partir del ejercicio de referencia, se implementa la verificación del estado resistente en la hoja de cálculo desarrollada, permitiendo contrastar la ubicación de la resultante y validar la consistencia de los resultados obtenidos.

Figura 148

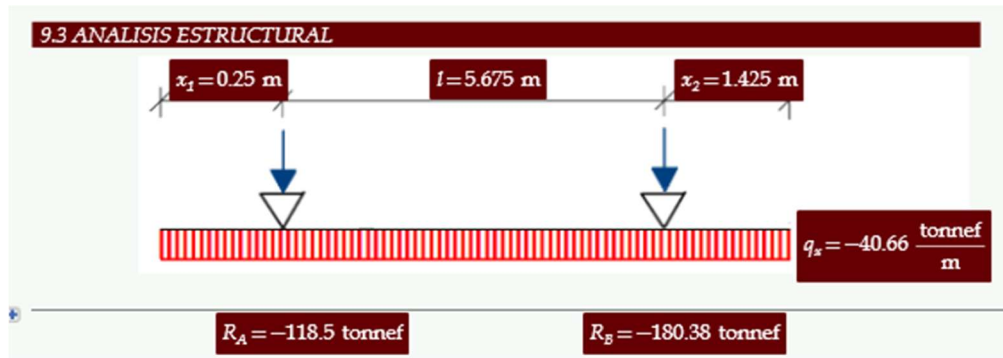
Comprobación del estado resistente de la zapata mediante hoja de cálculo



Una vez verificado el estado resistente de la zapata, se desarrolla el análisis estructural correspondiente, representando gráficamente la distribución de fuerzas y reacciones generadas en el elemento, tal como se muestra en la Figura 144.

Figura 149

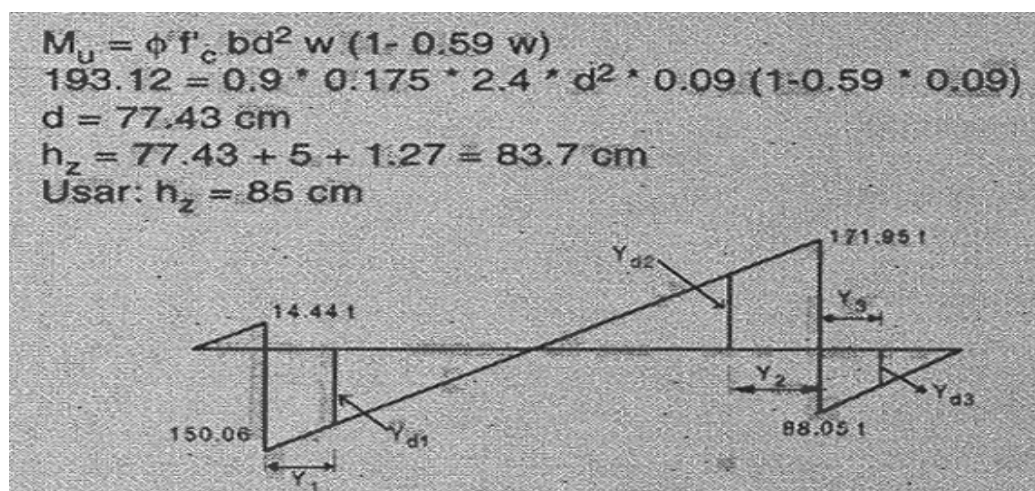
Distribución de fuerzas y reacciones obtenidas en el análisis estructural de la zapata



Con base en las cargas axiales y momentos aplicados, se determina la distribución de reacciones generadas sobre la zapata, las cuales sirven como base para el análisis de cortante y momento del elemento.

Figura 150

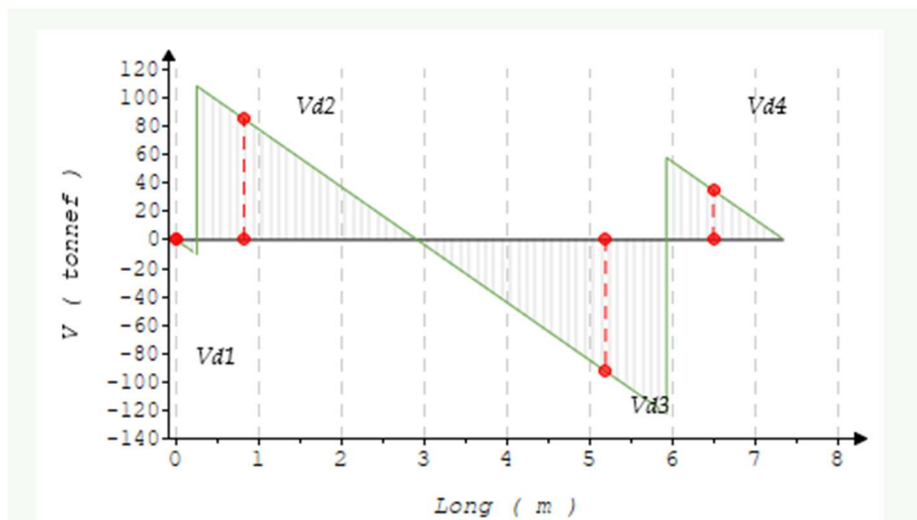
Diagrama de cortante generado para la verificación estructural de la zapata



A partir de las reacciones obtenidas, se construye el diagrama de cortante de la zapata con el propósito de identificar las secciones críticas del elemento y verificar su comportamiento resistente.

Figura 151

Representación gráfica del comportamiento a cortante obtenida mediante la hoja de cálculo



Una vez obtenido el comportamiento a cortante mediante la hoja de cálculo, se comparan los resultados con el ejercicio de referencia, con el propósito de validar el procedimiento implementado y verificar la concordancia de los valores obtenidos

Figura 152

Verificación por cortante mediante ejercicio de validación

Verificación por Cortante

$$d = 85 - \left(5 + \frac{\phi}{2}\right) = 85 - (5 + 1.27) = 78.73 \text{ cm}$$

$$y_1 = \frac{t_1}{2} + d = 0.25 + 0.79 = 1.04 \text{ m} \quad V_{d1} = -150.06 + 57.76 \cdot 1.04 = -89.99 \text{ t}$$

$$y_2 = \frac{t_2}{2} + d = 0.325 + 0.79 = 1.12 \text{ m} \quad V_{d2} = 171.95 - 57.76 \cdot 1.12 = 107.55 \text{ t}$$

$$d = 85 - \left(7.50 + \frac{\phi}{2}\right) = 85 - (7.50 + 0.95) = 76.55 \text{ m}$$

$$y_3 = \frac{t_2}{2} + d = 0.325 + 0.766 = 1.09 \text{ m} \quad V_{d3} = 57.76(1.525 - 1/3) = 26.10 \text{ t}$$

$$V_u = V_{d2} = 107.55 \text{ t} \rightarrow \frac{V_u}{\phi} = 126.53 \text{ t}$$

$$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d = 0.53 \cdot \sqrt{175} (10) \cdot 2.40 \cdot 0.79 = 132.93 \text{ t}$$

$$\frac{V_u}{\phi} \leq V_c \quad \therefore \text{CONFORME}$$

Figura 153

Verificación de resistencia por punzonamiento en la zapata mediante procedimiento automatizado

Corte por flexión:

$\lambda = 1$ (Hormigón de Peso Normal)

$\lambda_y = 1$ **Nota:** Se adopta $\lambda_y = 1$ de acuerdo a lo especificado en 13.2.6.2 ACI 318-19 Pag.194

$\rho = 0.00241$ (Cuantía iterativa asumida)

$\phi_o = 0.75$ **Tabla 21.2.1 ACI 318-19 Pag.391**

$N_u = 0$ tonref **Nota:** Se adopta $N_u = 0$ para elementos losa.

Casos "a" y "b" cuando $A_v \geq A_{v_{min}}$ Caso := a v = "a"
 Caso "c" cuando $A_v < A_{v_{min}}$

$$V_c = \begin{cases} \text{if Caso} = "a" \\ V_c \leftarrow 2 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \text{psi} \\ \text{if Caso} = "b" \\ V_c \leftarrow 8 \cdot \lambda \cdot \rho^{\frac{1}{3}} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \text{psi} \\ \text{if Caso} = "c" \\ V_c \leftarrow 8 \cdot \lambda_y \cdot \lambda \cdot \rho^{\frac{1}{3}} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \text{psi} \end{cases}$$

Tabla 22.5.5.1 (a) ACI 318-19 Pag.404

Tabla 22.5.5.1 (b) ACI 318-19 Pag.404

Tabla 22.5.5.1 (c) ACI 318-19 Pag.404

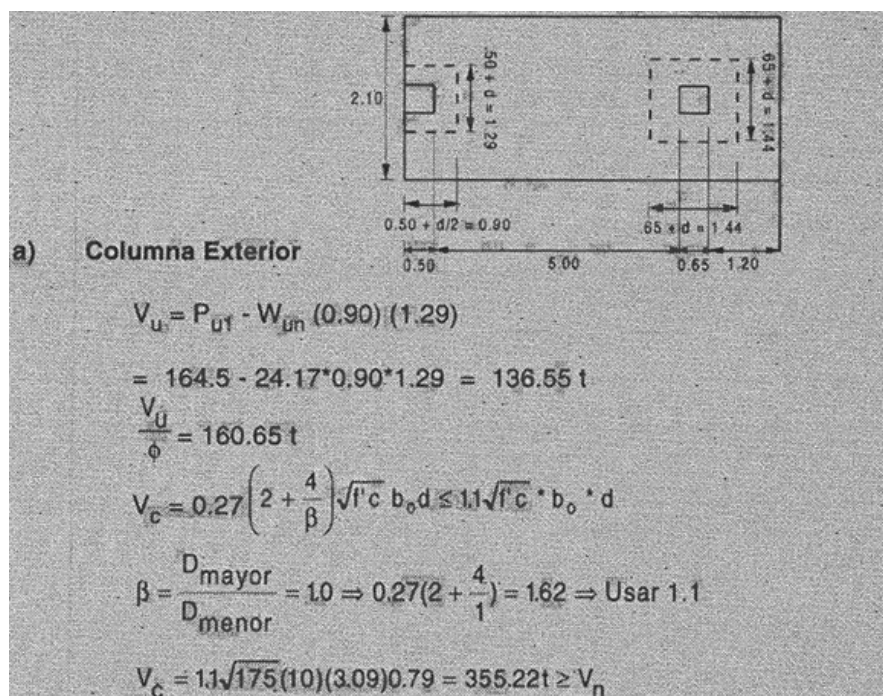
$$\frac{V(d_v)}{\phi_o \cdot B \cdot d_v} \leq V_c$$

$$V_c = 7.02 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Los resultados obtenidos mediante la hoja de cálculo se comparan con el ejercicio de referencia, con el propósito de validar la verificación por punzonamiento y comprobar la concordancia de los valores obtenidos, como se muestra a continuación:

Figura 154

Verificación por punzonamiento mediante ejercicio de validación



De acuerdo con los resultados obtenidos, se observa concordancia entre la hoja de cálculo y el ejercicio de referencia, verificándose que la resistencia por punzonamiento resulta suficiente frente a las solicitaciones actuantes, cumpliendo con los criterios de diseño establecidos para el elemento

Figura 155

Verificación por punzonamiento en columna exterior mediante la hoja de cálculo

Combinada Medianera

+

$$v_{ud} = \frac{V_{u-1}(d)}{B_{cr-1} \cdot d} + \frac{\gamma_{vx-1M}(d) \cdot |Mx_{ud}|}{J_{cx} // c(d)} + \frac{\gamma_{vy-1M}(d) \cdot \left(|My_{ud}| + P_{ud} \cdot \left(\frac{d}{2} \right) \right)}{J_{cy} // c'(d)}$$

$$B_{cr-1} = "2a1+b1+2d1"$$

$$A_{cr-1} = "(a1+d1/2)(b1+d1)" \quad \rightarrow \quad V_{u-1}(d) := P_{ud} - \sigma_u \cdot A_{cr-1}$$

$$\gamma_{vx-1M}(d) := 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \cdot \sqrt{\frac{b_1 + d}{a_1 + \frac{d}{2}}}}$$

$$\gamma_{vy-1M}(d) := 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \cdot \sqrt{\frac{a_1 + \frac{d}{2}}{b_1 + d}}}$$

$$J_{cx} // c(d) := \frac{(b_1 + d) \cdot d \cdot \left(b_1 + d + 6 \cdot \left(a_1 + \frac{d}{2} \right) \right) + d^3}{6}$$

$$J_{cy} // c'(d) := \frac{2 \cdot \left(a_1 + \frac{d}{2} \right)^2 \cdot d \cdot \left(a_1 + \frac{d}{2} + 2 \cdot (b_1 + d) \right) + d^3 \cdot \left(2 \cdot \left(a_1 + \frac{d}{2} \right) + b_1 + d \right)}{6 \cdot \left(a_1 + \frac{d}{2} + b_1 + d \right)}$$

Notas del PCA
ACI 318-08 Pag.957

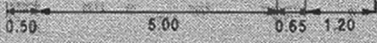
Notas del PCA
ACI 318-08 Pag.957

Con las solicitaciones determinadas para cada elemento de la zapata combinada, se procede a la definición del acero de refuerzo requerido en las vigas de cimentación, iniciando con la viga exterior, conforme a los resultados obtenidos mediante el procedimiento automatizado.

Figura 156

Validación del punzonamiento en columna exterior mediante ejercicio de referencia

a) **Columna Exterior**



$$V_u = P_{ut} - W_{un} (0.90) (1.29)$$

$$= 164.5 - 24.17 \cdot 0.90 \cdot 1.29 = 136.55 \text{ t}$$

$$\frac{V_u}{\phi} = 160.65 \text{ t}$$

$$V_c = 0.27 \left(2 + \frac{4}{\beta} \right) \sqrt{f'_c} b_o d \leq 1.1 \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d$$

$$\beta = \frac{D_{\text{mayor}}}{D_{\text{menor}}} = 10 \Rightarrow 0.27 \left(2 + \frac{4}{1} \right) = 1.62 \Rightarrow \text{Usar } 1.1$$

$$V_c = 1.1 \sqrt{175} (10) (3.09) 0.79 = 355.22 \text{ t} \geq V_n$$

$$b_o = 0.90 \cdot 2 + 1.29 = 3.09 \text{ cm}$$

b) **Columna Interior**

$$V_u = 260 - 24.05 \cdot 1.44 \cdot 1.44 = 210.13 \text{ t} \Rightarrow V_n = 247.21 \text{ t}$$

$$V_c = 1.1 \sqrt{175} (10) (4 \cdot 1.44) 0.79 = 662.16 \text{ t} > V_n \therefore \text{CONFORME}$$

Una vez verificadas las condiciones resistentes de la columna exterior, se continúa con el análisis de la columna interior (Columna 2), donde la hoja de cálculo determina las solicitaciones actuantes y los parámetros necesarios para la propuesta de refuerzo del elemento, conforme a las condiciones de carga y geometría definidas para la zapata combinada.

Figura 157

Cálculo de solicitaciones para el diseño de refuerzo de la Columna 2

COLUMNA 2

$$v_u = \frac{V_{u,2}(d_2)}{B_{cr,2}(d_2) \cdot d_2} + \frac{\gamma_{cx,2} \cdot |M_{x,u2}| \cdot y_{p2}(d_2)}{J_{cx,2}(d_2)} + \frac{\gamma_{cy,2} \cdot |M_{y,u2}| \cdot x_{p2}(d_2)}{J_{cy,2}(d_2)} \quad \begin{array}{l} \text{R8.4.4.2.3} \\ \text{ACI 318-19 Pag.107} \end{array}$$

$$B_{cr,2}(d_2) := 2 \cdot (a_2 + b_2 + 2 \cdot d_2)$$

$$A_{cr,2}(d_2) := (a_2 + d_2) \cdot (b_2 + d_2) \quad \rightarrow \quad V_{u,2}(d_2) := P_{u2} - \sigma_u \cdot A_{cr,2}(d_2)$$

$$\gamma_{cx,2} := 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \cdot \sqrt{\frac{b_2}{a_2}}} = 0.4 \quad \begin{array}{l} \text{8.4.4.2.2} \\ \text{ACI 318-19 Pag.107} \end{array}$$

$$\gamma_{cy,2} := 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \cdot \sqrt{\frac{a_2}{b_2}}} = 0.4 \quad \begin{array}{l} \text{8.4.4.2.2} \\ \text{ACI 318-19 Pag.107} \end{array}$$

$$x_{p2}(d_2) := \frac{a_2 + d_2}{2} \quad y_{p2}(d_2) := \frac{b_2 + d_2}{2}$$

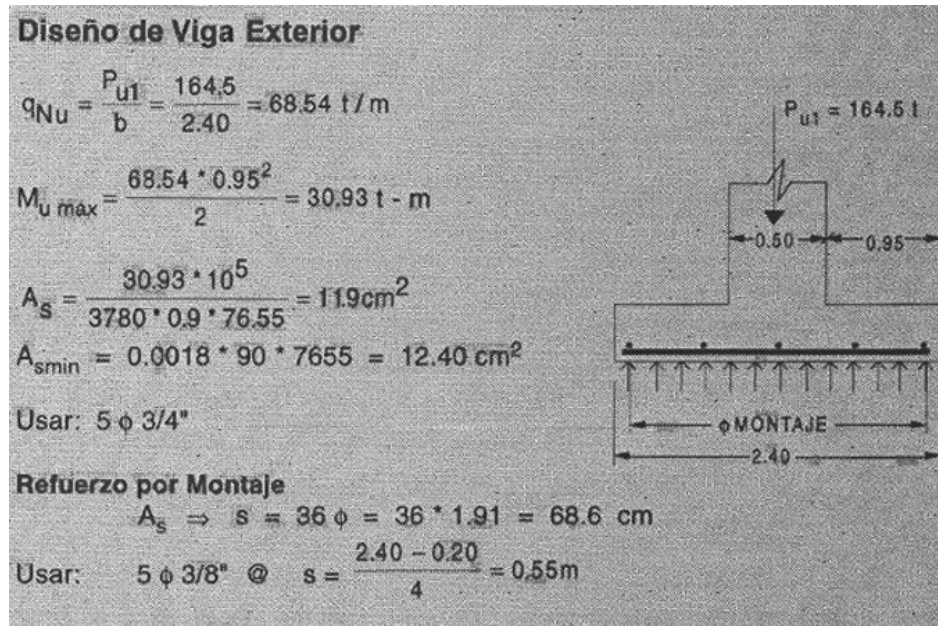
$$J_{cx,2}(d_2) := \frac{d_2 \cdot (b_2 + d_2)^3}{6} + \frac{(b_2 + d_2) \cdot d_2^3}{6} + \frac{d_2 \cdot (a_2 + d_2) \cdot (b_2 + d_2)^2}{2} \quad \begin{array}{l} \text{R8.4.4.2.3} \\ \text{ACI 318-19 Pag.108} \end{array}$$

$$J_{cy,2}(d_2) := \frac{d_2 \cdot (a_2 + d_2)^3}{6} + \frac{(a_2 + d_2) \cdot d_2^3}{6} + \frac{d_2 \cdot (b_2 + d_2) \cdot (a_2 + d_2)^2}{2} \quad \begin{array}{l} \text{R8.4.4.2.3} \\ \text{ACI 318-19 Pag.108} \end{array}$$

Con las solicitaciones determinadas para cada elemento de la zapata combinada, se procede a la definición del acero de refuerzo requerido en las vigas de cimentación, iniciando con la viga exterior, conforme a los resultados obtenidos mediante el procedimiento automatizado.

Figura 158

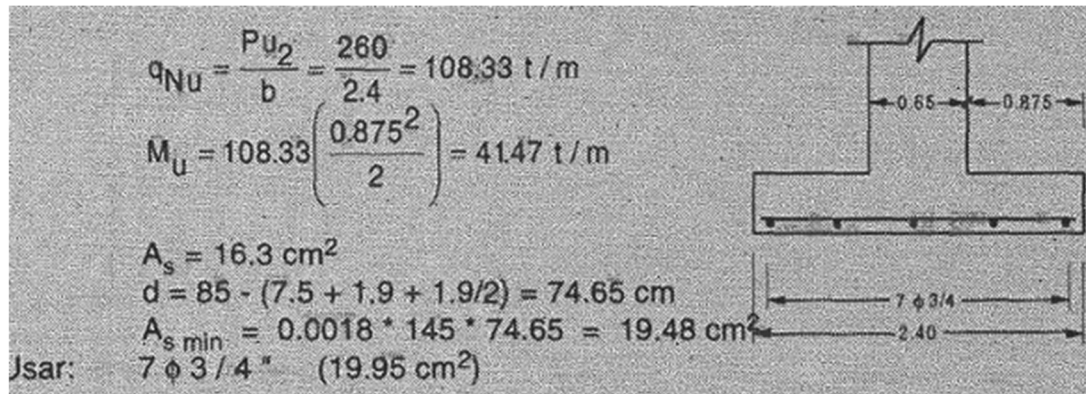
Propuesta de acero longitudinal para la viga exterior mediante ejercicio de validación



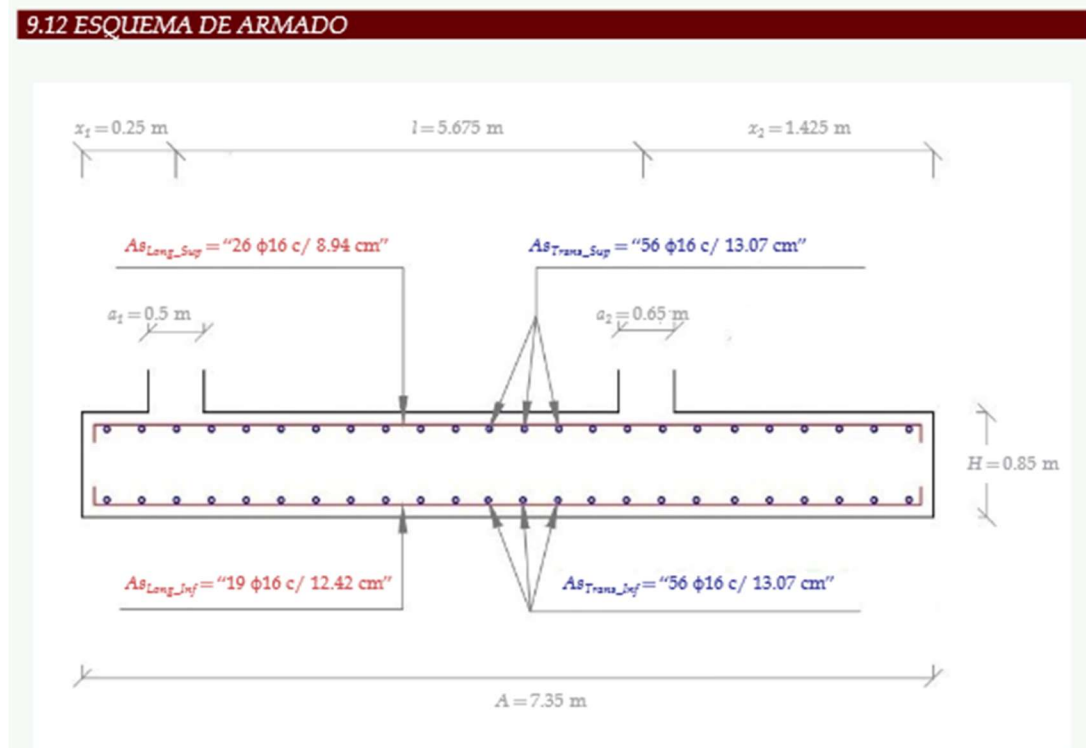
De forma análoga, se realiza la determinación del refuerzo longitudinal correspondiente a la viga interior, considerando las solicitaciones actuantes obtenidas para dicha sección.

Figura 159

Determinación del acero longitudinal en viga interior mediante ejercicio de referencia

**Figura 160**

Esquema de armado de la zapata combinada obtenido mediante hoja de cálculo



Como resultado del procedimiento desarrollado, la hoja de cálculo permite obtener el esquema general de armado de la zapata combinada, integrando la disposición del refuerzo longitudinal y transversal requerida para los distintos elementos analizados, conforme a las solicitaciones y verificaciones estructurales previamente realizadas.

Con el desarrollo de las hojas de cálculo presentadas en este capítulo, se logró automatizar el procedimiento de diseño y verificación de los principales elementos de concreto reforzado considerados en esta investigación, incluyendo **vigas, columnas, muros y cimentaciones superficiales**. Cada una de las metodologías implementadas fue contrastada con ejercicios de referencia y criterios establecidos por el ACI 318-19, permitiendo validar la consistencia de los resultados obtenidos.

La integración de estos procedimientos en un entorno automatizado permite optimizar el tiempo de cálculo, reducir errores asociados al proceso manual y facilitar la revisión iterativa de alternativas de diseño, constituyendo una herramienta de apoyo para el análisis y dimensionamiento de elementos de concreto reforzado bajo normativa vigente.

CAPÍTULO 5.0 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 CONCLUSIONES

El presente estudio de investigación permitió comprobar que el uso del software Mathcad, puede ser una herramienta eficaz para la automatización y presentación de hojas de cálculo y una herramienta más interactiva que por ejemplo el uso de Microsoft Excel, además de ser el complemento de herramientas de análisis estructural avanzadas como: SAP, SAFE, TEKLA STRUCTURES, ETABS, entre otros softwares especializados en el análisis estructural.

En particular, se alcanzó el objetivo de generar hojas de cálculo estructuradas para verificación que no solo realizan las operaciones de diseño de vigas, columnas, muros y zapatas, sino que además presentan la información de manera ordenada, constituyendo una memoria de cálculo lista para revisión profesional.

Desde el punto de vista metodológico, Mathcad proporciona un entorno que favorece la documentación técnica, ya que combina texto, ecuaciones y resultados en un mismo flujo lógico, lo que facilita la interpretación y revisión por parte de otros profesionales.

A partir del desarrollo del estudio, se comprobó que la incorporación de las disposiciones del ACI 318 dentro de las hojas de cálculo facilita la verificación automática de estados límite, incluyendo resistencia, servicio y detallado estructural, garantizando el cumplimiento de criterios de seguridad y desempeño estructural.

Finalmente, se concluye que el uso de hojas de cálculo en Mathcad constituye una alternativa robusta y confiable para el análisis estructural, contribuyendo a mejorar la calidad, transparencia y reproducibilidad de los cálculos en el ámbito de la ingeniería.

5.2 RECOMENDACIONES

Se recomienda implementar el uso de hojas de cálculo estructural en Mathcad como herramienta estándar en el análisis y diseño de elementos de concreto armado, debido a su capacidad para integrar de manera clara las ecuaciones y criterios establecidos por el American Concrete Institute.

Es aconsejable que las hojas de cálculo desarrolladas incluyan de forma explícita las disposiciones de la normativa ACI 318, con el fin de garantizar que los diseños cumplan con los requisitos de seguridad, resistencia y servicio exigidos a nivel internacional.

Asimismo, se recomienda estructurar las hojas de cálculo de manera modular y documentada, facilitando su revisión, actualización y reutilización en futuros proyectos de ingeniería.

Desde el punto de vista académico y profesional, se considera importante fomentar la capacitación en el uso de herramientas como Mathcad, orientadas a la aplicación de normativas de diseño estructural, con el fin de fortalecer las competencias técnicas de los ingenieros, dentro de estas recomendaciones se hace énfasis en repasar los conceptos básicos, e intermedios de temas como matrices y determinantes, operaciones con

vectores, matriz inversa y transpuesta de una matriz, ya que Mathcad tiene la capacidad operativa en estos conceptos y pueden ayudar a la facilidad o complejidad del cálculo, además del uso de áreas de trabajo específicas, es decir, cálculos que serán de manera repetitiva almacenarlos en estas áreas para que no puedan ser vistos por el usuario, no puedan dar paso a modificaciones que dañen los cálculos subsecuentes.

El método de trabajo de la herramienta es con respecto al ingreso de valores en las variables que están por arriba del cálculo, es decir valores que fueron ingresados en secciones previas, dada esta aclaración se recomienda seguir la secuencia para evitar errores en la programación y el flujo de la información ingresada.

Asimismo, la definición de variables claras y asignación de variables es de suma importancia ya que, no pueden crear por ejemplo un valor de beta para dos cálculos diferentes, estos deben ser separados por una numeración, y ser congruentes con los cálculos.

El uso de programación lógica “if”, “else”, “for”, debe ser adecuada para no generar bucles infinitos de iteración, así como la generación de gráficos de manera iterativa y definir correctamente los datos de entrada y salida.

La definición de las unidades, longitud, fuerza, deben ser de manera lógica, no pueden sumarse kilogramos de masa con kilogramos de fuerza, Mathcad hace una diferenciación de unidades, es recomendable para evitar el resultado de unidades y cálculos erróneos, el uso de áreas que permitan realizar cálculos que hagan los números adimensionales, ya

que las ecuaciones del ACI 318 y los textos de análisis estructural hacen uso de ecuaciones que intrínsecamente tienen unidades dentro de ellas y hay que cancelarlas.

Mathcad es una herramienta que permite el cálculo iterativo de valores, mediante el análisis de ecuaciones en función de una o varias variables, sin embargo debemos tomar en cuenta que, es un software que no es específico del análisis estructural y ha sido adaptado a este con el paso de los años y desarrollo de nuevas versiones, dado el caso este puede presentar retraso en los cálculos si las hojas sobrepasan las 20 páginas, entre combinaciones de análisis por programación de lógica, matrices, combinación de Excel - Mathcad, entre otras muchas posibilidades de resolución de problemas de análisis estructural, por lo cual su fuerte es ser útil como un software de “verificación de cálculos provenientes de un software nativo de análisis estructural”, como puede ser: SAP¹³, ETABS¹⁴, etc. -

Finalmente, se recomienda continuar con investigaciones que amplíen el uso de estas herramientas hacia otros tipos de estructuras y normativas, permitiendo mejorar los procesos de análisis y diseño en el ámbito de la ingeniería civil.

¹³ SAP 200 software nativo de análisis estructural.

¹⁴ ETABS software nativo de análisis estructural.

GLOSARIO

Glosario de simbología utilizada en el presente trabajo de graduación, Diseño Automatizado de Elementos de Concreto Reforzado:

Simbología:

α_1 (adimensional): Factor de tensión equivalente para el bloque de compresión (adic.).

β_1 (adimensional): Relación de profundidad del bloque de tensiones equivalente respecto a c (varía con f'_c).

γ_c (kN/m³): Peso específico del concreto (ej. ≈ 24 kN/m³ para concreto normal).

γ_s : Peso específico de los suelos.

δ (m, mm): Desplazamiento o deflexión.

ϵ (adimensional): Deformación (strain). Subíndices comunes:

ϵ_{cu} = 0.003 (Deformación última del concreto en compresión según ACI).

ϵ_y (adimensional): Deformación de fluencia del acero (f_y/E).

ζ, ξ (adimensional): Razones o factores de amortiguamiento/modal (uso esporádico).

θ (rad, °): Ángulo o rotación.

κ (adimensional): Factor corrector geométrico (uso puntual).

λ (adimensional): Factor de modificación para concreto liviano (relación de resistencias).

μ (adimensional): Coeficiente (ej. fricción en conexiones; uso puntual).

ν (adimensional): Coeficiente de Poisson (si se usa en análisis).

ρ (adimensional): Razón de refuerzo (A_s/bd o A_s/A_g según contexto).

ρ' (adimensional): Razón de refuerzo en la cara comprimida.

ρ_{bal} (adimensional): Razón de refuerzo equilibrada.

π (adimensional): 3.1416, constante geométrica.

ρ (kg/m³) — Cuando se usa para densidad: densidad del material (concreto ≈ 2400 kg/m³).

σ (MPa, N/mm²): Esfuerzo normal (stress). 1 MPa = 1 N/mm² = 1000 kN/m².

τ (MPa): Esfuerzo cortante (shear stress).

ϕ (adimensional): Factor de reducción de resistencia (strength reduction factor, ACI).

Valores típicos: flexión (tensión-controlada) $\phi \approx 0.90$; cortante $\phi \approx 0.75$.

χ (adimensional): Factor de reducción (p. ej. por pandeo) — uso puntual.

ψ (adimensional): Factor modificador en expresiones de interacción (uso puntual).

ω (rad/s): Frecuencia angular natural (cuando aplica); Ω mayúscula se usa raramente en ACI.

A

a: Ancho de la sección a compresión del elemento estructural proveniente del bloque equivalente de Whitney para el análisis a compresión del elemento estructural.

A_i : Áreas de acero longitudinal desde la posición “i” hasta la posición “n” para el cálculo de fuerzas y esfuerzos en la franja de compresión.

A_b : Área de la barra de acero corrido, área de barra de acero en un sentido.

A_{inf} : Cantidad de acero en la franja inferior del elemento estructural, en centímetros cuadrados.

A_{sup} : Cantidad de acero superior en centímetros cuadrados.

A_s : Área de acero de la sección tipo, viga, columna o cimentación.

A_v : Área del estribo de refuerzo de la sección transversal del elemento estructural.

A_t : Área total del refuerzo, ya sea transversal o longitudinal, según el elemento tipo que se esté evaluando.

A_{tmin} : Área de refuerzo mínimo por torsión del elemento estructural a considerar o calcular.

A_{lmin} : Área de refuerzo longitudinal mínima según el análisis al que este sometido el elemento estructural.

A_{min} : Área de acero de refuerzo mínimo en la sección longitudinal o transversal del elemento estructural.

A_{max} : Área de acero de refuerzo máximo en la sección longitudinal o transversal del elemento estructural.

A_g : Área gruesa de la sección transversal del elemento estructural.

A_v : Área de refuerzo transversal

A_{vmin} : Área de refuerzo transversal mínimo.

B

B: Ancho de la sección del elemento estructural a evaluar,

b: Ancho de la sección del elemento estructural a evaluar, para columnas y vigas, para cimentaciones se utiliza la mayúscula del símbolo o letra.

b_i : Ancho de la sección del elemento estructural a evaluar en esa franja puede ser consecuente la numeración superior hasta la franja más alejada del eje neutro, del elemento estructural a evaluar.

C

C: Ancho de la franja a compresión del elemento estructural a evaluar, este puede ser viga, columna, zapata, para el caso de muros la variable indicara el ancho de la corona del muro.

C_c: Concreto a compresión proveniente del análisis de equilibrio de fuerzas.

C_s: Concreto a tensión en la zona inferior del elemento estructural.

c_i: Ancho de la franja en específico a evaluar dentro del bloque de compresión del elemento estructural, este puede ser viga, columna, zapata, en el caso de los muros de contención puede indicar la variación de la distancia hacia la corona del muro.

D

D: Diámetro en centímetros de la sección transversal para columnas circulares.

d: Distancia desde la parte exterior del elemento estructural a la franja del lecho inferior de refuerzo con acero longitudinal.

d_b: Diámetro de la barra longitudinal, para elementos circulares.

d_i: Distancia “d” para cada barra, calculada desde “h” hasta “d_{max}” en la franja a compresión del elemento estructural.

d_{st}: Diámetro del estribo, del acero de refuerzo transversal.

d_{sup}: Distancia desde la parte exterior del elemento estructural hacia la franja interna de refuerzo longitudinal del acero a compresión.

d_{real}: Distancia real desde la parte exterior del elemento estructural a la franja de refuerzo a tensión del elemento.

d_v: Diámetro de la barra de acero de refuerzo transversal.

E

E_a: Empuje activo de la masa de suelo, de carga horizontal.

E_c: Modulo de elasticidad del concreto.

E_s: Modulo de elasticidad del acero a tensión.

e: Peralte de la zapata, peralte de la zapata del muro, también considerado como el desplazamiento de la carga para elementos a flexo compresión.

e_x: Excentricidad en el eje “x”.

e_y: Excentricidad en el eje “y”.

F

F: Ancho del fuste del muro, que es la parte de la pantalla en su zona baja.

F_h: Fuerzas horizontales actuantes sobre el elemento estructural, normalmente muros.

F_{hv}: Fuerzas verticales actuantes sobre elementos estructurales, normalmente muros.

FSD: Factor de seguridad por desplazamiento horizontal del elemento estructural, normalmente muros

FSV: Factor de seguridad por volteo del elemento estructural, normalmente muros.

f_c: Modulo de resistencia a la compresión del concreto estructural.

f_y: Modulo de compresión y tensión del acero estructural.

f_{yt}: Modulo de compresión y tensión del acero estructural, para estribos.

H

H/h: Altura de la pared principal del muro, también se utiliza para altura general de la zapata ya sea combinada, aislada o con viga de amarre, también se utiliza en general para la altura de elementos estructurales.

hz: Altura de la zapata asignada para comprobación.

he: Altura de elementos estructurales con respecto a ejes principales.

I

I: Inercia de un elemento estructural, puede ser en la dirección “x” o “y”.

i: Iteración desde un valor inicial hasta un valor “n”.

J

j: Vector de posición para valores en matrices.

K

K: módulo de balasto, asentamiento que presenta un suelo con una carga especificada.

Ka: Coeficiente de empuje de suelos de Rankine.

L

L: Longitud de un elemento estructural.

ld: Longitud de desarrollo del acero de refuerzo longitudinal de un elemento estructural.

lv: Longitud de desarrollo del acero de refuerzo longitudinal de un elemento estructural.

M

M: Valor del momento aplicado a un elemento estructural.

Mn: Valor de momento nominal aplicado a un elemento estructural.

Mx: Valor del momento en el eje “x” de un elemento estructural.

My: Valor del momento en el eje “y” de un elemento estructural.

Mmin: Momento mínimo aplicado a un elemento estructural.

Mmax: Momento máximo aplicado a un elemento estructural.

Mu: valor de momento ultimo aplicado a un elemento estructural.

N

N: Fuerza normal de reacción, para elementos estructurales de cimentación superficial.

Na: Fuerza normal “a” en dirección de la carga aplicada.

n: Iteración de valores para cálculos automatizados, por medio de ecuaciones o matrices de un elemento estructural.

P

P: Valor de la carga puntual en toneladas o kilo newtons, también es el valor del talón del muro en metros.

Pn: Carga axial nominal de un elemento estructural.

Pu: Carga axial ultima de un elemento estructural.

Q

q: Valor de la carga resistida por una masa de suelo en Km/m.

qadm: Valor de la carga admisible por una masa de suelo en Km/m.

qult: Valor de la carga ultima por una masa de suelo en Km/m.

R

r: Recubrimiento de la sección transversal del elemento estructural.

rec: También utilizado como el valor del recubrimiento para elementos estructurales.

rev: Diámetro del acero de refuerzo transversal, también utilizado en el cálculo como revoluciones o radianes.

rx: Valor de la posición de la reacción en “x” de una fuerza o reacción.

ry: Valor de la posición de la reacción en “y” de una fuerza o reacción.

S

S: Separación de barras de acero longitudinal o transversal para el refuerzo por flexión o cortante.

Sc: Valor de la sobrecarga para muros de contención.

Sx: Separación de barras de acero longitudinal en el eje “x”

Sy: Separación de barras de acero longitudinal en el eje “y”

Smin: Separación mínima del refuerzo longitudinal y transversal.

Smax: Separación máxima del refuerzo longitudinal y transversal.

Sreq: Separación requerida del refuerzo longitudinal y transversal.

T

T: Medida del talón de un muro.

Tu: torción ultima de un elemento estructural.

Tn: torción nominal de un elemento estructural.

V

V: Valor de fuerza o esfuerzo cortante de la sección de un elemento estructural.

Vc: Contribución del concreto en el esfuerzo o fuerza cortante.

Vs: Contribución del acero en el esfuerzo o fuerza cortante.

Vn: Valor nominal de la fuerza o esfuerzo cortante de la sección de un elemento estructural.

ΦV : Valor nominal de la fuerza o esfuerzo cortante de la sección de un elemento estructural.

Vu: Valor último de la fuerza o esfuerzo cortante de la sección de un elemento estructural.

V_x: Valor del cortante en la dirección “x”

V_y: Valor del cortante en la dirección “y”

W

W: Peso de la sección o carga.

X

X: Posición de la fuerza o distancia a la que se ubica la fuerza o reacción, también puede ser utilizada como variable para el cálculo en una iteración.

Y

Y: Posición de la fuerza o distancia a la que se ubica la fuerza o reacción, también puede ser utilizada como variable para el cálculo en una iteración.

Z

Z: Posición de la fuerza o distancia a la que se ubica la fuerza o reacción, también puede ser utilizada como variable para el cálculo en una iteración.

BIBLIOGRAFÍA

- American Society of Civil Engineers. (2022). *Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures (ASCE/SEI 7-22)*. ASCE.
- American Concrete Institute. (2019). *Building code requirements for structural concrete (ACI 318-19) and commentary*. ACI.
- Ministerio de Obras Públicas, Transporte y Vivienda. (1994). *Norma técnica para diseño por sismo*. San Salvador, El Salvador.
- Ministerio de Obras Públicas, Transporte, Vivienda y Desarrollo Urbano. (Año). *Reglamento de la Ley de Urbanismo y Construcción*. URL
- Ministerio de Obras Públicas, Transporte, Vivienda y Desarrollo Urbano. (1996). *Reglamento para la seguridad estructural de las construcciones de El Salvador (RESESCO)*. El Salvador.
- McCormac, J. C., & Nelson, J. K. (2012). *Diseño de concreto reforzado* (8.^a ed.). Alfaomega.
- Das, B. M. (2015). *Fundamentos de ingeniería geotécnica* (8.^a ed.). Cengage Learning.
- Bowles, J. E. (1997). *Foundation analysis and design* (5th ed.). McGraw-Hill.
- Terzaghi, K., Peck, R. B., & Mesri, G. (1998). *Mecánica de suelos en la ingeniería práctica*. Limusa.
- Academia Lab. (2026). Mathcad. *Enciclopedia*. Revisado el 9 de junio del 2026. <https://academia-lab.com/enciclopedia/mathcad/>
- Morales Morales, R. (2006). *Diseño en concreto armado concordado a ACI 318*. Instituto de la Construcción y Gerencia (ICG).

APÉNDICE

APÉNDICE A – HOJA DE CÁLCULO PARA VIGAS DE CONCRETO REFORZADO

En el presente apéndice se incorpora las hojas de cálculo desarrollada en **PTC Mathcad** para el diseño automatizado de vigas rectangulares de concreto reforzado, elaborada conforme a los criterios establecidos en el **ACI 318-19**. La herramienta integra el ingreso de datos, el predimensionamiento, las verificaciones estructurales y el diseño del refuerzo, permitiendo obtener de forma automatizada los resultados presentados y validados en el Capítulo 4 de la presente investigación.

Las páginas siguientes corresponden a la versión final de las hojas de cálculo desarrollada durante la presente investigación:

1. Hoja de cálculo para elaboración de diagrama momento Curvatura en vigas.
2. Hoja de cálculo para viga de acuerdo con comportamiento por flexión, cortante y torsión.

1. Diagrama momento - curvatura viga simplemente reforzada

Datos de entrada:

Condiciones geométricas de la viga:

$b := 30 \text{ cm}$	ancho de viga
$h := 60 \text{ cm}$	alto de viga
$rec := 4 \text{ cm}$	recubrimiento
$d_{est} := 0.95 \text{ cm}$	diámetro del estribo
$d := h - \frac{d_{est}}{2} - rec$	calculo de ancho efectivo
$d = 55.53 \text{ cm}$	ancho efectivo

Condiciones del concreto:

$f_c := 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	resistencia del concreto
$E_c := 15100 \cdot \sqrt[2]{f_c \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}$	modulo de elasticidad del concreto
$E_c = 252671.33 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	modulo de elasticidad del concreto
$\epsilon_{cy} := \frac{f_c}{E_c} = 0.00110816$	deformación de fluencia del concreto

Condiciones del acero :

$f_y := 3500 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	resistencia del acero
$E_s := 2.03 \cdot 10^6 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Ingrese el modulo de elasticidad del acero
$\epsilon_{ty} := \frac{f_y}{E_s} = 0.0017241$	deformación de fluencia del acero
$f_r := 2 \cdot \sqrt[2]{f_c \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}$	resistencia de ruptura del concreto
$f_r = 33.47 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	resistencia de ruptura del concreto
$\epsilon_r := \frac{f_r}{E_c}$	deformación de ruptura del concreto
$\epsilon_r = 0.00013245$	deformación de ruptura del concreto
$\epsilon_{cu} := 0.003$	deformación ultima del concreto

Condiciones iniciales del acero de la viga a flexión:

$A_{sup} := 2 \cdot (3.88) \text{ cm}^2$	Ingrese el numero de barras por el área de la barra cm	$A_{sup} = 7.76 \text{ cm}^2$
$A_{inf} := 4 \cdot (2.85) \cdot \text{cm}^2$	Ingrese el numero de barras por el área de la barra cm	$A_{inf} = 11.4 \text{ cm}^2$
$d_{sup} := rec + d_{est} + \frac{2.22 \text{ cm}}{2} = 6.06 \text{ cm}$	calculo de ancho efectivo del acero a compresión	

Disposición del acero de refuerzo:(para el grafico de viga)

Nº barras superior: $n_{sup} := 2$ Nº barras inferior: $n_{infe} := 4$ Área de acero: $A_s := n_{infe} \cdot A_{sup}$

Sección viga:



Cálculos condiciones iniciales:

viga sin carga condición ideal:

$$M_0 := 0 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \quad \Psi_0 := 0 \cdot \frac{1}{\text{m}}$$

Momento que produce el agrietamiento:

condiciones de equilibrio:

$$C_s + C_c = T_c + T_s$$



$$\frac{\varepsilon_r \cdot (c_{agr} - d_{sup}) \cdot E_s}{(h - c_{agr})} \cdot A_{sup} + \frac{(\varepsilon_r \cdot c_{agr} \cdot E_c)}{(h - c_{agr})} \cdot \frac{b \cdot c_{agr}}{2} - \frac{f_r \cdot b \cdot (h - c_{agr})}{2} - \left(\frac{\varepsilon_r \cdot (d - c_{agr}) \cdot E_s}{(d - c_{agr})} \right) \cdot A_{inf} \xrightarrow{\text{solve}, c_{agr}} 30.642365644280495997 \cdot \text{cm}$$

$$c_{agr} := 30.64 \text{ cm} \quad \text{ingrese el valor de la solución del equilibrio}$$

Chequeo de esfuerzos:

$$f_c := \frac{\varepsilon_r \cdot E_c}{(h - c_{agr})} \cdot \text{cm}$$

$$f_{sc} := \frac{\varepsilon_r \cdot (c_{agr} - d_{sup}) \cdot E_s}{(h - c_{agr})} = 225.1 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{st} := \frac{\varepsilon_r \cdot (d - c_{agr}) \cdot E_s}{(h - c_{agr})}$$

$$\begin{aligned} &\text{if } f_c \geq f^c &&= 1.14 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\ &\parallel f_c \leftarrow f^c \\ &\text{else} \\ &\parallel f_c \leftarrow \frac{\varepsilon_r \cdot E_c}{(h - c_{agr})} \cdot \text{cm} \end{aligned}$$

$$f_c = 1.14 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

chequear este valor
debe ser menor que
fluencia

$$\begin{aligned} &\text{if } f_{sc} \geq f_y &&= 225.1 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\ &\parallel f_{scagr} \leftarrow f_y \\ &\text{else} \\ &\parallel f_{scagr} \leftarrow \frac{\varepsilon_r \cdot (c_{agr} - d_{sup}) \cdot E_s}{(h - c_{agr})} \end{aligned}$$

$$f_{sc} = 225.1 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

chequear este valor
debe ser menor que
fluencia

$$\begin{aligned} &\text{if } f_{st} \geq f_y &&= 227.89 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\ &\parallel f_{sagr} \leftarrow f_y \\ &\text{else} \\ &\parallel f_{sagr} \leftarrow \frac{\varepsilon_r \cdot (d - c_{agr}) \cdot E_s}{(h - c_{agr})} \end{aligned}$$

$$f_{st} = 227.89 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

chequear este valor
debe ser menor que
fluencia

Evaluando momento de agrietamiento:

$$M_{agr} = 7.24 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Evaluando curvatura de agrietamiento:

$$\Psi_{agr1} := \frac{\varepsilon_r}{h - c_{agr}}$$

$$\Psi_{agr1} = 0.0004511251 \frac{1}{\text{m}}$$

Momento que produce fluencia en el acero a tensión

$$M_{sy} = 20.3 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$\Psi_{fy} = 0.00424194349 \frac{1}{\text{m}}$$

Acomodamiento

Momento que produce fluencia en el concreto a compresión:

$$M_{fc} = 20.9 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$\Psi_{fcy} = 0.01312984568 \frac{1}{\text{m}}$$

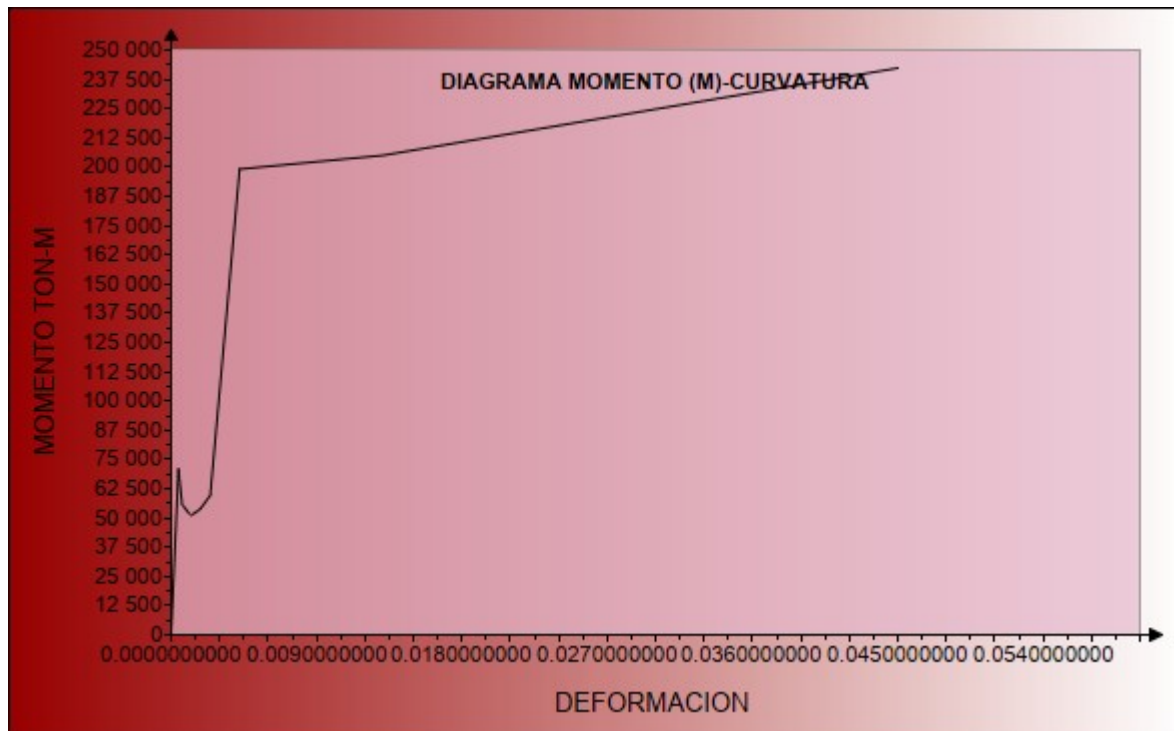
Momento que produce la resistencia ultima:

$$M_u = 24.7 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$\Psi_u := \frac{\varepsilon_{cu}}{c_u} = 0.044978 \frac{1}{\text{m}}$$

Diagrama momento - curvatura viga a flexión

DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA:



1. DISEÑO VIGA RECTANGULAR ACI-318

1.1 Definición y características de los materiales.

1.1.1 Ingrese las dimensiones de la viga:

Longitud de la viga: $L := 5.00 \text{ m}$

Altura de la viga: $h := 50 \text{ cm}$

Ancho de la viga: $b := 25 \text{ cm}$

Recubrimiento: $r := 4 \text{ cm}$

Diámetro del estribo $d_v := 10 \text{ mm}$

1.1.2 Ingrese las características de los materiales:

Concreto $f'_c := 21 \text{ MPa}$

Acero de refuerzo $f_y := 420 \text{ MPa}$

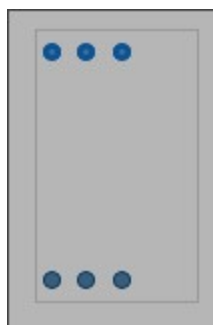
Módulo de elasticidad del acero de refuerzo: $E_s := 200 \text{ GPa}$

Área de barra acero corrido $A_b := 5.07 \text{ cm}^2$

1.1.3 Ingrese la disposición del acero de refuerzo longitudinal:

Nº barras superior: $n_{sup} := 3$ Nº barras inferior: $n_{infe} := 3$ Área de acero: $A_s := n_{infe} \cdot A_b$

Sección viga:



Acero de Refuerzo longitudinal

Refuerzo corrido:

f	d_1 (mm)	n_1	d_2 (mm)	n_2	
1	16	2	0	0	Refuerzo superior
2	0	0	0	0	Refuerzo superior
3	0	0	0	0	Refuerzo inferior
4	16	2	0	0	Refuerzo inferior

Refuerzo Adicional(bastones):

f	d_3 (mm)	n_3	l_3 (m)	
1	16	1	1	Der
2	16	1	1	Cen
3	12	1	2	Izq

1.1.4 Ingrese la disposición del acero de refuerzo transversal (estribos):

Distancia del apoyo al primer estribo (distancia cortante critico): $s_0 := 5 \text{ cm}$

Sección extremo izquierdo

Espaciamiento 1 $s_1 := 10 \text{ cm}$

Número de ramas del estribo $r_{v1} := 2$

Longitud con espaciamento 1 $L_1 := 1.20 \text{ m}$

Sección central

Espaciamiento 2 $s_2 := 25 \text{ cm}$

Número de ramas del estribo $r_{v2} := 2$

Sección extremo derecho

Espaciamiento 3 $s_3 := 10 \text{ cm}$

Número de ramas del estribo $r_{v3} := 2$

Longitud con espaciamento 3 $L_3 := 1.20 \text{ m}$

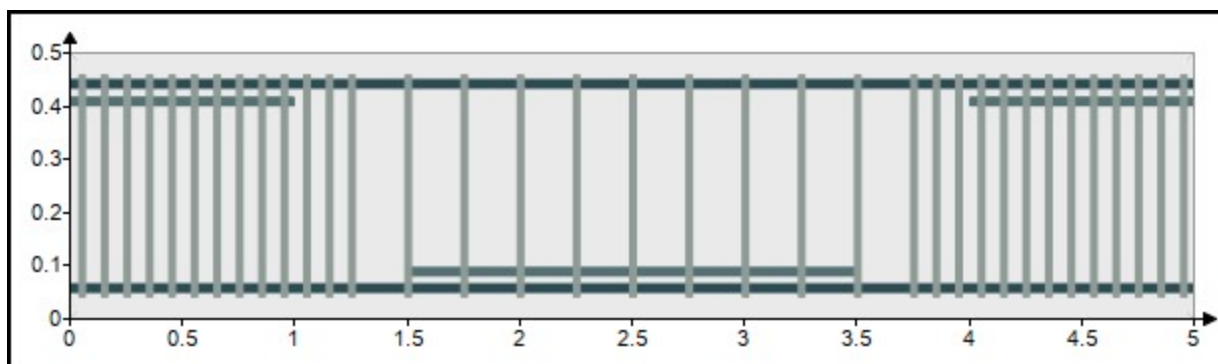


Fig 1. Disposición del acero de refuerzo.

2. DISEÑO A FLEXIÓN

2.1 Área de refuerzo a flexión mínima (9.6.1.2)

$$A_{smin} = 3.83 \text{ cm}^2$$

2.2 Momentos últimos de diseño

Ingresa los momentos parte superior de la envolvente(-M1,Max,-M2):

$$M_1 := [-90 \ 25 \ -90] \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Ingresa los momentos parte inferior de la envolvente(-M1,Max,-M2):

$$M_2 := [0 \ 56 \ 0] \text{ kN}\cdot\text{m}$$

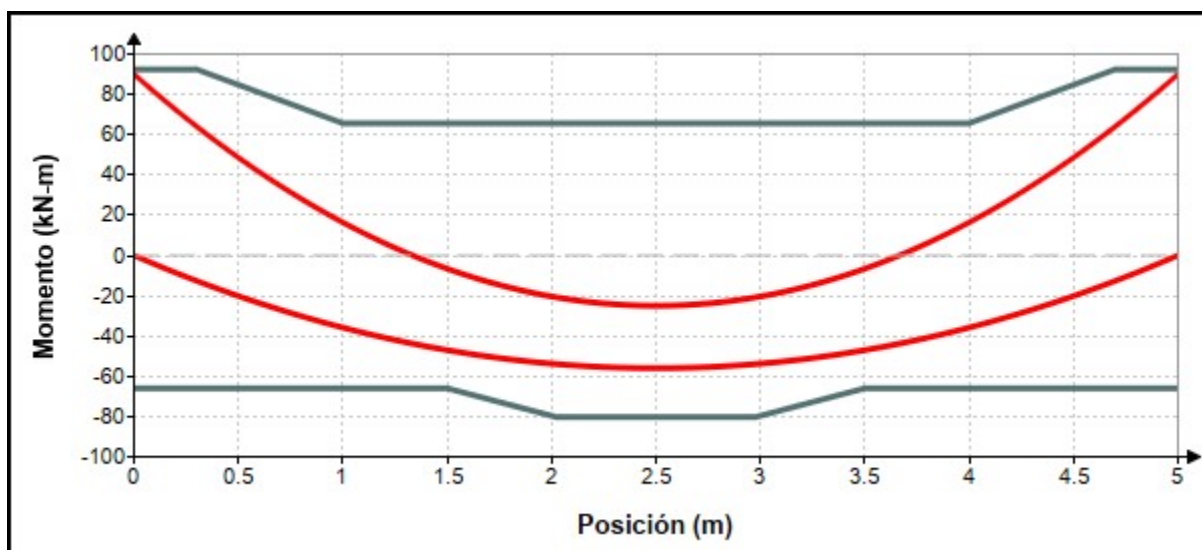


Fig. 2 Resistencia a flexión de la viga.

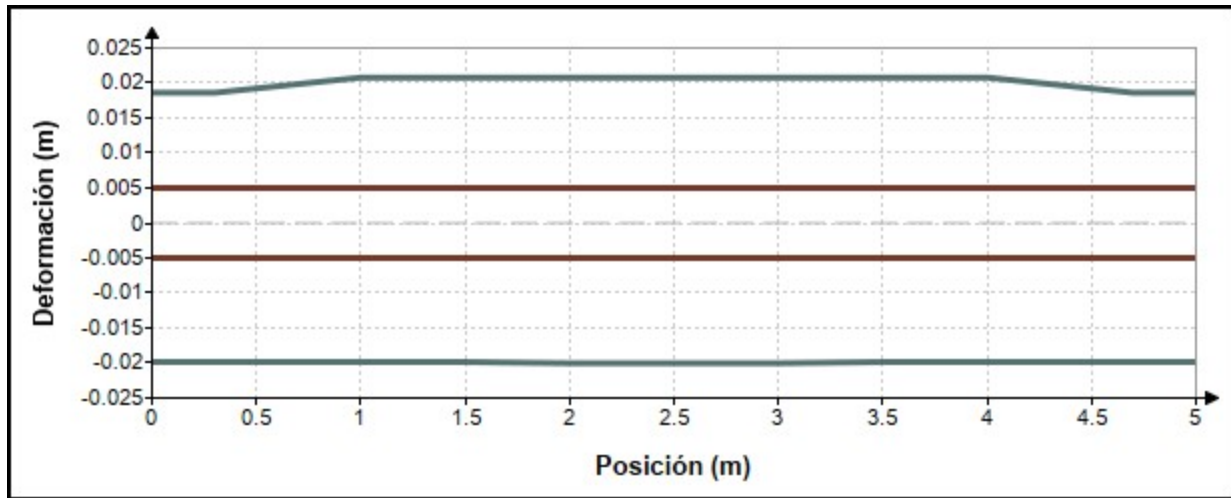


Fig. 3 Deformación en la fibra extrema a tensión.

3.DISEÑO POR CORTE:

3.1.1 Factor de concreto:

$$\lambda := 1$$

Para concreto de peso liviano este factor es igual a 1

3.1.2 Factor de reducción de la resistencia

$$\phi := 0.75$$

Según ACI 318, factor de reducción para corte es de 0.75

3.1.3 Fluencia del acero:

$$f_{yt} := 420 \text{ MPa}$$

fluencia del acero de los estribos.

3.2 Resistencia requerida:

$$V_u := \begin{bmatrix} 15 & 50 \\ -50.0 & -20.0 \end{bmatrix} \text{ kN}$$

Fuerza cortante lado A hacia , superior

Fuerza cortante lado A hacia B, inferior

3.3 Verificación de acero de refuerzo por corte (9.6.3)

refuerzo = "requiere"

3.3.1 Verificación de las dimensiones de la sección transversal (22.5.1.2)

$$V_{u\max} = 50 \text{ kN} < \phi \cdot \left(V_c + 0.66 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \text{MPa}} \cdot b_w \cdot d \right) = 292.8 \text{ kN}$$

seccion = "cumple"

3.3.2 Refuerzo mínimo por corte (9.6.3.4)

Área refuerzo por corte sección izquierda.....	$A_{v1} = 1.57 \text{ cm}^2$
Área mínima de refuerzo.....	$A_{v\min1} = 0.21 \text{ cm}^2$
Área refuerzo por corte sección central.....	$A_{v2} = 1.57 \text{ cm}^2$
Área mínima de refuerzo.....	$A_{v\min2} = 0.52 \text{ cm}^2$
Área refuerzo por corte sección extremo derecho.....	$A_{v3} = 1.57 \text{ cm}^2$
Área mínima de refuerzo.....	$A_{v\min3} = 0.21 \text{ cm}^2$

3.3.3 Espaciamiento máximo de las ramas del refuerzo a corte (9.7.6.2.2)

A lo largo de la viga..... $s_{max1} = 0.22 \text{ m}$

En la sección central..... $s_{max2} = 0.44 \text{ m}$

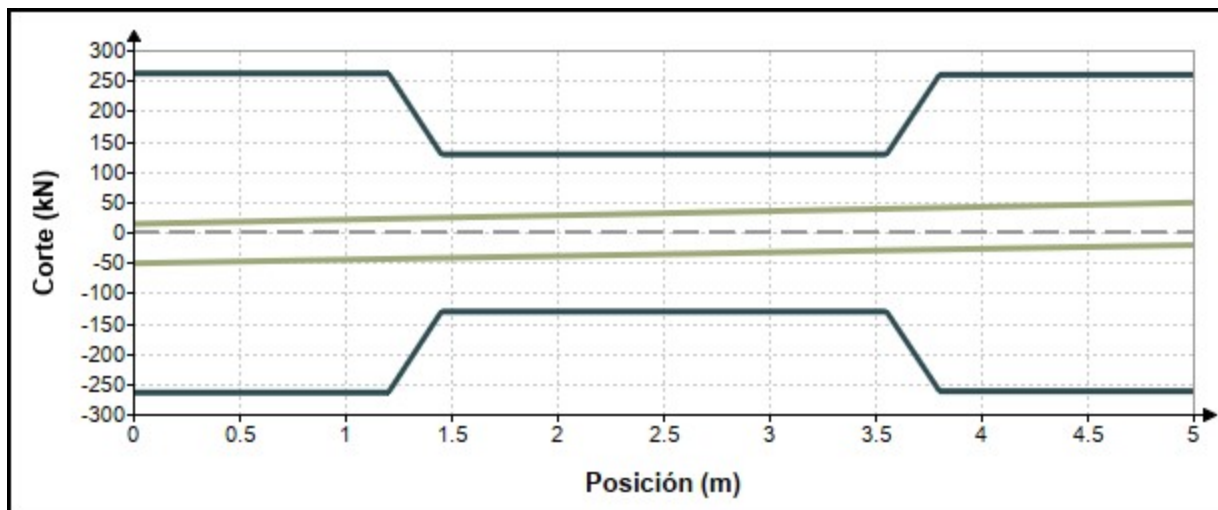


Fig. 4 Resistencia al corte de la viga.

4. DISEÑO POR TORSION:

4.1 Ingrese el espaciamiento del refuerzo por torsion:

$s := 17 \text{ cm}$

Espaciamiento sugerido del refuerzo a torsión.

4.1.2 Ingrese la resistencia requerida:

$T_u := [13 \text{ } -20] \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

Fuerza de torsión obtenida del software de análisis o diseño

p4.2 Umbral de Torsión (22.7.4.1)

$T_{th} = 3.96 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Torsion="se considera"

4.3 Torsión de Fisuración (22.7.5)

$T_{cr} = 15.75 \text{ kN} \cdot \text{m}$

4.4 Verificación de las dimensiones de la sección transversal (22.7.7)

$$\sqrt{\left(\frac{V_{umax}}{b_w \cdot d}\right)^2 + \left(\frac{T_{umax} \cdot p_h}{1.7 \cdot A_{oh}^2}\right)^2} = 1.84 \text{ MPa} < \phi \cdot \left(\frac{V_c}{b_w \cdot d} + 0.66 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \text{MPa}\right) = 2.65 \text{ MPa}$$

seccion="cumple"

4.5 Refuerzo adicional por Torsión (22.7.6.1)

4.5.1 Refuerzo transversal

$$A_t := \frac{s \cdot T_{umax}}{\phi \cdot 2 \cdot A_o \cdot f_{yt} \cdot \cot(\theta)} = 0.68 \text{ cm}^2$$

4.5.2 Refuerzo longitudinal

$$A_l := \frac{p_h \cdot T_{umax}}{\phi \cdot 2 \cdot A_o \cdot f_y \cdot \tan(\theta)} = 5.29 \text{ cm}^2$$



4.6 Refuerzo a torsión mínimo (9.6.4)

Refuerzo transversal

$$A_{tmin}(s) = 0.35 \text{ cm}^2$$

Refuerzo longitudinal

$$A_{lmin}(A_t, s) = 0.44 \text{ cm}^2$$

4.7 máximo espaciamiento del refuerzo transversal para torsión (9.7.6.3.3)

$$s_{tmax} := \min\left(\frac{p_h}{8}, 30 \text{ cm}\right) = 0.17 \text{ m}$$

APÉNDICE B – HOJA DE CÁLCULO PARA COLUMNAS DE CONCRETO REFORZADO

El presente apéndice contiene la hoja de cálculo desarrollada para el diseño automatizado de columnas de concreto reforzado conforme a los requisitos del **ACI 318-19**. La herramienta incorpora las verificaciones de capacidad axial, flexión, efectos de esbeltez, diagrama de interacción y demás procedimientos de diseño implementados durante el desarrollo de esta investigación, cuyos resultados fueron descritos y validados en el Capítulo 4.

Las páginas siguientes corresponden a la versión final de la hoja de cálculo desarrollada durante la presente investigación:

1. Hoja de cálculo para columna rectangular con efecto biaxial.
2. Hoja de cálculo columnas rectangular con flexocompresión.

4. DISEÑO DE COLUMNA RECTANGULAR EFECTO BIAIXIAL ACI-318

4.1 Definición y características de los materiales.

4.1.2 Ingrese las características de los materiales:

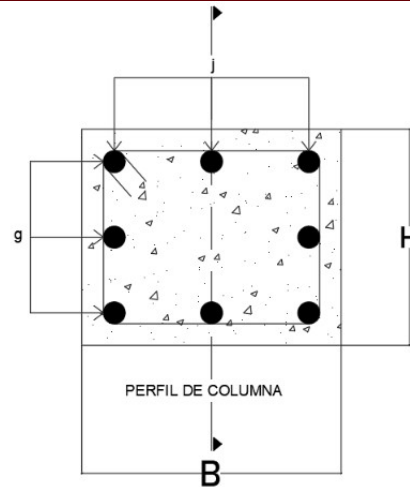
Concreto	$f_c := 21 \text{ MPa}$
Acero de refuerzo	$f_y := 420 \text{ MPa}$
módulo de elasticidad	$E_s := 200 \text{ GPa}$

4.1.3 Ingrese las dimensiones de la columna:

Altura	$h := 60 \text{ cm}$
Ancho	$b := 60 \text{ cm}$
Recubrimiento al estribo	$r := 4 \text{ cm}$

4.1.4 Ingrese la distribución del acero en la columna:

Ingrese la cantidad de barras en dirección horizontal:	$j := 4$
Ingrese la cantidad de barras en dirección vertical	$g := 4$



4.2 Ingrese la geometría del acero longitudinal y transversal:

Ingrese el diámetro del acero longitudinal: $d_b := 1 \text{ in}$

Ingrese el diámetro del acero transversal: $d_v := \frac{1}{2} \text{ in}$

Disposición matricial
del acero longitudinal:

$$n_b = \begin{bmatrix} 1 & 1 & 1 & 1 \\ 1 & 0 & 0 & 1 \\ 1 & 0 & 0 & 1 \\ 1 & 1 & 1 & 1 \end{bmatrix}$$

Cuantía (10.6.1.1)

$\rho = 0.017$

nota:

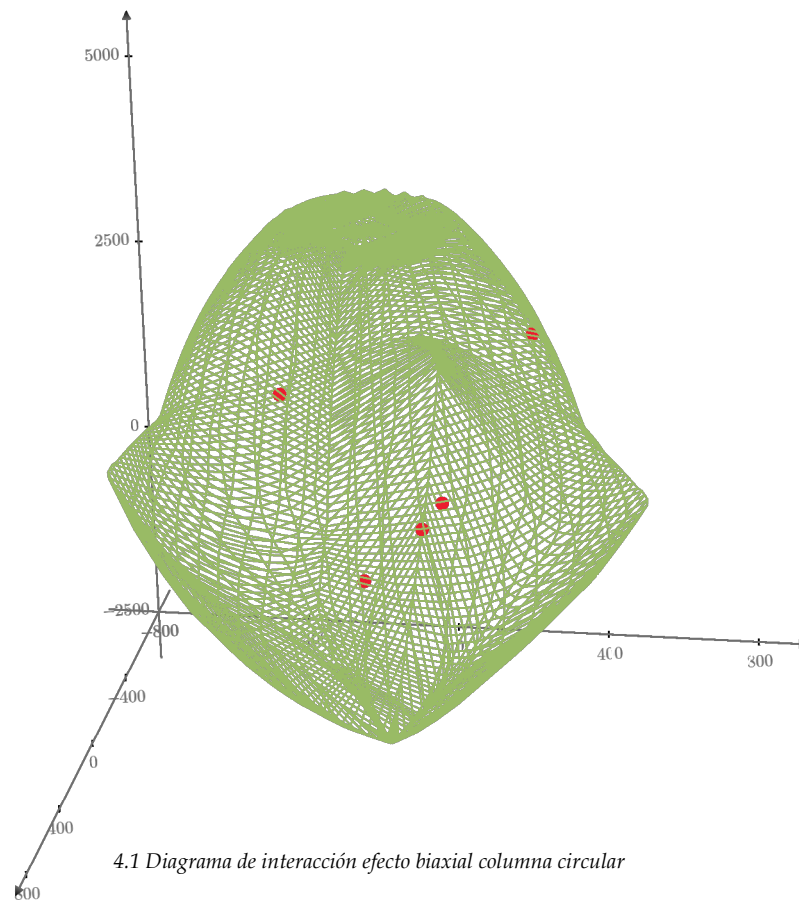
Recordemos que ACI sugiere una cuantía desde el 1% al 3% en columnas

4.3 Fuerza axial solicitada y momento requerido:

Fuerza Axial $P_u := [800 \ 3000 \ 500 \ 150 \ 2800] \text{ kN}$

Momento eje x-x $M_{ux} := [-80 \ -150 \ -50 \ 120 \ 200] \text{ kN} \cdot \text{m}$

Momento eje y-y $M_{uy} := [150 \ 400 \ 100 \ -20 \ -200] \text{ kN} \cdot \text{m}$



4.1 Diagrama de interacción efecto biaxial columna circular

2. DISEÑO DE COLUMNA RECTANGULAR ACI-318

2.1 Definición y características de los materiales.

2.1.1 Ingrese las características de los materiales:

Concreto $f_c := 21 \text{ MPa}$

Acero de refuerzo $f_y := 420 \text{ MPa}$

Modulo de elasticidad del acero: $E_s := 200 \text{ GPa}$

2.1.2 Ingrese las dimensiones de la columna:

Altura $h := 40 \text{ cm}$

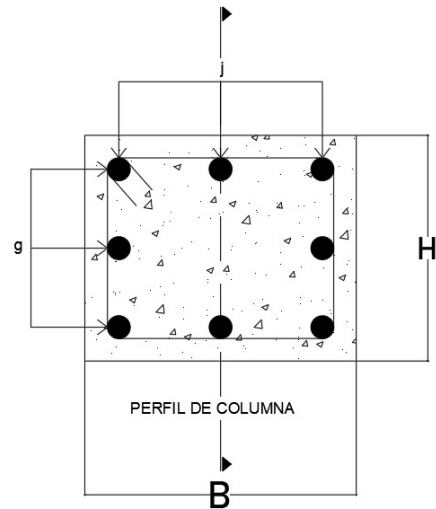
Ancho $b := 40 \text{ cm}$

Recubrimiento al estribo $r := 4 \text{ cm}$

2.1.2 Ingrese la distribución del acero en la columna:

Ingrese la cantidad de barras en dirección horizontal: $j := 3$

Ingrese la cantidad de barras en direccion vertical $g := 3$



2.1.3 Ingrese la geometría del acero longitudinal y transversal:

Ingrese el diámetro del acero longitudinal: $d_b := \frac{6}{8} \text{ in} = 1.905 \text{ cm}$

Disposición matricial
del acero longitudinal:

Ingrese el diámetro del acero transversal: $d_v := \frac{3}{8} \text{ in} = 0.953 \text{ cm}$

$$n_b = \begin{bmatrix} 1 & 1 & 1 \\ 1 & 0 & 1 \\ 1 & 1 & 1 \end{bmatrix}$$

Cuantía (10.6.1.1) $\rho = 0.014$

Compresión máxima: $P_{max} = 3772.976 \text{ kN}$

0.25 fluencia de acero: $s_{0.25} = 28.97 \text{ cm}$

$$P_0 = \begin{bmatrix} 0 \\ 2594.156 \end{bmatrix} \text{ kN}$$

$$M_0 = \begin{bmatrix} 0 \\ 166.873 \end{bmatrix} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

0.5 fluencia del acero: $s_{0.5} = 21.45 \text{ cm}$

$$P_{0.5} = \begin{bmatrix} 0 \\ 1806.933 \end{bmatrix} \text{ kN}$$

$$M_{0.5} = \begin{bmatrix} 0 \\ 220.208 \end{bmatrix} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

2.2 DISEÑO DE FUERZA AXIAL Y MOMENTO

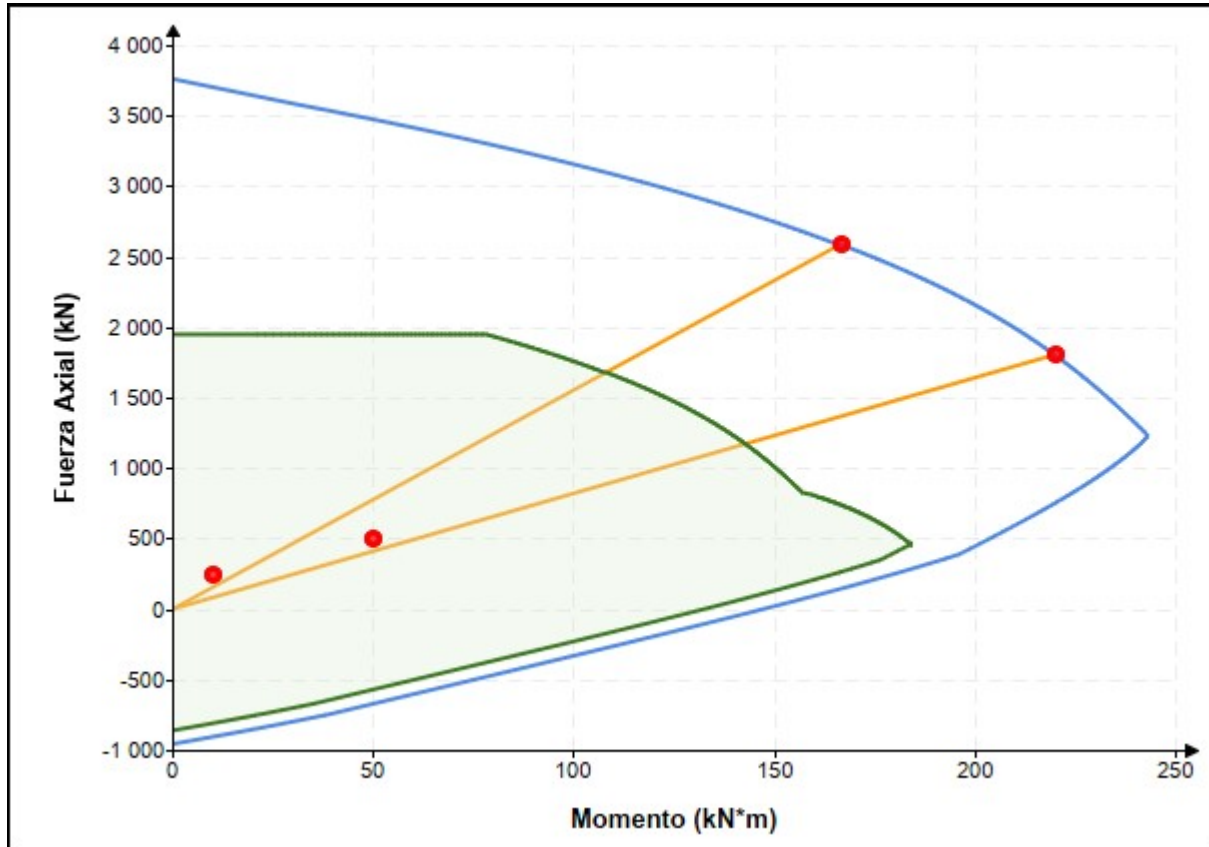
2.2.1 Ingrese las fuerzas y momentos solicitantes:

Ingrese el la fuerza axial solicitante:

$$P_u := [250 \ 500 \ 1806.933 \ 2594.156] \text{ kN}$$

Ingrese el momento solicitante:

$$M_u := [10 \ 50 \ 220.208 \ 166.873] \text{ kN} \cdot \text{m}$$



3. Diagrama de interacción columna

2.3 DISEÑO POR CORTE:

Acero de refuerzo transversal

$$f_{yt} := 420 \text{ MPa}$$

Factor de concreto liviano

$$\lambda := 1$$

Número de ramas del estribo

$$r_v := 3$$

Espaciamiento

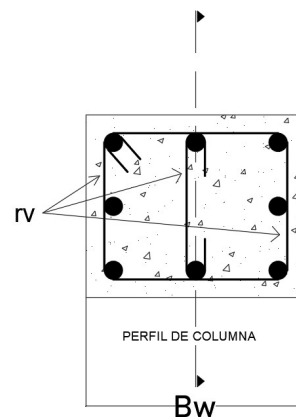
$$s := 20 \text{ cm}$$

Factor de reducción de la resistencia

$$\phi := 0.75$$

Ingrese el diámetro del acero transversal:

$$d_s := \frac{4}{8} \text{ in} = 1.27 \text{ cm}$$



2.3.1 Área de refuerzo transversal

$$A_v := r_v \cdot \frac{\pi \cdot d_v^2}{4} = 3.8 \text{ cm}^2$$

$$A_v = 3.8 \text{ cm}^2$$



2.3.2. Resistencia requerida:

Fuerza Axial

$$N_u := P_u = [250 \ 500 \ 1806.933 \ 2594.156] \text{ kN}$$

Cortante

$$V_u := [300 \ 10 \ 80 \ 60] \text{ kN}$$

2.3.3 Resistencia del concreto 22.5.5.1.1

$$V_c = 112.068 \text{ kN}$$

2.3.4 Resistencia acero de refuerzo (22.5.8.5.3)

$$V_s = 272.1 \text{ kN}$$

2.3.5 Máximo espaciamiento del refuerzo

$$s_{max} = 8.524 \text{ cm}$$

2.3.6 Verificación de las dimensiones de la sección transversal (22.5.1.2)

$$V_u = 300 \text{ kN} < \phi \cdot (V_c + 8 \cdot \sqrt{f_c \cdot psi} \cdot b_w \cdot d) = 395.417 \text{ kN}$$

seccion = "cumple"

2.3.7 Requiere acero de refuerzo

acero = "require"

2.3.8 Refuerzo a cortante mínimo (10.6.2)

$$A_{vmin} = 0.657 \text{ cm}^2$$

2.3.9 máximo espaciamiento si requiere refuerzo a corte (10.7.6.5.2)

$$s_{max} = 8.524 \text{ cm}$$

2.4 Resistencia al corte de la sección

2.4.1 Resistencia del concreto (22.5.5)

$$V_c = 112.068 \text{ kN}$$

2.4.2 Resistencia del acero de refuerzo (22.5.8.5.3)

$$V_s = 272.1 \text{ kN}$$

Resistencia al corte

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

$$V_n = 288.126 \text{ kN}$$

Resistencia requerida

$$V_u = 300 \text{ kN}$$

corte = "no cumple"

APÉNDICE C – HOJA DE CÁLCULO PARA CIMENTACIONES SUPERFICIALES DE CONCRETO REFORZADO

El presente apéndice incorpora las hojas de cálculo desarrolladas para el diseño automatizado de cimentaciones superficiales, incluyendo zapatas aisladas y zapatas combinadas de concreto reforzado. La herramienta integra los procedimientos de análisis geotécnico y estructural, las verificaciones de estabilidad, presión de contacto, cortante, punzonamiento y diseño del refuerzo, de conformidad con los criterios establecidos en el **ACI 318-19** y la metodología desarrollada en la presente investigación.

Las páginas siguientes corresponden a la versión final de la hoja de cálculo desarrollada durante la presente investigación:

1. Hoja de cálculo para zapata Aislada
2. Hoja de cálculo para zapata combinada
3. Hoja de cálculo para zapata conectada con viga de amarre.



8. DISEÑO DE ZAPATAS AISLADAS ACI 318-19

8.1 Definición y características de los materiales.

- Resistencia Característica del Hormigón
- Modulo de Fluencia del Acero de Refuerzo

$$f'_c := 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

- Peso unitario del Concreto
- Modulo de Elasticidad del Acero de Refuerzo
- Recubrimiento de la Fundación

$$\gamma_c := 2400 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$$

$$E_s := 2.1 \cdot 10^6 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$rec := 7.5 \text{ cm}$$

8.1.2 Propiedades del suelo:

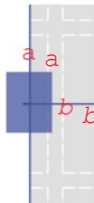
- Capacidad Admisible del Suelo
- Peso unitario del Suelo
- Profundidad de Fundación

$$q_{adm} := 1.5 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad FS := 3$$

$$\gamma_{suelo} := 1734 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$$

$$D_f := 2.5 \text{ m}$$

8.1.3 Cargas Solicitantes



Dimensión "x" de la columna: $a := 0.3 \text{ m}$

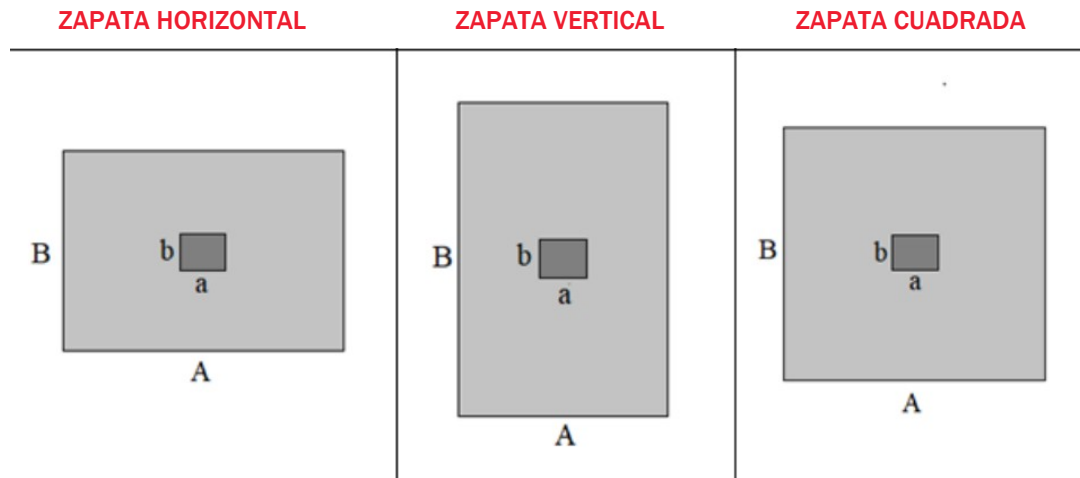
Dimensión "y" de la columna: $b := 0.4 \text{ m}$

Nota: Copie las reacciones del ETABS tal cual.

- Carga axial de servicio $P := 58.07 \text{ tonnef}$
- Momento en "x" servicio $M_x := 0.1 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$
- Momento en "y" servicio $M_y := 1.4 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$
- Carga axial ultima $P_u := 76.46 \text{ tonnef}$
- Momento en "x" ultimo $M_{ux} := 0.13 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$
- Momento en "y" ultimo $M_{uy} := 1.86 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$
- Relación del lado largo al lado corto de la zapata $\alpha := 1.5$

8.2. DIMENSIONAMIENTO EN PLANTA

Nota: Se puede elegir libremente las siguientes 3 opciones:



ZAPATA HORIZONTAL

ZAPATA VERTICAL

ZAPATA CUADRADA

OPCION := "ZAPATA VERTICAL" ▾

Nota : Asumir los valores A y B de aumentando los valores mínimos.

Dimensión "x" de la zapata

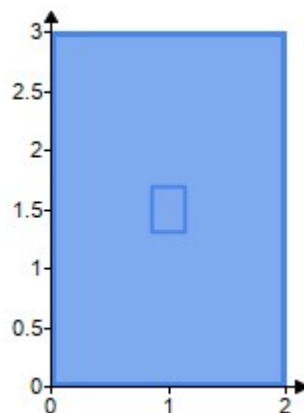
$A_{\min} = 1.916 \text{ m}$

A := 2 m

Dimensión "y" de la zapata

$B_{\min} = 2.873 \text{ m}$

B := 3 m





8.3 VERIFICACION EN ESTADO DE SERVICIO

$$e_x := \frac{M_y}{P} = -2.411 \text{ cm}$$

$$\frac{A}{6} = 33.333 \text{ cm}$$

$$e_y := \frac{-M_x}{P} = 0.172 \text{ cm}$$

$$\frac{B}{6} = 50 \text{ cm}$$

$$\text{Verificación}_1 := \text{if} \left(|e_x| \leq \frac{A}{6}, \text{"Cumple"}, \text{"Cambiar Dimensiones"} \right) = \text{"Cumple"}$$

$$\text{Verificación}_2 := \text{if} \left(|e_y| \leq \frac{B}{6}, \text{"Cumple"}, \text{"Cambiar Dimensiones"} \right) = \text{"Cumple"}$$

$$\sigma_{\text{serv}} := \frac{P}{A \cdot B} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot |e_x|}{A} + \frac{6 \cdot |e_y|}{B} \right) = 1.041 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Verificación}_3 := \text{if} \left(\sigma_{\text{serv}} \leq q_{\text{adm}}, \text{"Cumple"}, \text{"Cambiar Dimensiones"} \right) = \text{"Cumple"}$$

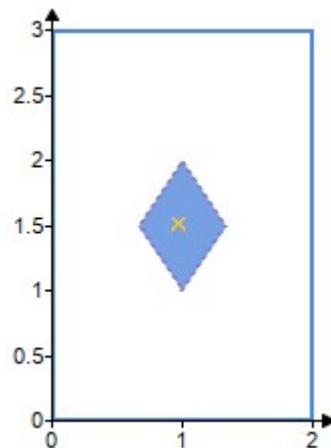
8.4 VERIFICACION EN ESTADO DE RESISTENCIA

$$e_{ux} := \frac{M_{uy}}{P_u} = -2.433 \text{ cm}$$

$$\frac{A}{6} = 33.333 \text{ cm}$$

$$e_{uy} := \frac{-M_{ux}}{P_u} = 0.17 \text{ cm}$$

$$\frac{B}{6} = 50 \text{ cm}$$



$$\text{Verificación}_4 := \text{if} \left(|e_{ux}| \leq \frac{A}{6}, \text{"Cumple"}, \text{"Cambiar Dimensiones"} \right) = \text{"Cumple"}$$

$$\text{Verificación}_5 := \text{if} \left(|e_{uy}| \leq \frac{B}{6}, \text{"Cumple"}, \text{"Cambiar Dimensiones"} \right) = \text{"Cumple"}$$

$$\sigma_u := \frac{P_u}{A \cdot B} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot |e_{ux}|}{A} + \frac{6 \cdot |e_{uy}|}{B} \right) = 1.372 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Verificación}_6 := \text{if} \left(\sigma_u \leq q_{\text{adm}}, \text{"Cumple"}, \text{"Cambiar Dimensiones"} \right) = \text{"Cumple"}$$



8.5 TENSION DE CONTACTO DEL SUELO

$$e_{ux} = -2.433 \text{ cm}$$

$$e_{uy} = 0.17 \text{ cm}$$

VER = "TENSION DE CONTACTO ZAPATA VERTICAL"

PROGRAMA ZAPATA HORIZONTAL

TENSION DE CONTACTO ZAPATA HORIZONTAL

PROGRAMA ZAPATA VERTICAL

TENSION DE CONTACTO ZAPATA VERTICAL

PROGRAMA ZAPATA CUADRADA

TENSION DE CONTACTO ZAPATA CUADRADA

8.5 DIMENSIONAMIENTO EN ELEVACION

8.5.1 VERIFICACION A CORTE POR PUNZONAMIENTO

$$\phi_v := 0.75$$

Tabla 21.2.1 ACI 318-19 Pag.391

$$v_c = \phi_v \cdot 4 \cdot \lambda_s \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \text{psi}$$

22.6.5.2(a) ACI 318-19 Pag.416

$$\lambda := 1$$

(Hormigón de Peso Normal)

$$\lambda_s := 1$$

Nota: Se adopta $\lambda_s = 1$ de acuerdo a lo especificado en
13.2.6.2 ACI 318-19 Pag.194

$$v_u = \frac{V_u(d)}{B_{cr}(d) \cdot d} + \frac{\gamma_{ex} \cdot |M_{ux}| \cdot y(d)}{J_{cx}(d)} + \frac{\gamma_{ey} \cdot |M_{uy}| \cdot x(d)}{J_{cy}(d)}$$

R8.4.4.2.3
ACI 318-19 Pag.107

$$B_{cr}(d) := 2 \cdot (a + b + 2 \cdot d)$$

$$A_{cr}(d) := (a + d) \cdot (b + d)$$

---->

$$V_u(d) := \frac{P_u}{A \cdot B} \cdot (A \cdot B - A_{cr}(d))$$

$$\gamma_{vx} := 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \cdot \sqrt{\frac{b}{a}}} = 0.435$$

8.4.4.2.2
ACI 318-19 Pag.107

$$\gamma_{vy} := 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \cdot \sqrt{\frac{a}{b}}} = 0.366$$

8.4.4.2.2
ACI 318-19 Pag.107

$$x(d) := \frac{a + d}{2}$$

$$y(d) := \frac{b + d}{2}$$



$$J_{cx}(d) := \frac{d \cdot (b+d)^3}{6} + \frac{(b+d) \cdot d^3}{6} + \frac{d \cdot (a+d) \cdot (b+d)^2}{2}$$

R8.4.4.2.3
ACI 318-19 Pag.108

$$J_{cy}(d) := \frac{d \cdot (a+d)^3}{6} + \frac{(a+d) \cdot d^3}{6} + \frac{d \cdot (b+d) \cdot (a+d)^2}{2}$$

R8.4.4.2.3
ACI 318-19 Pag.108

$$\frac{V_u(d)}{B_{cr}(d) \cdot d} + \frac{\gamma_{vx} \cdot |M_{ux}| \cdot y(d)}{J_{cx}(d)} + \frac{\gamma_{vy} \cdot |M_{uy}| \cdot x(d)}{J_{cy}(d)} \leq \phi_v \cdot 4 \cdot \lambda_s \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c} \cdot \text{psi}$$

$$d_1 = 24.087 \text{ cm}$$

8.5.2 VERIFICACION A CORTE POR FLEXION

$$V_c = \left(8 \cdot \lambda_s \cdot \lambda \cdot \rho^{\frac{1}{3}} \cdot \sqrt{f'c} \cdot \text{psi} + \frac{N_u}{6 \cdot A_g} \right) \cdot b_w \cdot d$$

Tabla 22.5.5.1(c)
ACI 318-19 Pag.404

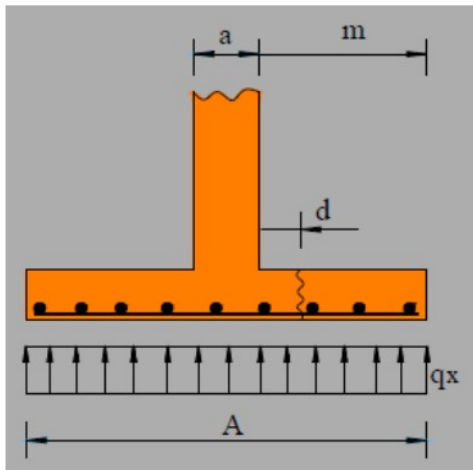
$\lambda := 1$ (Hormigón de Peso Normal)

$\lambda_s := 1$ **Nota:** Se adopta $\lambda_s = 1$ de acuerdo a lo especificado en
13.2.6.2 ACI 318-19 Pag.194

$\rho := 0.0018$ (Cuantía mínima)

$\phi_v := 0.75$ **Tabla 21.2.1 ACI 318-19 Pag.391**

SENTIDO "x"



$$N_u := 0 \text{ tonnef}$$

Nota: Se adopta $N_u = 0$ para elementos losa.

$$q_x := \sigma_u \cdot B = 41.15 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$m := \frac{A - a}{2} = 0.85 \text{ m}$$

$$M_{y1} := \frac{q_x \cdot m^2}{2} = 14.865 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$V_u = \frac{q_x \cdot (m - d)}{\phi_v \cdot B \cdot d}$$

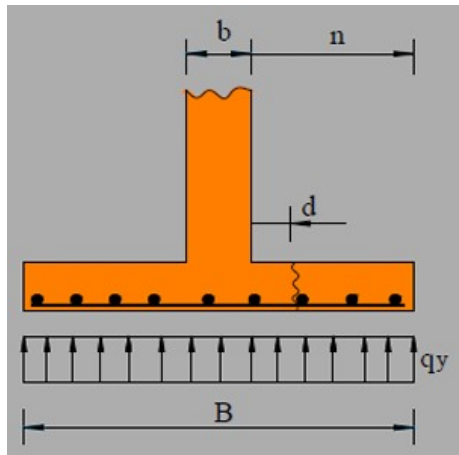
$$V_c = 8 \cdot \lambda_s \cdot \lambda \cdot \rho^{\frac{1}{3}} \cdot \sqrt{f'c} \cdot \text{psi} + \frac{N_u}{6 \cdot A_g}$$

$$\frac{q_x \cdot (m - d)}{\phi_v \cdot B \cdot d} \leq 8 \cdot \lambda_s \cdot \lambda \cdot \rho^{\frac{1}{3}} \cdot \sqrt{f'c} \cdot \text{psi} + \frac{N_u}{6 \cdot A_g}$$

$$d_2 = 25.291 \text{ cm}$$



SENTIDO "y"



$$N_u := 0 \text{ tonnef}$$

Nota: Se adopta $N_u = 0$
para elementos losa.

$$q_y := \sigma_u \cdot A = 27.433 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$n := \frac{B - b}{2} = 1.3 \text{ m}$$

$$M_{x1} := \frac{q_y \cdot n^2}{2} = 23.181 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$V_U = \frac{q_y \cdot (n - d)}{\phi_v \cdot A \cdot d}$$

$$V_C = 8 \cdot \lambda_s \cdot \lambda \cdot \rho^{\frac{1}{3}} \cdot \sqrt{f'c \cdot \text{psi}} + \frac{N_u}{6 \cdot A_g}$$

$$\frac{q_y \cdot (n - d)}{\phi_v \cdot A \cdot d} \leq 8 \cdot \lambda_s \cdot \lambda \cdot \rho^{\frac{1}{3}} \cdot \sqrt{f'c \cdot \text{psi}} + \frac{N_u}{6 \cdot A_g}$$

$$d_3 = 38.68 \text{ cm}$$

8.5.3 ALTURA DE LA FUNDACION

$$d_{\min} := \max(d_1, d_2, d_3, 15 \text{ cm}) = 38.68 \text{ cm}$$

$$\phi_{\text{long}} = 16 \text{ mm}$$

$$\text{rec} = 7.5 \text{ cm}$$

$$H_{\min} := d_{\min} + \phi_{\text{long}} + \text{rec} = 47.78 \text{ cm}$$

$$H_{\min} := \text{Ceil}(H_{\min}, 5 \text{ cm})$$

$$H_{\min} = 50 \text{ cm}$$

$$H := 50 \text{ cm}$$

8.5.4 VERIFICACION POR PUNZONAMIENTO

$$d_{\text{real}} := H - (\phi_{\text{long}} + \text{rec})$$

$$d_{\text{real}} = 40.9 \text{ cm}$$

$$B_{\text{cr}}(d_{\text{real}}) = 303.6 \text{ cm}$$

$$v_u := \frac{V_u(d_{\text{real}})}{B_{\text{cr}}(d_{\text{real}}) \cdot d_{\text{real}}} + \frac{\gamma_{vx} \cdot |M_{ux}| \cdot y(d_{\text{real}})}{J_{cx}(d_{\text{real}})} + \frac{\gamma_{vy} \cdot |M_{uy}| \cdot x(d_{\text{real}})}{J_{cy}(d_{\text{real}})} = 5.79 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$v_c := \phi_v \cdot 4 \cdot \lambda_{s2} \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c \cdot \text{psi}} = 11.59 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Ratio} := \frac{v_u}{v_c} = 0.5$$

Verificación₇ := if ($v_u \leq v_c$, "Cumple", "Aumentar H") = "Cumple"



8.6 TRANSFERENCIA DE ESFUERZOS

$$\phi := 0.65$$

Tabla 21.2.1 ACI 318-19 Pag.391

$$P_n = 0.85 \cdot \phi \cdot f'_c \cdot A_1$$

Tabla 22.8.3.2 ACI 318-19 Pag.429

$$A_1 := a \cdot b = 1200 \text{ cm}^2$$

$$P_n := 0.85 \cdot \phi \cdot f'_c \cdot A_1 = 185.64 \text{ tonnef}$$

$$P_u = 76.46 \text{ tonnef}$$

Verificación₈ := if ($P_n > P_u$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

8.7 CALCULO DEL ACERO POR FLEXION

$$\phi_b := 0.9$$

Tabla 21.2.1 ACI 318-19 Pag.391

CALCULO DE β

$$\beta_1 := \begin{cases} \text{if } 17 \text{ MPa} \leq f'_c \leq 28 \text{ MPa} \\ \quad \beta_1 \leftarrow 0.85 \\ \text{if } 28 \text{ MPa} < f'_c < 55 \text{ MPa} \\ \quad \beta_1 \leftarrow 0.85 - 0.05 \cdot \left(\frac{f'_c - 28 \text{ MPa}}{7 \text{ MPa}} \right) \\ \text{if } f'_c > 55 \text{ MPa} \\ \quad \beta_1 \leftarrow 0.65 \end{cases}$$

Tabla 22.2.2.4.3 ACI 318-19 Pag.399

$$\beta_1 = 0.85$$

REFUERZO LONGITUDINAL

$$\phi_{\text{long}} = 16 \text{ mm}$$

$$d := H - \left(\text{rec} + \frac{\phi_{\text{long}}}{2} \right) = 41.7 \text{ cm}$$

$$M_u := \max (M_{x1}, M_{y1}) = 23.181 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$B_1 := \min (A, B) = 2 \text{ m}$$

B_1 es el lado corto de la zapata

$$a_1 := d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot M_u}{\phi_b \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot B_1}} = 1.318 \text{ cm}$$

$$A_{s_{\text{long}}} := \frac{M_u}{\phi_b \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a_1}{2} \right)} = 14.943 \text{ cm}^2$$

$$c := \frac{a_1}{\beta_1} = 1.551 \text{ cm}$$



Ver cálculo de ϕ

$$\phi = "0.9 \text{ ok}"$$

$$A_{s_{\min}} := 0.0018 \cdot B_1 \cdot H = 18 \text{ cm}^2$$

7.6.1.1 ACI 318-19 Pag.92

$$A_{s_{\text{long}}} := \max(A_{s_{\text{long}}}, A_{s_{\min}}) = 18 \text{ cm}^2$$

$$\left[\begin{matrix} \phi_{\text{long}} \\ \cdot_{\text{long}} \end{matrix} \right] \equiv : \phi 16 \downarrow$$

$$A_{s_1} = "9 \phi 16 \text{ c/ } 22 \text{ cm}"$$

$$\rho_{\text{real}} = 0.00181$$

8.8 REFUERZO TRANSVERSAL

$$\phi_{\text{trans}} = 16 \text{ mm}$$

$$d := H - \left(\text{rec} + \phi_{\text{long}} + \frac{\phi_{\text{trans}}}{2} \right) = 40.1 \text{ cm}$$

$$M_u := \min(M_{x1}, M_{y1}) = 14.865 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$L := \max(A, B) = 3 \text{ m}$$

L es el lado largo de la zapata

$$a_2 := d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot M_u}{\phi_b \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot L}} = 0.581 \text{ cm}$$

$$A_{s_{\text{trans}}} := \frac{M_u}{\phi_b \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a_2}{2} \right)} = 9.879 \text{ cm}^2$$

$$c := \frac{a_2}{\beta_1} = 0.684 \text{ cm}$$

Ver cálculo de ϕ

$$\phi = "0.9 \text{ ok}"$$

$$A_{s_{\min}} := 0.0018 \cdot L \cdot H = 27 \text{ cm}^2$$

7.6.1.1 ACI 318-19 Pag.92

$$A_{s_{\text{trans}}} := \max(A_{s_{\text{trans}}}, A_{s_{\min}}) = 27 \text{ cm}^2$$

$$\left[\begin{matrix} \phi_{\text{trans}} \\ \cdot_{\text{trans}} \end{matrix} \right] \equiv : \phi 16 \downarrow$$

$$A_{s_2} = "14 \phi 16 \text{ c/ } 21 \text{ cm}"$$

8.9 LONGITUD DE DESARROLLO

$$l_d = \frac{f_y}{3.5 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}} \cdot \frac{\Psi_t \cdot \Psi_e \cdot \Psi_s \cdot \Psi_g \cdot d_b}{\left(\frac{c_b + k_{tr}}{d_b} \right)}$$

25.4.2.4 ACI 318-19 Pag.473



$$\left(\frac{c_b + k_{tr}}{d_b} \right) = 2.5$$

$$\Psi_t := 1 \quad \Psi_e := 1 \quad \Psi_s := 1 \quad \Psi_g := 1 \quad \lambda := 1$$

Tabla 25.4.2.5 ACI 318-19 Pag.474

8.9.1 LONGITUD DE DESARROLLO ACERO LONGITUDINAL

$$l_{des} := \frac{f_y}{3.5 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}} \cdot \frac{\Psi_t \cdot \Psi_e \cdot \Psi_s \cdot \Psi_g}{2.5} \cdot \phi_{long} = 45.897 \text{ cm}$$

$$\text{volado}_1 := \max(m, n) = 1.3 \text{ m}$$

$$l_{long} := \text{volado}_1 - \text{rec} = 122.5 \text{ cm}$$

$$\text{verificacion}_9 := \text{if}(l_{long} \geq l_{des}, \text{"cumple"}, \text{"aumentar ganchos"}) = \text{"cumple"}$$

$$\text{---> } \text{gancho}_{long} = 0 \text{ cm}$$

8.9.2 LONGITUD DE DESARROLLO ACERO TRANSVERSAL

$$l_{des} := \frac{f_y}{3.5 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}} \cdot \frac{\Psi_t \cdot \Psi_e \cdot \Psi_s \cdot \Psi_g}{2.5} \cdot \phi_{trans} = 45.897 \text{ cm}$$

$$\text{volado}_2 := \min(m, n) = 0.85 \text{ m}$$

$$l_{trans} := \text{volado}_2 - \text{rec} = 77.5 \text{ cm}$$

$$\text{verificacion}_{10} := \text{if}(l_{trans} \geq l_{des}, \text{"cumple"}, \text{"aumentar ganchos"}) = \text{"cumple"}$$

$$\text{---> } \text{gancho}_{trans} = 0 \text{ cm}$$

8.10 ESQUEMA DE ARMADO

Ver = "Armado Zapata Vertical"

Armado Zapata Horizontal

Armado Zapata Vertical

Armado Zapata Cuadrada



8.11 VERIFICACION DE LA CAPACIDAD DEL SUELO

- Excentricidad en y:

$$e_{uy} := \left| \frac{-M_{ux}}{P_u} \right| = 0.17 \text{ m}$$

- Excentricidad en x:

$$e_{ux} := \left| \frac{M_{uy}}{P_u} \right| = 2.433 \text{ m}$$

$$L = 3 \text{ m}$$

$$B_1 = 2 \text{ m}$$

$$e_L = 0.17 \text{ m}$$

$$e_B = 2.433 \text{ m}$$

- Longitud Efectiva:

$$L' := L - 2 \cdot e_L = 2.997 \text{ m}$$

- Ancho efectivo:

$$B' := B_1 - 2 \cdot e_B = 1.951 \text{ m}$$

- Área Efectiva

$$\text{Area}' := L' \cdot B' = 5.847 \text{ m}^2$$

- Cohesion

$$c' := 0 \text{ kPa}$$

- inclinación de la carga sobre la cimentación respecto a la vertical

$$\beta := 0 \text{ deg}$$

- Angulo de Fricción interna:

$$\phi' := 30 \text{ deg}$$

- Nivel de fundación:

$$D_f := 2.5 \text{ m}$$

- Nivel freático:

$$D_w := 0 \text{ m}$$

8.11.1 CAPACIDAD EN EL ESTADO LIMITE DE RESISTENCIA

$$q_n = c' \cdot N_{cm} + \gamma_s \cdot D_f \cdot N_{qm} \cdot C_{wq} + \frac{1}{2} \cdot \gamma_s \cdot b_1' \cdot N_{\gamma m} \cdot C_{w\gamma}$$

10.6.3.1.2a-1 AASHTO
LRFD 2020 (Pag.1358)

8.11.2 CAPACIDAD RESISTENTE DEL SUELO

$$\phi_b := 0.45$$

Tabla 10.5.5.2.2-1 AASHTO LRFD
2020 (Pag. 1330)

- Capacidad Neta

$$q_u = 0.704 \text{ MPa}$$

$$q_u = 7.181 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

- Capacidad Segura

$$q_{\text{seg}} := \frac{q_u}{\text{FS}} = 0.235 \text{ MPa}$$

$$q_{\text{seg}} = 2.394 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

- Capacidad Resistente

$$q_r := \phi_b \cdot q_u = 0.317 \text{ MPa}$$

$$q_r = 3.232 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\begin{array}{l} \text{if } q_r > \sigma_u \\ \quad \parallel \\ \quad \text{"Capacidad Suficiente"} \\ \text{else} \\ \quad \parallel \\ \quad \text{"Capacidad Insuficiente"} \end{array} \quad \text{"Capacidad Suficiente"}$$

$$\sigma_u = 1.372 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$



8.12 CALCULO DEL K DE BALASTO

K_{30} obtenido de un ensayo de placa

$$K_{30} := 3 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^3} = 29419.95 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

- Zapata Cuadrada**

Para una Zapata Cuadrada de lado:

$$B_C := \sqrt{B_1 \cdot L}$$

$$B_C = 2.449 \text{ m}$$

Para suelo cohesivo:

$$k_1 := \frac{K_{30} \cdot 0.3 \text{ m}}{B_C}$$

Para suelo arenoso:

$$k_2 := K_{30} \cdot \left(\frac{B_C + 0.3 \text{ m}}{2 \cdot B_C} \right)^2$$

Escoger el tipo de suelo:

"arenoso" ▾

$$k_{\text{Cuadrado}} = 944.962 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^3}$$

- Zapata Rectangular**

$$k_{\text{Rectangular}} := \frac{2}{3} \cdot k_{\text{Cuadrado}} \cdot \left(1 + \frac{B_1}{2 \cdot L} \right)$$

$$k_{\text{Rectangular}} = 839.966 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^3}$$

9. DISEÑO DE ZAPATAS COMBINADAS CON VIGA DE AMARRE ACI 318-19

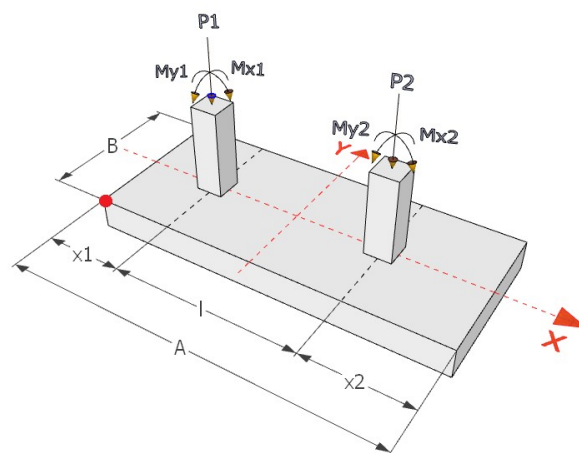
9.1 Definición y características de los materiales.

• Resistencia Característica del Hormigón	$f'_c := 210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	
• Modulo de Elasticidad del Acero de Refuerzo	$E_s := 2.1 \cdot 10^6 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	
• Modulo de Fluencia del Acero de Refuerzo	$f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	
• Recubrimiento de la Fundación	$rec := 7.5 \text{ cm}$	
• Peso unitario del Concreto	$\gamma_c := 2400 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$	

9.1.2 Propiedades del suelo:

• Capacidad Admisible del Suelo	$q_{adm} := 1.2 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	$FS := 5$
• Peso unitario del Suelo	$\gamma_{suelo} := 1925 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$	
• Profundidad de Fundación	$D_f := 2.5 \text{ m}$	

4.1.3 Cargas solicitantes:



Nota : La columna 1 tiene la menor carga axial y la columna 2 tiene la mayor carga axial.

• Cargas de Servicio	$P_1 := 470.69 \text{ kN}$	$P_2 := 851.79 \text{ kN}$
	$M_{x1} := -11.16 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$M_{x2} := -20.21 \text{ kN} \cdot \text{m}$
	$M_{y1} := -8.49 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$M_{y2} := 0.16 \text{ kN} \cdot \text{m}$
• Cargas de Resistencia Ultima	$P_{u1} := 612.49 \text{ kN}$	$P_{u2} := 1120.91 \text{ kN}$
	$M_{xu1} := -14.77 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$M_{xu2} := -27.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$
	$M_{yu1} := -11.25 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$M_{yu2} := 0.22 \text{ kN} \cdot \text{m}$
• Distancia Centro a Centro de Columnas	$l := 5 \text{ m}$	

Ver esquema

- Dimensiones Columnas

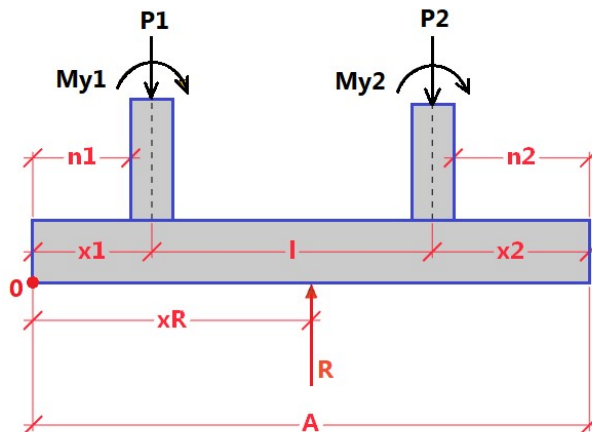
$$a_1 := 45 \text{ cm}$$

$$a_2 := 40 \text{ cm}$$

$$b_1 := 45 \text{ cm}$$

$$b_2 := 40 \text{ cm}$$

9.1.4 Dimensionamiento en planta:



Combinada :=

n1 recomendado:

$$n_{1R} = 0 \text{ cm}$$

Asumir n1:

$$n_1 := 0 \text{ cm}$$

$$x_1 := n_1 + \frac{a_1}{2} = 0.23 \text{ m}$$

$$\sum M_0 = 0 \quad P_1 \cdot x_1 + P_2 \cdot (x_1 + l) + My_1 + My_2 = R \cdot \frac{A}{2}$$

$$A = \frac{2 \cdot (P_1 \cdot x_1 + P_2 \cdot (x_1 + l) + My_1 + My_2)}{R}$$

$$R := P_1 + P_2 = 134.86 \text{ tonnef}$$

$$A_{min} := \frac{2 \cdot (P_1 \cdot x_1 + P_2 \cdot (x_1 + l) + My_1 + My_2)}{R} = 690.35 \text{ cm}$$

$$x_2 := A_{min} - x_1 - l = 1.68 \text{ m}$$

$$n_2 := x_2 - \frac{a_2}{2} = 147.85 \text{ cm}$$

n2 no debe ser menor que a2

Verificación := if ($n_2 \geq a_2$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

Ver Calculo de B_{min}

- Ancho de Fundación $B_{min} = 1.76 \text{ m}$ $B := 2.5 \text{ m}$
- Largo de la Fundación $A_{min} = 6.903 \text{ m}$ $A := 6.9 \text{ m}$

9.1.5 Verificación del estado de servicio:

Usamos las Cargas de Servicio de acuerdo a:

R13.2.6.1 ACI 318-19 Pag.194

$$R := P_1 + P_2 = 134.86 \text{ tonnef}$$

$$A = 6.9 \text{ m}$$

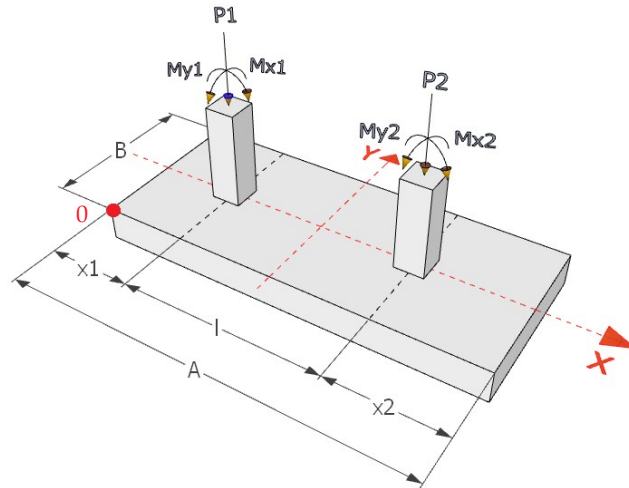
$$B = 2.5 \text{ m}$$

$$n_1 = 0 \text{ m}$$

$$x_1 := n_1 + \frac{a_1}{2} = 0.23 \text{ m}$$

$$x_2 := A - x_1 - l = 1.68 \text{ m}$$

$$n_2 := x_2 - \frac{a_2}{2} = 1.475 \text{ m}$$



Ubicación de la resultante en "x" dese el punto "0"

$$x_R := \frac{P_1 \cdot x_1 + P_2 \cdot (x_1 + l) + My_1 + My_2}{R} = 3.45 \text{ m}$$

Ubicación de la resultante en "y" dese el punto "0"

$$y_R := \frac{P_1 \cdot \frac{B}{2} + P_2 \cdot \frac{B}{2} - Mx_1 - Mx_2}{R} = 1.23 \text{ m}$$

Excentricidad en "x" desde el centroide de la fundación

$$e_x := x_R - \frac{A}{2} = 0 \text{ m}$$

$$\frac{A}{6} = 1.15 \text{ m}$$

$$\text{Verificación}_1 := \text{if} \left(|e_x| \leq \frac{A}{6}, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"} \right) = \text{"Cumple"}$$

Excentricidad en "y" desde el centroide de la fundación

$$e_y := y_R - \frac{B}{2} = -0.02 \text{ m}$$

$$\frac{B}{6} = 0.42 \text{ m}$$

$$\text{Verificación}_2 := \text{if} \left(|e_y| \leq \frac{B}{6}, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"} \right) = \text{"Cumple"}$$

$$\sigma_{servo} := \frac{R}{A \cdot B} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot |e_x|}{A} + \frac{6 \cdot |e_y|}{B} \right) = 0.827 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Verificación}_3 := \text{if} \left(\sigma_{servo} \leq q_{adm}, \text{"Cumple"}, \text{"Cambiar Dimensiones"} \right) = \text{"Cumple"}$$

TENSIONES EN EL TERRENO

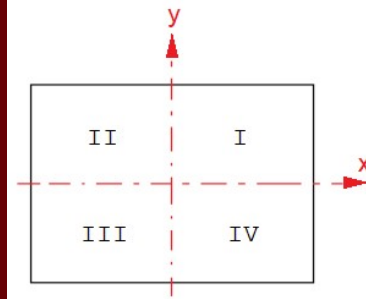
$$e_x = 0.17 \text{ cm}$$

$$e_y = -2.37 \text{ cm}$$

```

n := if ex ≥ 0 ∧ ey ≥ 0
    "Cuadrante I"
else
    if ex < 0 ∧ ey ≥ 0
        "Cuadrante II"
    else
        if ex < 0 ∧ ey < 0
            "Cuadrante III"
        else
            "Cuadrante IV"
    end if
end if
    
```

= "Cuadrante IV"



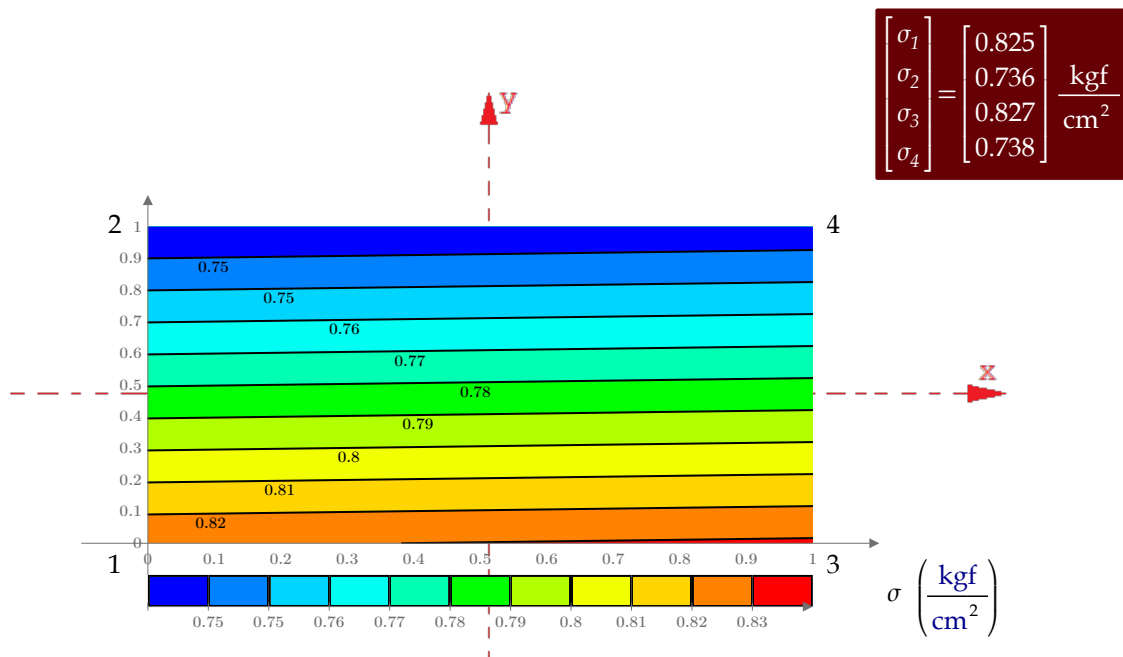
La Resultante se localiza en

$n = \text{"Cuadrante IV"}$

Ver Esquemas y Formulas

Programación

Contraseña del área protegida



9.2 VERIFICACION EN ESTADO DE RESISTENCIA

$$R_u := P_{u1} + P_{u2} = 176.76 \text{ tonnef}$$

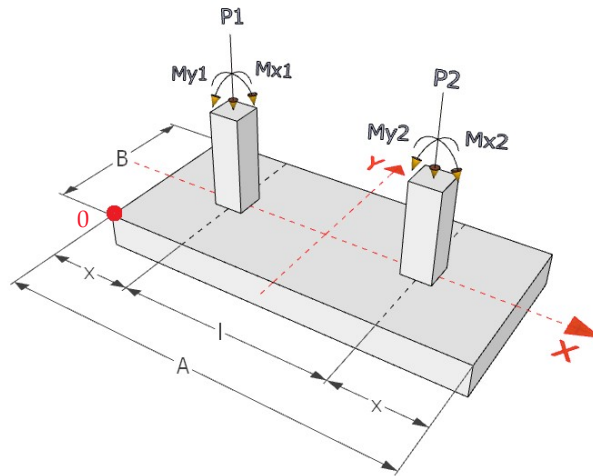
$$A = 6.9 \text{ m}$$

$$B = 2.5 \text{ m}$$

$$x_1 = 0.23 \text{ m}$$

$$l = 5 \text{ m}$$

$$x_2 = 1.68 \text{ m}$$



Ubicación de la resultante en "x" dese el punto "0"

$$x_{RU} := \frac{P_{u1} \cdot x_1 + P_{u2} \cdot (x_1 + l) + My_{u1} + My_{u2}}{R_u} = 346.46 \text{ cm}$$

Ubicación de la resultante en "y" dese el punto "0"

$$y_{RU} := \frac{P_{u1} \cdot \frac{B}{2} + P_{u2} \cdot \frac{B}{2} - Mx_{u1} - Mx_{u2}}{R_u} = 122.59 \text{ cm}$$

Excentricidad en "x" desde el centroide de la fundación

$$e_{ux} := x_{RU} - \frac{A}{2} = 0.01 \text{ m}$$

$$\frac{A}{6} = 1.15 \text{ m}$$

$$\text{Verificación}_4 := \text{if} \left(|e_{ux}| \leq \frac{A}{6}, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"} \right) = \text{"Cumple"}$$

Excentricidad en "y" desde el centroide de la fundación

$$e_{uy} := y_{RU} - \frac{B}{2} = -0.02 \text{ m}$$

$$\frac{B}{6} = 0.42 \text{ m}$$

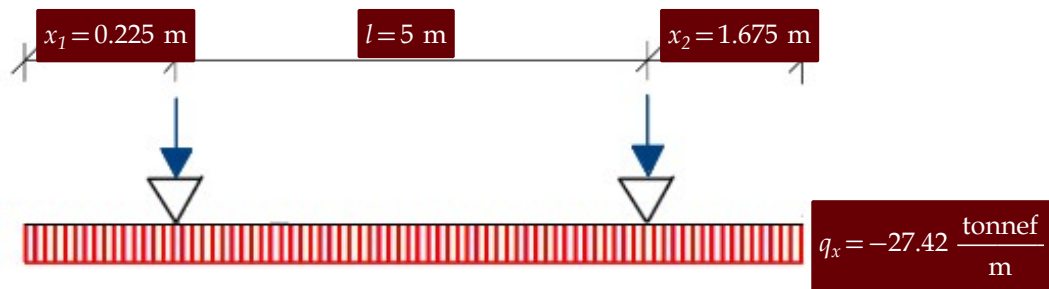
$$\text{Verificación}_5 := \text{if} \left(|e_{uy}| \leq \frac{B}{6}, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"} \right) = \text{"Cumple"}$$

$$\sigma_u := \frac{R_u}{A \cdot B} \cdot \left(1 + \frac{12 \cdot |e_{ux}| \cdot \frac{A}{2}}{A^2} + \frac{12 \cdot |e_{uy}| \cdot \frac{B}{2}}{B^2} \right) = 1.097 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Verificación}_6 := \text{if} \left(\sigma_u \geq q_{adm}, \text{"Cumple"}, \text{"Sobredimensionado"} \right) = \text{"Sobredimensionado"}$$

$$q_x := -\sigma_u \cdot B = -27.42 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

9.3 ANALISIS ESTRUCTURAL



$R_A = -67.18 \text{ tonnef}$

$R_B = -122.05 \text{ tonnef}$

DIAGRAMA DE CORTE

Contraseña del área protegida

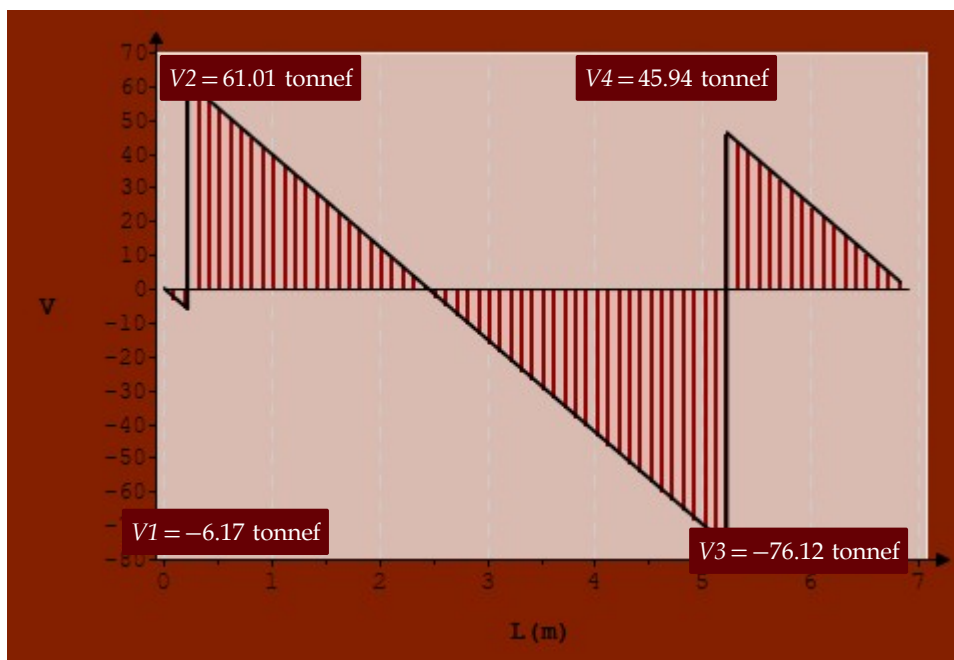
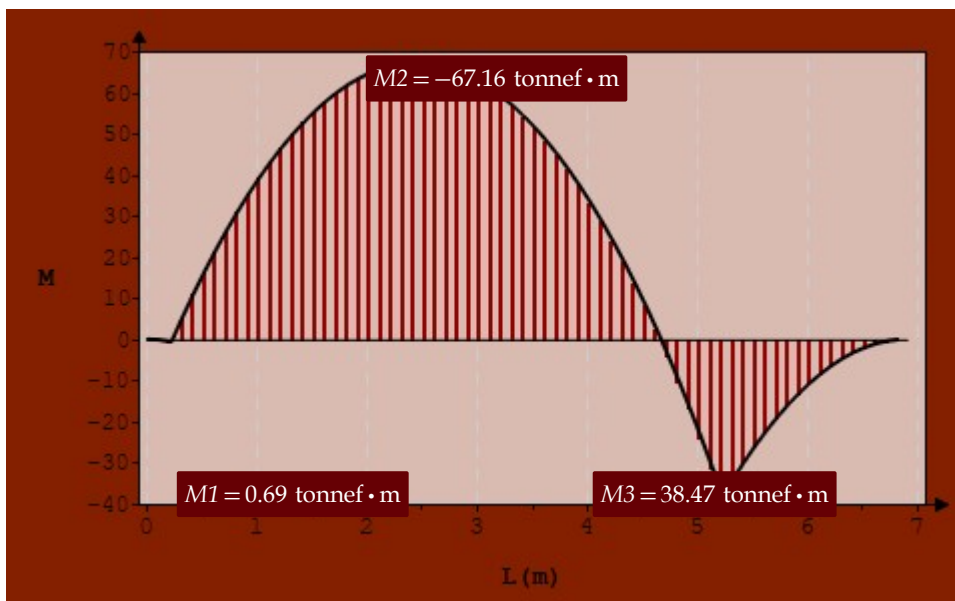


DIAGRAMA DE MOMENTOS

Contraseña del área protegida





9.4 DIMENSIONAMIENTO EN ELEVACION

Corte por flexión:

$\lambda := 1$ (Hormigón de Peso Normal)

$\lambda_s := 1$ **Nota:** Se adopta $\lambda_s = 1$ de acuerdo a lo especificado en **13.2.6.2 ACI 318-19 Pag.194**

$\rho := 0.00241$ (Cuantía iterativa asumida)

$\phi_v := 0.75$ **Tabla 21.2.1 ACI 318-19 Pag.391**

$N_u := 0$ tonnef **Nota:** Se adopta $N_u = 0$ para elementos losa.

Casos "a" y "b" cuando $A_v \geq A_{v_min}$
Caso "c" cuando $A_v < A_{v_min}$

Caso := a = "a"

$$V_c := \begin{cases} \text{if Caso} = \text{"a"} \\ V_c \leftarrow 2 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c} \cdot \text{psi} \\ \text{if Caso} = \text{"b"} \\ V_c \leftarrow 8 \cdot \lambda \cdot \rho^{\frac{1}{3}} \cdot \sqrt{f_c} \cdot \text{psi} \\ \text{if Caso} = \text{"c"} \\ V_c \leftarrow 8 \cdot \lambda_s \cdot \lambda \cdot \rho^{\frac{1}{3}} \cdot \sqrt{f_c} \cdot \text{psi} \end{cases}$$

Tabla 22.5.5.1 (a) ACI 318-19 Pag.404

Tabla 22.5.5.1 (b) ACI 318-19 Pag.404

Tabla 22.5.5.1 (c) ACI 318-19 Pag.404

$$\frac{V(d_v)}{\phi_v \cdot B \cdot d_v} \leq V_c$$

$$V_c = 7.68 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Del análisis estructural: $V1 = -6.17$ tonnef

$$d_1 := \max(\text{Solucion}_1) = 0 \text{ cm}$$

Del análisis estructural: $V2 = 61.01$ tonnef

$$d_2 := \max(\text{Solucion}_2) = 32 \text{ cm}$$

Del análisis estructural: $V3 = -76.12$ tonnef

$$d_3 := \max(\text{Solucion}_3) = 41 \text{ cm}$$

Del análisis estructural: $V4 = 45.94$ tonnef

$$d_4 := \max(\text{Solucion}_4) = 24 \text{ cm}$$



Ver interpolación

9.5 CORTE POR PUNZONAMIENTO

$$\phi_v := 0.75$$

Tabla 21.2.1
ACI 318-19 Pag.391

$$v_c = \phi_v \cdot 4 \cdot \lambda_s \cdot \lambda \cdot \sqrt{f^c \cdot \text{psi}}$$

22.6.5.2(a)
ACI 318-19 Pag.416

$$\lambda := 1 \quad (\text{Hormigón de Peso Normal})$$

$\lambda_s := 1$ **Nota:** Se adopta $\lambda_s = 1$ de acuerdo a lo especificado en **13.2.6.2**
ACI 318-19 Pag.194

COLUMNA 1

Ver := Combinada = "Medianera"

Combinada con Volados

Combinada Medianera

$$d_{p1} = 40.24 \text{ cm}$$

COLUMNA 2

$$v_u = \frac{V_{u_2}(d_2)}{B_{cr_2}(d_2) \cdot d_2} + \frac{\gamma_{vx_2} \cdot |M_{xu2}| \cdot y_{p2}(d_2)}{J_{cx_2}(d_2)} + \frac{\gamma_{vy_2} \cdot |M_{yu2}| \cdot x_{p2}(d_2)}{J_{cy_2}(d_2)}$$

R8.4.4.2.3
ACI 318-19 Pag.107

$$B_{cr_2}(d_2) := 2 \cdot (a_2 + b_2 + 2 \cdot d_2)$$

$$A_{cr_2}(d_2) := (a_2 + d_2) \cdot (b_2 + d_2)$$

$$V_{u_2}(d_2) := P_{u2} - \sigma_u \cdot A_{cr_2}(d_2)$$

$$\gamma_{vx_2} := 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \cdot \sqrt{\frac{b_2}{a_2}}} = 0.4$$

8.4.4.2.2
ACI 318-19 Pag.107

$$\gamma_{vy_2} := 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \cdot \sqrt{\frac{a_2}{b_2}}} = 0.4$$

8.4.4.2.2
ACI 318-19 Pag.107

$$x_{p2}(d_2) := \frac{a_2 + d_2}{2}$$

$$y_{p2}(d_2) := \frac{b_2 + d_2}{2}$$

$$J_{cx_2}(d_2) := \frac{d_2 \cdot (b_2 + d_2)^3}{6} + \frac{(b_2 + d_2) \cdot d_2^3}{6} + \frac{d_2 \cdot (a_2 + d_2) \cdot (b_2 + d_2)^2}{2}$$

R8.4.4.2.3
ACI 318-19 Pag.108

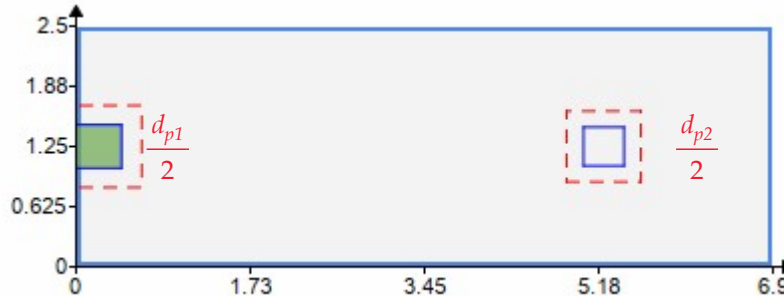
$$J_{cy_2}(d_2) := \frac{d_2 \cdot (a_2 + d_2)^3}{6} + \frac{(a_2 + d_2) \cdot d_2^3}{6} + \frac{d_2 \cdot (b_2 + d_2) \cdot (a_2 + d_2)^2}{2}$$

R8.4.4.2.3
ACI 318-19 Pag.108



$$\frac{V_{u2}(d_2)}{B_{cr2}(d_2) \cdot d_2} + \frac{\gamma_{vx2} \cdot |M_{xu2}| \cdot y_{p2}(d_2)}{I_{cx2}(d_2)} + \frac{\gamma_{vy2} \cdot |M_{yu2}| \cdot x_{p2}(d_2)}{I_{cy2}(d_2)} \leq \phi_v \cdot 4 \cdot \lambda_s \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c} \cdot \text{psi}$$

$$d_{p2} = 33.32 \text{ cm}$$



9.6 ALTURA DE LA FUNDACION

Peralte mínimo de diseño:

$$d_{min} := 15 \text{ cm}$$

[13.3.1.2 ACI 318-19 Pag.197](#)

$$d := \max(d_{min}, d_1, d_2, d_3, d_4, d_{p1}, d_{p2}) = 41 \text{ cm}$$

Altura total de la zapata:

$$H := d + \phi_{Long_Sup} + rec = 50.1 \text{ cm}$$

$$H := \text{Ceil}(H, 5 \text{ cm}) = 55 \text{ cm}$$

$$H := 60 \text{ cm}$$

9.7 VERIFICACION POR PUNZONAMIENTO

$$d_{real} := H - (\phi_{Long_Sup} + rec)$$

$$d_{real} = 50.9 \text{ cm}$$

COLUMNA 1

$$v_{u1} = 8.49 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$v_c := \phi_v \cdot 4 \cdot \lambda_s \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c} \cdot \text{psi} = 9.41 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Ratio}_1 := \frac{v_{u1}}{v_c} = 0.903$$

COLUMNA 2

$$v_{u2} := \frac{V_{u2}(d_{real})}{B_{cr2}(d_{real}) \cdot d_{real}} + \frac{\gamma_{vx2} \cdot |M_{xu2}| \cdot y_{p2}(d_{real})}{I_{cx2}(d_{real})} + \frac{\gamma_{vy2} \cdot |M_{yu2}| \cdot x_{p2}(d_{real})}{I_{cy2}(d_{real})} = 5.87 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$v_c := \phi_v \cdot 4 \cdot \lambda_s \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c} \cdot \text{psi} = 9.41 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Ratio}_2 := \frac{v_{u2}}{v_c} = 0.62$$



ϕ_c

9.8 TRANSFERENCIA DE ESFUERZOS

9.8.1 TRANSFERENCIA DE ESFUERZOS AXIALES

$$\phi := 0.65 \quad \text{Tabla 21.2.1 ACI 318-19 Pag.391}$$

$$P_n := 0.85 \cdot \phi \cdot f_c \cdot A_1 \quad \text{Tabla 22.8.3.2 ACI 318-19 Pag.429}$$

COLUMNA 1

$$A_1 := a_1 \cdot b_1 = 2025 \text{ cm}^2$$

$$P_{n1} := 0.85 \cdot \phi \cdot f_c \cdot A_1 = 234.95 \text{ tonnef}$$

$$P_{u1} = 62.46 \text{ tonnef}$$

Verificación_s := if ($P_{n1} > P_{u1}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

COLUMNA 2

$$A_2 := a_2 \cdot b_2 = 1600 \text{ cm}^2$$

$$P_{n2} := 0.85 \cdot \phi \cdot f_c \cdot A_2 = 185.64 \text{ tonnef}$$

$$P_{u2} = 114.3 \text{ tonnef}$$

Verificación_s := if ($P_{n2} > P_{u2}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

9.9 CALCULO DEL ACERO A LONGITUDINAL

$$\phi_b := 0.9 \quad \text{Tabla 21.2.1 ACI 318-19 Pag.391}$$

Cálculo de β_1

$$\beta_1 := \begin{cases} \text{if } 17 \text{ MPa} \leq f_c \leq 28 \text{ MPa} \\ \quad \beta_1 \leftarrow 0.85 \\ \text{if } 28 \text{ MPa} < f_c < 55 \text{ MPa} \\ \quad \beta_1 \leftarrow 0.85 - 0.05 \cdot \left(\frac{f_c - 28 \text{ MPa}}{7 \text{ MPa}} \right) \\ \text{if } f_c > 55 \text{ MPa} \\ \quad \beta_1 \leftarrow 0.65 \end{cases}$$

Tabla 22.2.2.4.3
ACI 318-19 Pag.399

$$\beta_1 = 0.85$$

9.9.1 ACERO LONGITUDINAL SUPERIOR

$$\phi_{Long_Sup} \equiv 16 \text{ mm} \quad \text{Diámetro de barra Asumido.}$$

$$d := H - \left(rec + \frac{\phi_{Long_Sup}}{2} \right) = 51.7 \text{ cm}$$

Ver Nota si el $M_u = 0$



$$M_u = 67.16 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$a := d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot M_u}{\phi_b \cdot 0.85 \cdot f_c \cdot B}} = 3.34 \text{ cm}$$

$$Asx_1 := \frac{M_u}{\phi_b \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)} = 35.51 \text{ cm}^2$$

$$c := \frac{a}{\beta_1} = 3.93 \text{ cm}$$

$$c := \begin{cases} \text{if } \frac{a}{\beta_1} \leq 0 \text{ cm} \\ \quad \left| c \leftarrow d \right. \\ \text{if } \frac{a}{\beta_1} > 0 \text{ cm} \\ \quad \left| c \leftarrow \frac{a}{\beta_1} \right. \end{cases} = 3.93 \text{ cm}$$

Ver cálculo de ϕ

$$\phi = "0.9 \text{ ok}"$$

$$Asx_{min} := 0.0018 \cdot B \cdot H = 27 \text{ cm}^2$$

[7.6.1.1 ACI 318-19 Pag.92](#)

$$Asx_1 := \max(Asx_1, Asx_{min}) = 35.51 \text{ cm}^2$$

$$As_{Long_Sup} = "18 \phi 16 \text{ c/ } 13.73 \text{ cm}"$$

$$\rho_{real} = 0.00241$$

$$s_{max} := \min(3 H, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

[7.7.2.3 ACI 318-19 Pag.95](#)

$$Verificación_7 := \text{if}(s_{Long_Sup} \leq s_{max}, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"$$

9.9.2 ACERO LONGITUDINAL INFERIOR

$$\phi_{Long_Inf} := 16 \text{ mm}$$

Diámetro de barra Asumido.

$$d := H - \left(rec + \frac{\phi_{Long_Inf}}{2} \right) = 51.7 \text{ cm}$$

$$M_u := \max(M1, M3) = 38.47 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$a := d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot M_u}{\phi_b \cdot 0.85 \cdot f_c \cdot B}} = 1.887 \text{ cm}$$

$$Asx_2 := \frac{M_u}{\phi_b \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)} = 20.05 \text{ cm}^2$$

$$c := \frac{a}{\beta_1} = 2.22 \text{ cm}$$



Ver cálculo de ϕ

$$\phi = "0.9 \text{ ok}"$$

$$Asx_{min} := 0.0018 \cdot B \cdot H = 27 \text{ cm}^2$$

[7.6.1.1 ACI 318-19 Pag.92](#)

$$Asx_2 := \max(Asx_2, Asx_{min}) = 27 \text{ cm}^2$$

$$As_{Long_Inf} = "14 \phi 16 \text{ c/ } 17.96 \text{ cm}"$$

$$\rho_{real} = 0.00188$$

$$s_{max} := \min(3 H, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

[7.7.2.3 ACI 318-19 Pag.95](#)

$$Verificación_s := \text{if}(s_{Long_Inf} \leq s_{max}, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"$$

9.10 CALCULO DEL ACERO A TRANSVERSAL

9.10.1 ACERO TRANSVERSAL INFERIOR

$$\phi_{Trans_Inf} := 16 \text{ mm}$$

Diámetro de barra Asumido.

$$d := H - \left(rec + \phi_{Long_Inf} + \frac{\phi_{Trans_Inf}}{2} \right) = 50.1 \text{ cm}$$

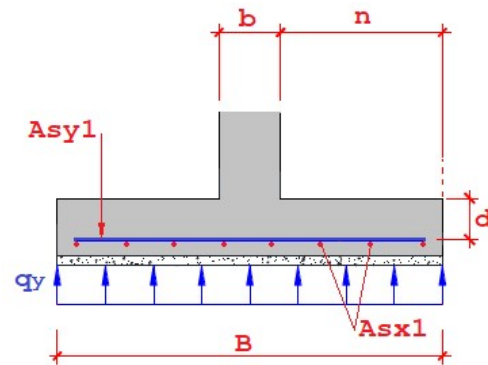
$$q_y := \sigma_u \cdot A = 756.92 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}}$$

$$b := \min(b_1, b_2) = 40 \text{ cm}$$

$$n := \frac{B - b}{2} = 1.05 \text{ m}$$

$$M_{x1} := q_y \cdot \frac{n^2}{2} = 41.73 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$M_u := M_{x1} = 41.73 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$



$$a := d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot M_u}{\phi_b \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot A}} = 0.76 \text{ cm}$$

$$Asy_1 := \frac{M_u}{\phi_b \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right)} = 22.2 \text{ cm}^2$$

$$c := \frac{a}{\beta_1} = 0.891 \text{ cm}$$

Ver cálculo de ϕ

$$\phi = "0.9 \text{ ok}"$$

$$Asy_{min} := 0.0018 \cdot A \cdot H = 74.52 \text{ cm}^2$$

$$Asy_1 := \max(Asy_{min}, Asy_1) = 74.52 \text{ cm}^2$$

$$As_{Trans_Inf} = "38 \phi 16 \text{ c/ } 18.2 \text{ cm}"$$



$$s_{max} := \min(3 H, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

[7.7.2.3 ACI 318-19 Pag.95](#)

Verificación₉ := if ($s_{Trans_Inf} \leq s_{max}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

9.10.2 ACERO TRANSVERSAL SUPERIOR POR TEMPERATURA

$$Asy_{min} := 0.0018 \cdot A \cdot H = 74.52 \text{ cm}^2$$

$$Asy_2 := Asy_{min} = 74.52 \text{ cm}^2$$

$$\phi_{Trans_Sup} := 16 \text{ mm}$$

$$As_{Trans_Sup} = "38 \phi 16 \text{ c} / 18.2 \text{ cm}"$$

$$s_{max} := \min(3 H, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

[7.7.2.3 ACI 318-19 Pag.95](#)

Verificación₁₀ := if ($s_{Trans_Sup} \leq s_{max}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

9.11 LONGITUD DE DESARROLLO

$$l_d = \frac{f_y}{3.5 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}} \cdot \frac{\Psi_t \cdot \Psi_e \cdot \Psi_s \cdot \Psi_g}{\left(\frac{c_b + k_{tr}}{d_b} \right)} \cdot d_b$$

[25.4.2.4 ACI 318-19](#)

[Pag.473](#)

$$\Psi_t := 1 \quad \Psi_e := 1 \quad \Psi_s := 1 \quad \Psi_g := 1 \quad \lambda := 1$$

[Tabla 25.4.2.5 ACI 318-19](#)

[Pag.474](#)

$$\left(\frac{c_b + k_{tr}}{d_b} \right) = 2.5$$

9.11.1 ACERO LONGITUDINAL SUPERIOR

$$\phi_{Long_Sup} = 16 \text{ mm}$$

$$l_{des} := \frac{f_y}{3.5 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}} \cdot \frac{\Psi_t \cdot \Psi_e \cdot \Psi_s \cdot \Psi_g}{2.5} \cdot \phi_{Long_Sup} = 53 \text{ cm}$$

$$volado_1 = 1.48 \text{ m}$$

$$l_{long} := volado_1 - rec = 140 \text{ cm}$$

verificacion₁₁ := if ($l_{long} \geq l_{des}$, "cumple", "aumentar ganchos") = "cumple"

$$gancho_{Long_Sup} = 0 \text{ cm}$$

9.11.2 ACERO LONGITUDINAL INFERIOR

$$\phi_{Long_Inf} = 16 \text{ mm}$$

$$l_{des} := \frac{f_y}{3.5 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}} \cdot \frac{\Psi_t \cdot \Psi_e \cdot \Psi_s \cdot \Psi_g}{2.5} \cdot \phi_{Long_Inf} = 53 \text{ cm}$$



$$volado_1 = 1.48 \text{ m}$$

$$l_{long} := volado_1 - rec = 140 \text{ cm}$$

$$verificacion_{12} := \text{if } (l_{long} \geq l_{des}, \text{"cumple"}, \text{"aumentar ganchos"}) = \text{"cumple"}$$

$$gancho_{Long_Inf} = 0 \text{ cm}$$

9.11.3 ACERO TRANSVERSAL INFERIOR

$$\phi_{Trans_Inf} = 16 \text{ mm}$$

$$l_{des} := \frac{fy}{3.5 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}} \cdot \frac{\Psi_t \cdot \Psi_e \cdot \Psi_s \cdot \Psi_g}{2.5} \cdot \phi_{Trans_Inf} = 53 \text{ cm}$$

$$volado_2 := n = 1.05 \text{ m}$$

$$l_{trans} := volado_2 - rec = 97.5 \text{ cm}$$

$$verificacion_{13} := \text{if } (l_{trans} \geq l_{des}, \text{"cumple"}, \text{"aumentar ganchos"}) = \text{"cumple"}$$

$$gancho_{Trans_Inf} = 0 \text{ cm}$$

9.11.4 ACERO TRANSVERSAL SUPERIOR

$$\phi_{Trans_Sup} = 16 \text{ mm}$$

$$l_{des} := \frac{fy}{3.5 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}} \cdot \frac{\Psi_t \cdot \Psi_e \cdot \Psi_s \cdot \Psi_g}{2.5} \cdot \phi_{Trans_Sup} = 53 \text{ cm}$$

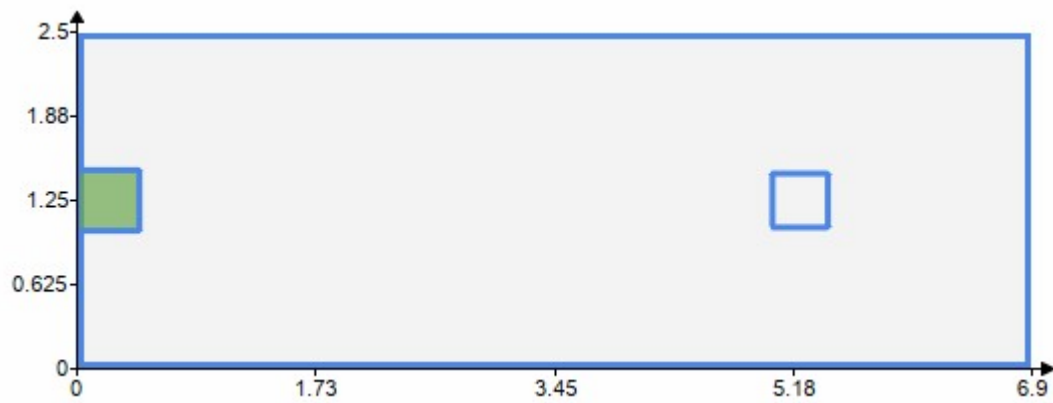
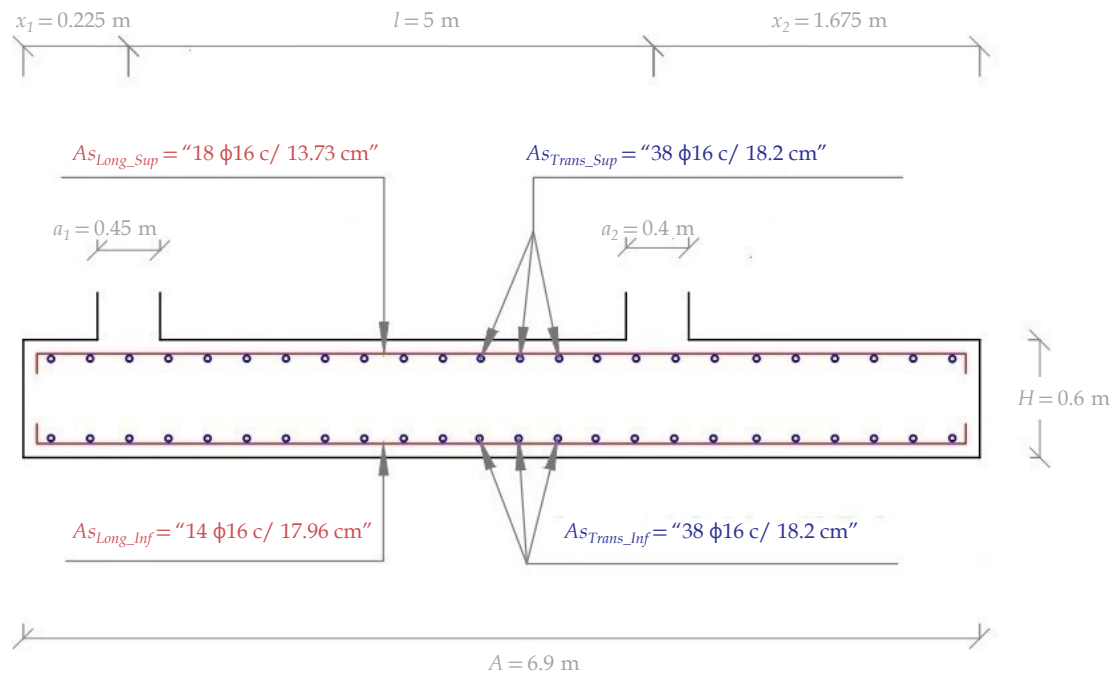
$$volado_2 := n = 1.05 \text{ m}$$

$$l_{trans} := volado_2 - rec = 97.5 \text{ cm}$$

$$verificacion_{14} := \text{if } (l_{trans} \geq l_{des}, \text{"cumple"}, \text{"aumentar ganchos"}) = \text{"cumple"}$$

$$gancho_{Trans_Sup} = 0 \text{ cm}$$

9.12 ESQUEMA DE ARMADO





9.13 VERIFICACION DE LA CAPACIDAD DEL SUELO

- Excentricidad en x:

$$e_{ux} := \left| \frac{P_{u1} \cdot x_1 + P_{u2} \cdot (x_1 + l) + My_{u1} + My_{u2}}{R_u} - \frac{A}{2} \right| = 1.46 \text{ cm}$$

- Excentricidad en y:

$$e_{uy} := \left| \frac{-(Mx_{u1} + Mx_{u2})}{P_{u1} + P_{u2}} \right| = 2.41 \text{ cm}$$

- Longitud Efectiva:

$$A' := A - 2 \cdot e_{ux} = 6.87 \text{ m}$$

- Ancho efectivo:

$$B' := B - 2 \cdot e_{uy} = 2.45 \text{ m}$$

- Área Efectiva

$$Area' := A' \cdot B' = 16.85 \text{ m}^2$$

- Cohesion

$$c' := 0 \text{ kPa}$$

- inclinación de la carga sobre la cimentación respecto a la vertical

$$\beta := 0 \text{ deg}$$

- Angulo de Fricción interna:

$$\phi' := 30 \text{ deg}$$

- Nivel de fundación:

$$D_f := 2.5 \text{ m}$$

- Nivel freático:

$$D_w := 0 \text{ m}$$

CAPACIDAD EN EL ESTADO LIMITE DE RESISTENCIA

$$q_n = c' \cdot N_{cm} + \gamma_s \cdot D_f \cdot N_{qm} \cdot C_{wq} + \frac{1}{2} \cdot \gamma_s \cdot B' \cdot N_{\gamma m} \cdot C_{w\gamma}$$

[10.6.3.1.2a-1 AASHTO LRFD
2020 \(Pag.1358\)](#)

CAPACIDAD RESISTENTE DEL SUELO

$$\phi_b := 0.45$$

[Tabla 10.5.5.2.2-1 AASHTO LRFD
2020 \(Pag. 1330\)](#)

- Capacidad Neta

$$q_u = 0.87 \text{ MPa}$$

$$q_u = 8.83 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

- Capacidad Segura

$$q_{seg} := \frac{q_u}{FS} = 0.17 \text{ MPa}$$

$$q_{seg} = 1.77 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

- Capacidad Resistente

$$q_r := \phi_b \cdot q_u = 0.39 \text{ MPa}$$

$$q_r = 3.97 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

if $q_r > \sigma_u$ "Capacidad Suficiente" else "Capacidad Insuficiente"	= "Capacidad Suficiente" $\sigma_u = 1.097 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$
---	--



9.14 CALCULO DEL K DE BALASTO

K_{30} obtenido de un ensayo de placa

$$K_{30} := 30000.000 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Para una Zapata Cuadrada de lado:

$$B_C := \sqrt{A \cdot B} = 4.15 \text{ m}$$

• Para suelos cohesivos

$$k_1 := \frac{K_{30} \cdot 0.3 \text{ m}}{B_C}$$

• Para suelos arenosos

$$k_2 := K_{30} \cdot \left(\frac{B_C + 0.3 \text{ m}}{2 \cdot B_C} \right)^2$$

• Para una losa rectangular

Escoger el tipo de suelo

suelos := "arenosos" ▼

$$k_{\text{cuadrado}} := \begin{cases} \text{if } \text{suelos} = \text{"cohesivos"} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} k_{\text{cuadrado}} \leftarrow k_1 \end{array} \right\| \\ \text{if } \text{suelos} = \text{"arenosos"} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} k_{\text{cuadrado}} \leftarrow k_2 \end{array} \right\| \end{cases} = 8622.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$k_{\text{rectangular}} := \frac{2}{3} \cdot k_{\text{cuadrado}} \cdot \left(1 + \frac{B}{2 \cdot A} \right)$$

$$k_{\text{rectangular}} = 6789.779 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

10. DISEÑO DE ZAPATAS CONECTADA CON VIGA DE AMARRE ACI 318-19

10.1 Definición y características de los materiales.

- Resistencia Característica del Hormigón
- Modulo de Fluencia del Acero de Refuerzo
- Peso unitario del Concreto
- Modulo de Elasticidad del Acero de Refuerzo
- Recubrimiento de la Fundación

$$f'_c := 210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\gamma_c := 2400 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$$

$$E_s := 2.1 \cdot 10^6 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{rec} := 7.5 \text{ cm}$$

10.2 Propiedades del suelo:

- Capacidad Admisible del Suelo
- Peso unitario del Suelo
- Profundidad de Fundación

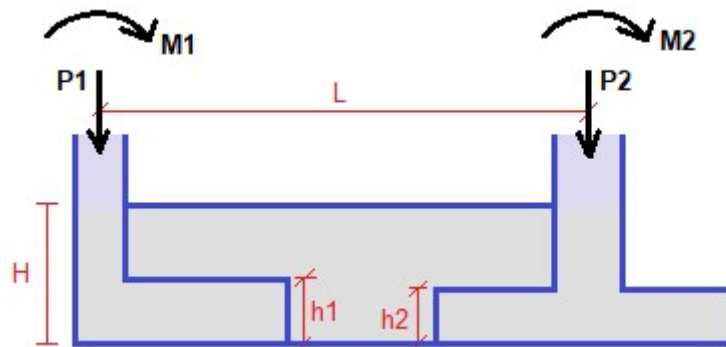
$$q_{\text{adm}} := 1.3 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{FS} := 5$$

$$\gamma_{\text{suelo}} := 1925 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$$

$$D_f := 2.5 \text{ m}$$

10.3 Cargas solicitantes:



- Cargas de Servicio

$$P_1 := 470.69 \text{ kN} = 47.997 \text{ tonnef}$$

$$P_2 := 851.79 \text{ kN}$$

$$M_{y1} := 8.49 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{y2} := -0.16 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- Cargas de Resistencia

$$P_{u1} := 612.48 \text{ kN}$$

$$P_{u2} := 1120.91 \text{ kN}$$

$$M_{y_{u1}} := 11.25 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{y_{u2}} := -0.22 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- Distancia Centro a Centro de Columnas

$$L := 5 \text{ m}$$

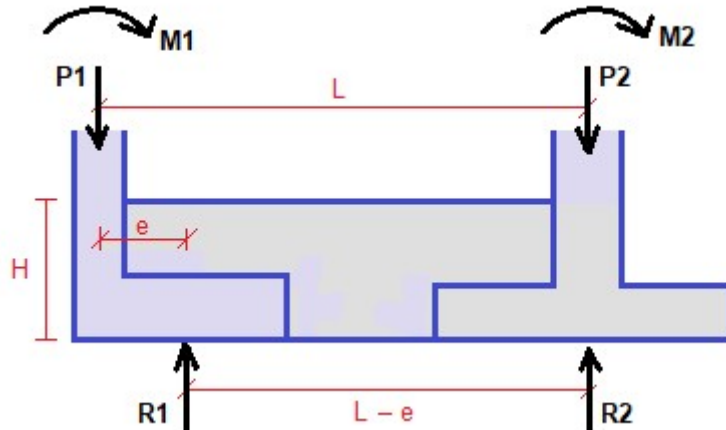


VER ESQUEMA

- Dimensiones Columnas: L_{x,col_1} : $b_1 := 45 \text{ cm}$ L_{x,col_2} : $b_2 := 40 \text{ cm}$
 L_{y,col_1} : $a_1 := 45 \text{ cm}$ L_{y,col_2} : $a_2 := 40 \text{ cm}$

10.2 DIMENSIONAMIENTO EN PLANTA

ZAPATA 1



$$\Sigma F_v = 0 \quad R_1 + R_2 = P_1 + P_2$$

$$\Sigma M_2 = 0 \quad P_1 \cdot L = R_1 \cdot (L - e) + My_1 + My_2$$

$$R_1 = \frac{P_1 \cdot L - My_1 - My_2}{L - e} \quad \dots (1)$$

$$e = \frac{B_1}{2} - \frac{b_1}{2} \quad \dots (2)$$

$$\frac{R_1}{A_1 \cdot B_1} = q_{adm} \quad A_1 = \alpha \cdot B_1 \quad \alpha := 2 \quad (\text{de 2 a 3})$$

$$\frac{R_1}{a \cdot B_1^2} = q_{adm}$$

$$R_1 = q_{adm} \cdot a \cdot B_1^2 \quad \dots (3)$$

Reemplazando (3) en (1)

$$q_{adm} \cdot a \cdot B_1^2 = \frac{P_1 \cdot L - My_1 - My_2}{L - e} \quad \dots (4)$$

Reemplazando (2) en (4)

$$q_{adm} \cdot a \cdot B_1^2 = \frac{P_1 \cdot L - My_1 - My_2}{L - \left(\frac{B_1}{2} - \frac{b_1}{2} \right)}$$

Nota : Elegir el valor de "i" de tal manera que la zapata 1 tenga dimensiones razonables

i := 2

DISEÑO DE CIMENTACIÓN ZAPATA CONECTADA CON VIGA DE AMARRE ACI-318

- Dimensión X de la Zapata 1

$$A_{1_min}(i) = [2.867] \text{ m}$$

$$A_1 := 3 \text{ m}$$

- Dimensión Y de la Zapata 1

$$B_{1_min}(i) = [1.433] \text{ m}$$

$$B_1 := 1.5 \text{ m}$$

$$e := \frac{B_1}{2} - \frac{b_1}{2} = 0.525 \text{ m}$$

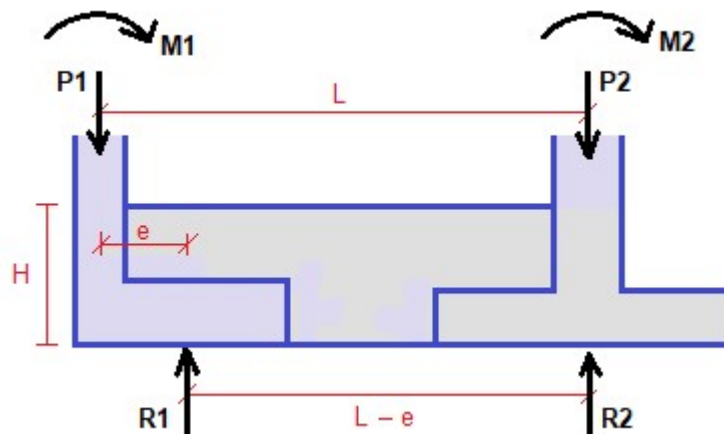
$$P_1 = 47.997 \text{ tonnef}$$

$$R_1 := \frac{P_1 \cdot L - My_1 - My_2}{L - e} = 53.818 \text{ tonnef}$$

$$\sigma_{serv_1} := \frac{R_1}{A_1 \cdot B_1} = 1.196 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Verificación₁ := if ($\sigma_{serv_1} \leq q_{adm}$, "Cumple", "Cambiar Dimensiones") = "Cumple"

ZAPATA 2



$$\sum F_v = 0 \quad R_1 + R_2 = P_1 + P_2$$

$$R_2 = (P_1 + P_2) - R_1$$

$$R_2 := (P_1 + P_2) - \frac{P_1 \cdot L - My_1 - My_2}{L - e} = 81.038 \text{ tonnef}$$

$$A_2 = \alpha \cdot B_2 \quad \alpha := 1 \quad (\text{generalmente es cuadrada})$$

$$q_{adm} = \frac{R_2}{A_2 \cdot B_2}$$

$$q_{adm} = \frac{R_2}{\alpha \cdot B_2^2}$$

$$B_{2_min} := \sqrt{\frac{R_2}{\alpha \cdot q_{adm}}}$$

$$A_{2_min} := \alpha \cdot B_{2_min}$$

- Dimensión X de la Zapata 2

$$A_{2_min} = 2.497 \text{ m}$$

$$A_2 := 2.5 \text{ m}$$

- Dimensión Y de la Zapata 2

$$B_{2_min} = 2.497 \text{ m}$$

$$B_2 := 2.5 \text{ m}$$

$$\sigma_{serv_2} := \frac{R_2}{A_2 \cdot B_2} = 1.297 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$



Verificación₂ := if ($\sigma_{serv_2} \leq q_{adm}$, "Cumple", "Cambiar Dimensiones") = "Cumple"

10.3 TENSIONES DE SERVICIO EN EL SUELO

$$\sigma_{serv_1} := \frac{R_1}{A_1 \cdot B_1} = 1.196 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Verificación₁ := if ($\sigma_{serv_1} \leq q_{adm}$, "Cumple", "Cambiar Dimensiones") = "Cumple"

$$\sigma_{serv_2} := \frac{R_2}{A_2 \cdot B_2} = 1.297 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Verificación₂ := if ($\sigma_{serv_2} \leq q_{adm}$, "Cumple", "Cambiar Dimensiones") = "Cumple"

10.4 TENSIONES DE RESISTENCIA EN EL SUELO

$$R_{u1} := \frac{P_{u1} \cdot L - My_{u1} - My_{u2}}{L - e} = 70.034 \text{ tonnef}$$

$$\sigma_{u_1} := \frac{R_{u1}}{A_1 \cdot B_1} = 1.556 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Verificación₃ := if ($\sigma_{u_1} \geq q_{adm}$, "Cumple", "Cambiar Dimensiones,sobredimensionado") = "Cumple"

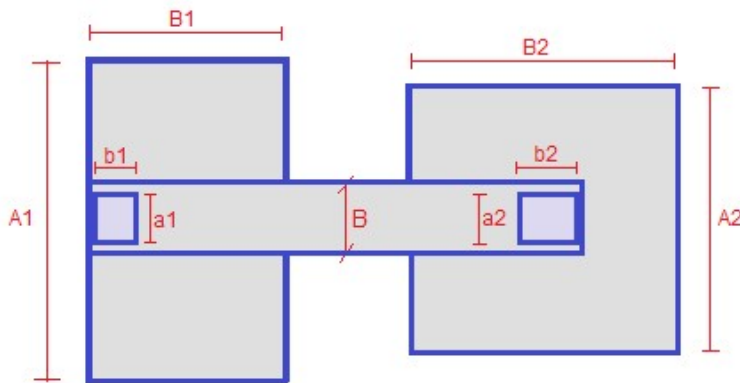
$$R_{u2} = (P_{u1} + P_{u2}) - R_{u1}$$

$$R_{u2} := (P_{u1} + P_{u2}) - \frac{P_{u1} \cdot L - My_{u1} - My_{u2}}{L - e} = 106.722 \text{ tonnef}$$

$$\sigma_{u_2} := \frac{R_{u2}}{A_2 \cdot B_2} = 1.708 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Verificación₄ := if ($\sigma_{u_2} \geq q_{adm}$, "Cumple", "Cambiar Dimensiones,sobredimensionado") = "Cumple"

10.5 DIMENSIONAMIENTO EN ELEVACION ZAPATAS



asumir un recubrimiento de nervio

$$\text{rec}_{\text{col}} := 2.5 \text{ cm}$$

$$B := \max(a_1, a_2) + 2 \cdot \text{rec}_{\text{col}} = 50 \text{ cm}$$

$$B := 50 \text{ cm}$$

asumir un ancho de nervio

10.5.1 CORTE POR FLEXION

ZAPATA 1

$$V_c = \left(8 \cdot \lambda_s \cdot \lambda \cdot \rho^{\frac{1}{3}} \cdot \sqrt{f_c \cdot \text{psi}} + \frac{N_u}{6 \cdot A_g} \right) \cdot b_w \cdot d$$

Tabla 22.5.5.1(c)
ACI 318-19 Pag.404

$$\lambda := 1 \quad (\text{Hormigón de Peso Normal})$$

$$\lambda_s := 1 \quad \text{Nota: Se adopta } \lambda_s = 1 \text{ de acuerdo a lo especificado en 13.2.6.2}$$

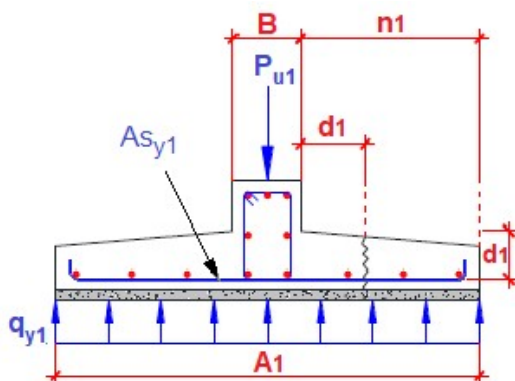
ACI 318-19 Pag.194

$$\rho_1 := 0.00195 \quad (\text{Cuantía asumida})$$

$$\phi_v := 0.75 \quad \text{Tabla 21.2.1 ACI 318-19 Pag.391}$$

$$N_u := 0 \text{ tonnef} \quad \text{Nota: Se adopta } N_u = 0 \text{ para elementos losa.}$$

SENTIDO "Y"



$$q_{y1} := \sigma_{u1} \cdot B_1 = 23.345 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$n_1 := \frac{A_1 - B}{2} = 1.25 \text{ m}$$

$$M_{x1} := \frac{q_{y1} \cdot n_1^2}{2} = 18.238 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$V_U = \frac{q_{y1} \cdot (n_1 - d_1)}{\phi_v \cdot B_1 \cdot d_1}$$

$$V_c = 8 \cdot \lambda_s \cdot \lambda \cdot \rho_1^{\frac{1}{3}} \cdot \sqrt{f_c \cdot \text{psi}}$$

$$\frac{q_{y1} \cdot (n_1 - d_1)}{\phi_v \cdot B_1 \cdot d_1} \leq 8 \cdot \lambda_s \cdot \lambda \cdot \rho_1^{\frac{1}{3}} \cdot \sqrt{f_c \cdot \text{psi}}$$



$$d_1 = 43.849 \text{ cm}$$

$$d_{\min} := 15 \text{ cm} \quad 13.3.1.2 \text{ ACI 318-19 Pag.197}$$

$$d_1 := \max(d_1, d_{\min}) = 0.438 \text{ m}$$

$$h_1 := \text{Ceil}(d_1 + \text{rec}, 5 \text{ cm}) = 55 \text{ cm}$$

$$h_1 := 55 \text{ cm}$$

ZAPATA 2

$$V_c = \left(8 \cdot \lambda_s \cdot \lambda \cdot \rho^{\frac{1}{3}} \cdot \sqrt{f_c} \cdot \text{psi} + \frac{N_u}{6 \cdot A_g} \right) \cdot b_w \cdot d$$

Tabla 22.5.5.1(c)
ACI 318-19 Pag.404

$$\lambda := 1 \quad (\text{Hormigón de Peso Normal})$$

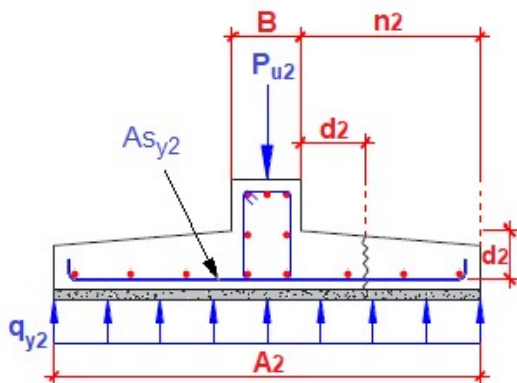
$$\lambda_s := 1 \quad \text{Nota: Se adopta } \lambda_s = 1 \text{ de acuerdo a lo especificado en } 13.2.6.2 \text{ ACI 318-19 Pag.194}$$

$$\rho_2 := 0.00193 \quad (\text{Cuantía asumida})$$

$$\phi_v := 0.75 \quad \text{Tabla 21.2.1 ACI 318-19 Pag.391}$$

$$N_u := 0 \text{ tonnef} \quad \text{Nota: Se adopta } N_u = 0 \text{ para elementos losa.}$$

SENTIDO "Y"



$$q_{y2} := \sigma_{u,2} \cdot B_2 = 42.689 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$n_2 := \frac{A_2 - B}{2} = 1 \text{ m}$$

$$M_{x2} := \frac{q_{y2} \cdot n_2^2}{2} = 21.344 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

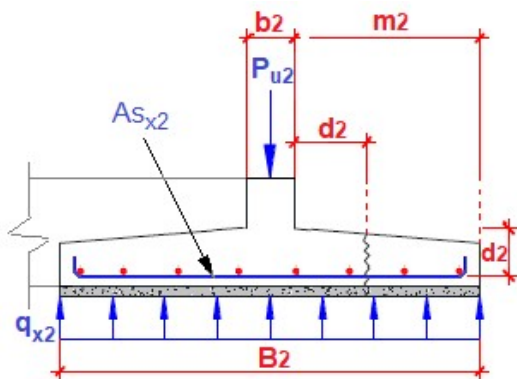
$$V_U = \frac{q_{y2} \cdot (n_2 - d_2)}{\phi_v \cdot B_2 \cdot d_2}$$

$$V_c = 8 \cdot \lambda_s \cdot \lambda \cdot \rho_2^{\frac{1}{3}} \cdot \sqrt{f_c} \cdot \text{psi}$$

$$\frac{q_{y2} \cdot (n_2 - d_2)}{\phi_v \cdot B_2 \cdot d_2} \leq 8 \cdot \lambda_s \cdot \lambda \cdot \rho_2^{\frac{1}{3}} \cdot \sqrt{f_c} \cdot \text{psi}$$

$$d_{2y} = 37.299 \text{ cm}$$

SENTIDO "X"



$$q_{x2} := \sigma_{u,2} \cdot A_2 = 42.689 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$m_2 := \frac{B_2 - b_2}{2} = 1.05 \text{ m}$$

$$M_{y2} := \frac{q_{x2} \cdot m_2^2}{2} = 23.532 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$V_U = \frac{q_{x2} \cdot (m_2 - d_2)}{\phi_v \cdot A_2 \cdot d_2}$$

$$V_c = 8 \cdot \lambda_s \cdot \lambda \cdot \rho_2^{\frac{1}{3}} \cdot \sqrt{f_c} \cdot \text{psi}$$

$$\frac{q_{x2} \cdot (m_2 - d_2)}{\phi_v \cdot A_2 \cdot d_2} \leq 8 \cdot \lambda_s \cdot \lambda \cdot \rho_2^{\frac{1}{3}} \cdot \sqrt{f_c} \cdot \text{psi}$$



$$d_{2x} = 39.164 \text{ cm}$$

$$d_{\min} := 15 \text{ cm}$$

13.3.1.2 ACI 318-19 Pag.197

$$d_2 := \max(d_{2y}, d_{2x}, d_{\min}) = 39.164 \text{ cm}$$

$$h_2 := \text{Ceil}(d_2 + \text{rec}, 5 \text{ cm}) = 50 \text{ cm}$$

$$h_2 := 50 \text{ cm}$$

10.6 CALCULO DEL ACERO EN ZAPATAS

$$\phi_b := 0.9$$

Tabla 21.2.1
ACI 318-19 Pag.391

Cálculo de β_1

$$\beta_1 := \begin{cases} \text{if } 17 \text{ MPa} \leq f'_c \leq 28 \text{ MPa} \\ \beta_1 \leftarrow 0.85 \\ \text{if } 28 \text{ MPa} < f'_c < 55 \text{ MPa} \\ \beta_1 \leftarrow 0.85 - 0.05 \cdot \left(\frac{f'_c - 28 \text{ MPa}}{7 \text{ MPa}} \right) \\ \text{if } f'_c > 55 \text{ MPa} \\ \beta_1 \leftarrow 0.65 \end{cases}$$

Tabla 22.2.2.4.3
ACI 318-19 Pag.399

$$\beta_1 = 0.85$$

ZAPATA 1

Acero en "y"

$$\phi_{y1} := 16 \text{ mm}$$

Diámetro de barra Asumido.

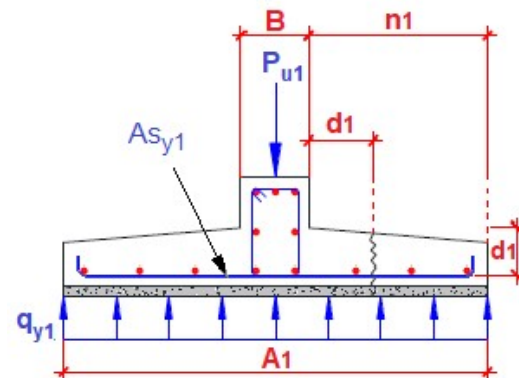
$$d := h_1 - \left(\text{rec} + \frac{\phi_{y1}}{2} \right) = 46.7 \text{ cm}$$

$$M_u := M_{x1} = 18.238 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$a := d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot M_u}{\phi_b \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot B_1}} = 1.65 \text{ cm}$$

$$A_{sy1} := \frac{M_u}{\phi_b \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right)} = 10.517 \text{ cm}^2$$

$$c := \frac{a}{\beta_1} = 1.941 \text{ cm}$$



Ver cálculo de ϕ

$$\phi = "0.9 \text{ ok}"$$

$$A_{sy \min} := 0.0018 \cdot B_1 \cdot h_1 = 14.85 \text{ cm}^2$$

7.6.1.1 ACI 318-19 Pag.92

$$A_{sy1} := \max(A_{sy \min}, A_{sy1}) = 14.85 \text{ cm}^2$$

$$A_{sy1} = "8 \phi 16 \text{ c/ } 19.06 \text{ cm}"$$

$$\rho_{\text{real}_1} = 0.00195$$

$$s_{\max} := \min(3 h_1, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

7.7.2.3 ACI 318-19 Pag.95

Verificación₅ := if ($s_{y1} \leq s_{\max}$, "Cumple", "Disminuir diámetro de barra") = "Cumple"

Diseño zapata conectada con viga de amarre ACI-318-19

Página 7 de 19

Acero en "x"

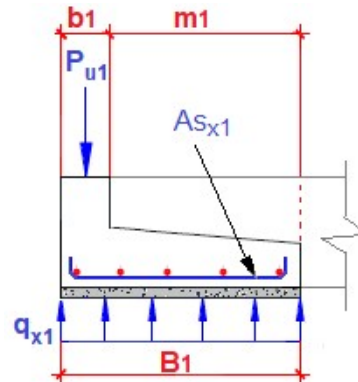
Nota: Debido a que la viga será la que soporte la flexión en el eje "x" se dispondrá de un acero mínimo en "x" para la zapata 1

$$m_1 := B_1 - b_1 = 1.05 \text{ m}$$

$$\phi_{x1} := 16 \text{ mm} \quad \text{Diámetro de barra Asumido.}$$

$$As_{x_{min}} := 0.0018 \cdot A_1 \cdot h_1 = 29.7 \text{ cm}^2$$

$$As_{x1} := As_{x_{min}} = 29.7 \text{ cm}^2$$



$$As_{x1} = "15 \phi 16 \text{ c/ } 20.25 \text{ cm}"$$

$$s_{max} := \min(3 h_1, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \quad \text{7.7.2.3 ACI 318-19 Pag.95}$$

Verificación₆ := if ($s_{x1} \leq s_{max}$, "Cumple", "Disminuir diametro de barra") = "Cumple"

ZAPATA 2

Acero en "y"

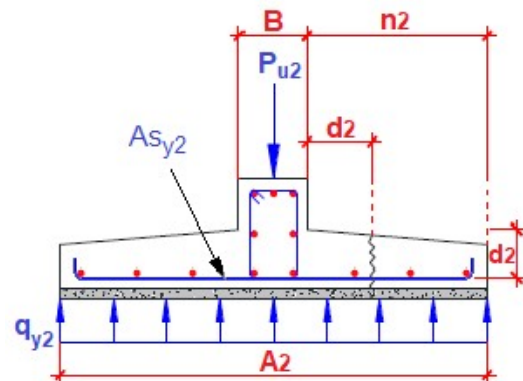
$$\phi_{y2} := 16 \text{ mm} \quad \text{Diámetro de barra Asumido.}$$

$$d := h_2 - \left(\text{rec} + \frac{\phi_{y2}}{2} \right) = 41.7 \text{ cm}$$

$$M_u := M_{x2} = 21.344 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$a := d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot M_u}{\phi_b \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot B_2}} = 1.295 \text{ cm}$$

$$As_{y2} := \frac{M_u}{\phi_b \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right)} = 13.755 \text{ cm}^2$$



Ver cálculo de ϕ

$$\phi = "0.9 \text{ ok}"$$

$$As_{y_{min}} := 0.0018 \cdot B_2 \cdot h_2 = 22.5 \text{ cm}^2$$

7.6.1.1 ACI 318-19 Pag.92

$$As_{y2} := \max(As_{y_{min}}, As_{y2}) = 22.5 \text{ cm}^2$$

$$As_{y2} = "12 \phi 16 \text{ c/ } 21.22 \text{ cm}"$$

$$\rho_{real_2} = 0.00193$$

$$s_{max} := \min(3 h_2, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

7.7.2.3 ACI 318-19 Pag.95

Verificación₇ := if ($s_{y2} \leq s_{max}$, "Cumple", "Disminuir diametro de barra") = "Cumple"

DISEÑO DE CIMENTACIÓN ZAPATA CONECTADA CON VIGA DE AMARRE ACI-318

Acero en "x"

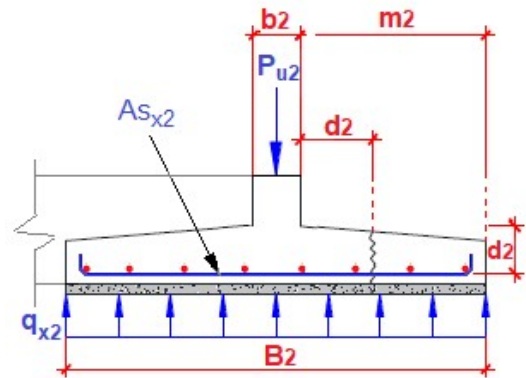
$\phi_{x2} := 16 \text{ mm}$ Diámetro de barra Asumido.

$$d := h_2 - \left(\text{rec} + \frac{\phi_{y2}}{2} \right) = 41.7 \text{ cm}$$

$$M_u := M_{y2} = 23.532 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$a := d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot M_u}{\phi_b \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot A_2}} = 1.43 \text{ cm}$$

$$As_{x2} := \frac{M_u}{\phi_b \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right)} = 15.19 \text{ cm}^2$$



Ver cálculo de ϕ

$\phi = "0.9 \text{ ok}"$

$$As_{x_{\min}} := 0.0018 \cdot A_2 \cdot h_2 = 22.5 \text{ cm}^2$$

[7.6.1.1 ACI 318-19 Pag.92](#)

$$As_{x2} := \max(As_{x2}, As_{x_{\min}}) = 22.5 \text{ cm}^2$$

$As_{x2} = "12 \phi 16 \text{ c/ } 21.22 \text{ cm}"$

$$s_{\max} := \min(3 h_2, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

[7.7.2.3 ACI 318-19 Pag.95](#)

Verificación₈ := if ($s_{x2} \leq s_{\max}$, "Cumple", "Disminuir diametro de barra") = "Cumple"

10.7 LONGITUD DE DESARROLLO

$$l_d = \frac{f_y}{3.5 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}} \cdot \frac{\Psi_t \cdot \Psi_e \cdot \Psi_s \cdot \Psi_g}{\left(\frac{c_b + k_{tr}}{d_b} \right)} \cdot d_b$$

[25.4.2.4 ACI 318-19](#)

[Pag.473](#)

$$\Psi_t := 1 \quad \Psi_e := 1 \quad \Psi_s := 1 \quad \Psi_g := 1 \quad \lambda := 1$$

$$\left(\frac{c_b + k_{tr}}{d_b} \right) = 2.5$$

[Tabla 25.4.2.5 ACI 318-19](#)

[Pag.474](#)

ZAPATA 1

Acero en "y"

$\phi_{y1} = 16 \text{ mm}$

$$l_{\text{des}} := \frac{f_y}{3.5 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}} \cdot \frac{\Psi_t \cdot \Psi_e \cdot \Psi_s \cdot \Psi_g}{2.5} \cdot \phi_{y1} = 52.997 \text{ cm}$$

$$l_{y1} := n_1 - \text{rec} = 117.5 \text{ cm}$$

verificacion₉ := if ($l_{y1} \geq l_{\text{des}}$, "cumple", "aumentar ganchos") = "cumple"

--->

gancho_{y1} = 0 cm

DISEÑO DE CIMENTACIÓN ZAPATA CONECTADA CON VIGA DE AMARRE ACI-318

Acero en "x"

$$\phi_{x1} = 16 \text{ mm}$$

$$l_{des} := \frac{f_y}{3.5 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}} \cdot \frac{\Psi_t \cdot \Psi_e \cdot \Psi_s \cdot \Psi_g}{2.5} \cdot \phi_{x1} = 52.997 \text{ cm}$$

$$l_{x1} := m_1 - \text{rec} = 97.5 \text{ cm}$$

$$\text{verificacion}_{10} := \text{if}(l_{x1} \geq l_{des}, \text{"cumple"}, \text{"aumentar ganchos"}) = \text{"cumple"}$$

$$\text{gancho}_{x1} = 0 \text{ cm}$$

ZAPATA 2

Acero en "y"

$$\phi_{y1} = 16 \text{ mm}$$

$$l_{des} := \frac{f_y}{3.5 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}} \cdot \frac{\Psi_t \cdot \Psi_e \cdot \Psi_s \cdot \Psi_g}{2.5} \cdot \phi_{y1} = 52.997 \text{ cm}$$

$$l_{y2} := n_2 - \text{rec} = 92.5 \text{ cm}$$

$$\text{verificacion}_{11} := \text{if}(l_{y1} \geq l_{des}, \text{"cumple"}, \text{"aumentar ganchos"}) = \text{"cumple"}$$

$$\text{gancho}_{y2} = 0 \text{ cm}$$

Acero en "x"

$$\phi_{x2} = 16 \text{ mm}$$

$$l_{des} := \frac{f_y}{3.5 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}} \cdot \frac{\Psi_t \cdot \Psi_e \cdot \Psi_s \cdot \Psi_g}{2.5} \cdot \phi_{x2} = 52.997 \text{ cm}$$

$$l_{x2} := m_2 - \text{rec} = 97.5 \text{ cm}$$

$$\text{verificacion}_{12} := \text{if}(l_{x2} \geq l_{des}, \text{"cumple"}, \text{"aumentar ganchos"}) = \text{"cumple"}$$

$$\text{gancho}_{x2} = 0 \text{ cm}$$

10.8 TRANSFERENCIA DE ESFUERZOS

TRANSFERENCIA DE ESFUERZOS AXIALES

$$\phi := 0.65$$

[Tabla 21.2.1 ACI 318-19 Pag.391](#)

$$P_n = 0.85 \cdot \phi \cdot f'_c \cdot A$$

[Tabla 22.8.3.2 ACI 318-19 Pag.429](#)

COLUMNA 1

$$A := a_1 \cdot b_1 = 2025 \text{ cm}^2$$

$$P_{n1} := 0.85 \cdot \phi \cdot f'_c \cdot A = 234.951 \text{ tonnef}$$

$$P_{u1} = 62.456 \text{ tonnef}$$

DISEÑO DE CIMENTACIÓN ZAPATA CONECTADA CON VIGA DE AMARRE ACI-318

Verificación₁₃ := if ($P_{n1} > P_{u1}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

COLUMNA 2

$$A := a_2 \cdot b_2 = 1600 \text{ cm}^2$$

$$P_{n2} := 0.85 \cdot \phi \cdot f'_c \cdot A = 185.64 \text{ tonnef}$$

$$P_{u2} = 114.301 \text{ tonnef}$$

Verificación₁₄ := if ($P_{n2} > P_{u2}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

Parámetros para el análisis estructural

$$q_{x1} := -\sigma_{u-1} \cdot A_1 = -46.689 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

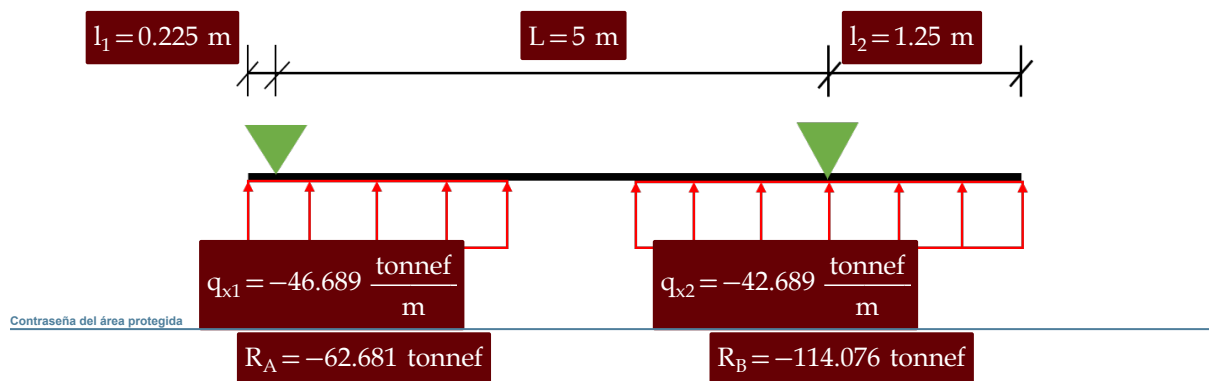
$$q_{x2} := -\sigma_{u-2} \cdot A_2 = -42.689 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$l_1 := \frac{b_1}{2} = 0.225 \text{ m}$$

$$L = 5 \text{ m}$$

$$l_2 := \frac{B_2}{2} = 1.25 \text{ m}$$

10.9 ANALISIS ESTRUCTURAL

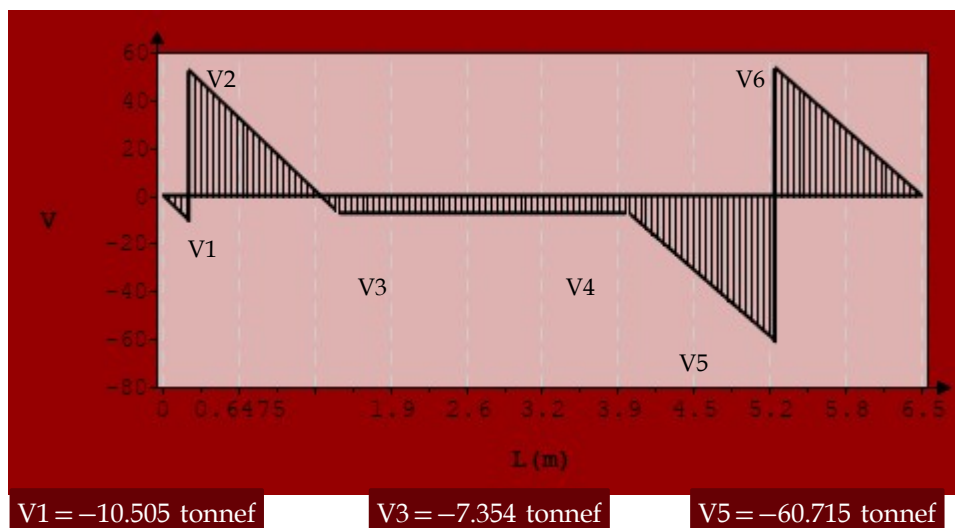


Contraseña del área protegida

DIAGRAMA DE CORTE

$$\xi := 5 \text{ cm}$$

Contraseña del área protegida





V2 = 52.175 tonnef

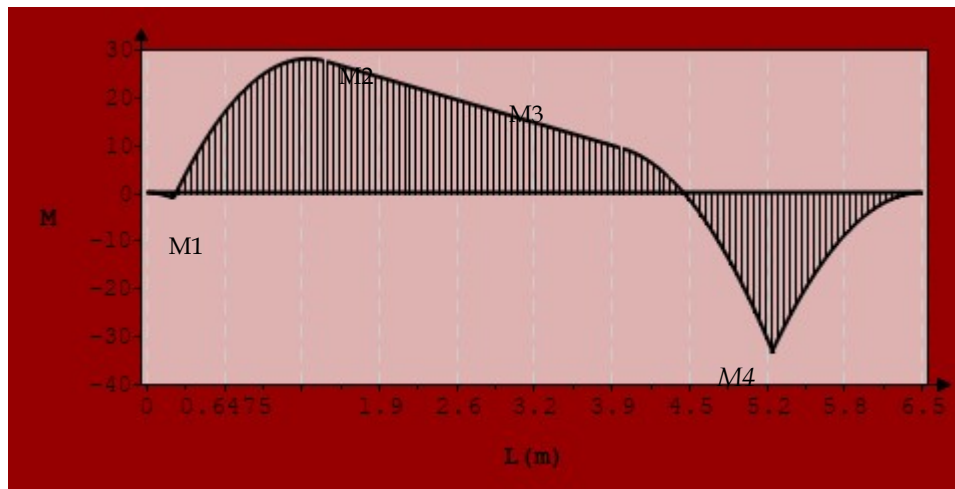
V4 = -7.354 tonnef

V6 = 53.361 tonnef

DIAGRAMA DE MOMENTOS

$\xi := 5 \text{ cm}$

Contraseña del área protegida



M1 = 1.182 tonnef · m

M3 = -9.192 tonnef · m

M2 = -27.971 tonnef · m

M4 = 33.351 tonnef · m

10.10 DIMENSIONAMIENTO DE LA VIGA

B = 50 cm

Ancho de nervio asumido anteriormente

$f'_c := f'_c$

Nota: Puede asumir una resistencia diferente a la de las zapatas.

$f'_c := 210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

$$\rho_{\min} := \max \left(\frac{0.80 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}}{f_y}, \frac{14 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}{f_y} \right) = 0.0033$$

[9.6.1.2 ACI 318-19 Pag.135](#)

Cálculo de β_1

$$\beta_1 := \begin{cases} \text{if } 17 \text{ MPa} \leq f'_c \leq 28 \text{ MPa} \\ \quad \beta_1 \leftarrow 0.85 \\ \text{if } 28 \text{ MPa} < f'_c < 55 \text{ MPa} \\ \quad \beta_1 \leftarrow 0.85 - 0.05 \cdot \left(\frac{f'_c - 28 \text{ MPa}}{7 \text{ MPa}} \right) \\ \text{if } f'_c > 55 \text{ MPa} \\ \quad \beta_1 \leftarrow 0.65 \end{cases}$$

[Tabla 22.2.2.4.3](#)

[ACI 318-19 Pag.399](#)

$\beta_1 = 0.85$

$$\rho_{\max} := 0.85 \cdot \beta_1 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \frac{0.003}{0.003 + 0.005} = 0.0135$$

[R21.2.2 y Fig. R21.2.2a ACI 318-19 Pag.392](#)



Nota : Asumir una cuantía para la viga que este entre el máximo y el mínimo.

$$\rho_{\min} = 0.0033$$

$$\rho := 0.007$$

$$\rho_{\max} = 0.0135$$

$$\phi_b := 0.9$$

Tabla 21.2.1 ACI 318-19 Pag.391

$$M_{\max} := \max(|M1|, |M2|, |M3|, |M4|) = 33.351 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$D := \sqrt{\frac{M_{\max}}{\phi_b \cdot \rho \cdot B \cdot f_y \cdot \left(1 - \frac{\rho \cdot f_y}{1.70 \cdot f'_c}\right)}} = 52.413 \text{ cm}$$

$$H := \text{Ceil}\left(D + \text{rec} + \frac{\phi_{x3}}{2}, 5 \text{ cm}\right) = 65 \text{ cm}$$

$$H := 65 \text{ cm}$$

$$\text{VIGA} = "0.5 \times 0.65 \text{ m}"$$

10.11 CALCULO DEL ACERO A LONGITUDINAL VIGA

$$\phi_b := 0.9$$

Tabla 21.2.1 ACI 318-19 Pag.391

ACERO LONGITUDINAL SUPERIOR VIGA

$$\phi_{x3} \equiv 20 \text{ mm}$$

$$\phi_{\text{est}} = 8 \text{ mm}$$

Diámetros de barra Asumido.

$$d := H - \left(\text{rec} + \frac{\phi_{x3}}{2}\right) = 56.5 \text{ cm}$$

$$M_u := |M2| = 27.971 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$a := d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot M_u}{\phi_b \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot B}} = 6.542 \text{ cm}$$

$$As_{x3} := \frac{M_u}{\phi_b \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)} = 13.902 \text{ cm}^2$$

$$c := \frac{a}{\beta_1} = 7.696 \text{ cm}$$

Ver cálculo de ϕ

$$\phi = "0.9 \text{ ok}"$$

$$As_{x\min} := \max\left(\frac{0.80 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}}{f_y}, \frac{14 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}{f_y}\right) \cdot B \cdot d = 9.417 \text{ cm}^2$$

9.6.1.2 ACI 318-19 Pag.135

DISEÑO DE CIMENTACIÓN ZAPATA CONECTADA CON VIGA DE AMARRE ACI-318

$$As_{x3} := \max (As_{x3}, As_{x_{\min}}) = 13.902 \text{ cm}^2$$

$$As_{x3} = "5 \phi 20 \text{ c/ } 7.85 \text{ cm}"$$

$$\rho_{\text{real}} = 0.006$$

10.11.1 ACERO LONGITUDINAL INFERIOR VIGA

$$\phi_{x4} := 20 \text{ mm}$$

Diámetro de barra Asumido.

$$d := H - \left(\text{rec} + \frac{\phi_{x4}}{2} \right) = 56.5 \text{ cm}$$

$$M_u := |M4| = 33.351 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$a := d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot M_u}{\phi_b \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot B}} = 7.901 \text{ cm}$$

$$As_{x4} := \frac{M_u}{\phi_b \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right)} = 16.79 \text{ cm}^2$$

$$c := \frac{a}{\beta_1} = 9.295 \text{ cm}$$

Ver cálculo de ϕ

$$\phi = "0.9 \text{ ok}"$$

$$As_{x_{\min}} := \max \left(\frac{0.80 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}}{f_y}, \frac{14 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}{f_y} \right) \cdot B \cdot d = 9.417 \text{ cm}^2$$

9.6.1.2 ACI 318-19 Pag.135

$$As_{x4} := \max (As_{x4}, As_{x_{\min}}) = 16.79 \text{ cm}^2$$

$$As_{x4} = "6 \phi 20 \text{ c/ } 6.28 \text{ cm}"$$

10.11.2 DISEÑO A CORTE DE LA VIGA

$$b_{\min} := \min (b_1, b_2) = 0.4 \text{ m}$$

$$x_i := \frac{b_{\min}}{2} + d$$

$$x_i = 0.765 \text{ m}$$

Ver interpolación

Cortante Maximo:

Cortante minimo:

$$V_{2d} = 16.458 \text{ tonnef}$$

$$V_{5d} = -28.058 \text{ tonnef}$$

$$V_u := \max(|V_{2d}|, |V_{5d}|)$$

$$V_u = 28.058 \text{ tonnef}$$

$$b_w := B$$

$$f_{yt} := f_y$$

$$d = 56.5 \text{ cm}$$

$$\rho_w := \frac{\max(Asx_3, Asx_4)}{B \cdot d} = 0.006$$

$$A_{v_min}/s := \max\left(\frac{0.75 \cdot \sqrt{f_c \cdot \psi}}{f_{yt}} \cdot b_w, \frac{50}{f_{yt} \cdot \psi^{-1}} \cdot b_w\right)$$

[9.6.3.4 ACI 318-19](#)
[Pag.138](#)

$$A_{v_min}/s = 0.042 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$$

$$\lambda := 1$$

(Hormigón de Peso Normal)

$$\lambda_s := \min\left(\sqrt{\frac{2}{1 + \frac{d}{10 \text{ in}}}}, 1\right) = 0.788$$

obs = "Se requiere refuerzo por corte"

$$A_v/s = 0.066 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$$

$$\phi_{est} \equiv 8 \text{ mm}$$

Asumir diámetro de estribo

$$A_v := 2 \cdot \left(\pi \cdot \frac{\phi_{est}^2}{4}\right) = 1.005 \text{ cm}^2$$

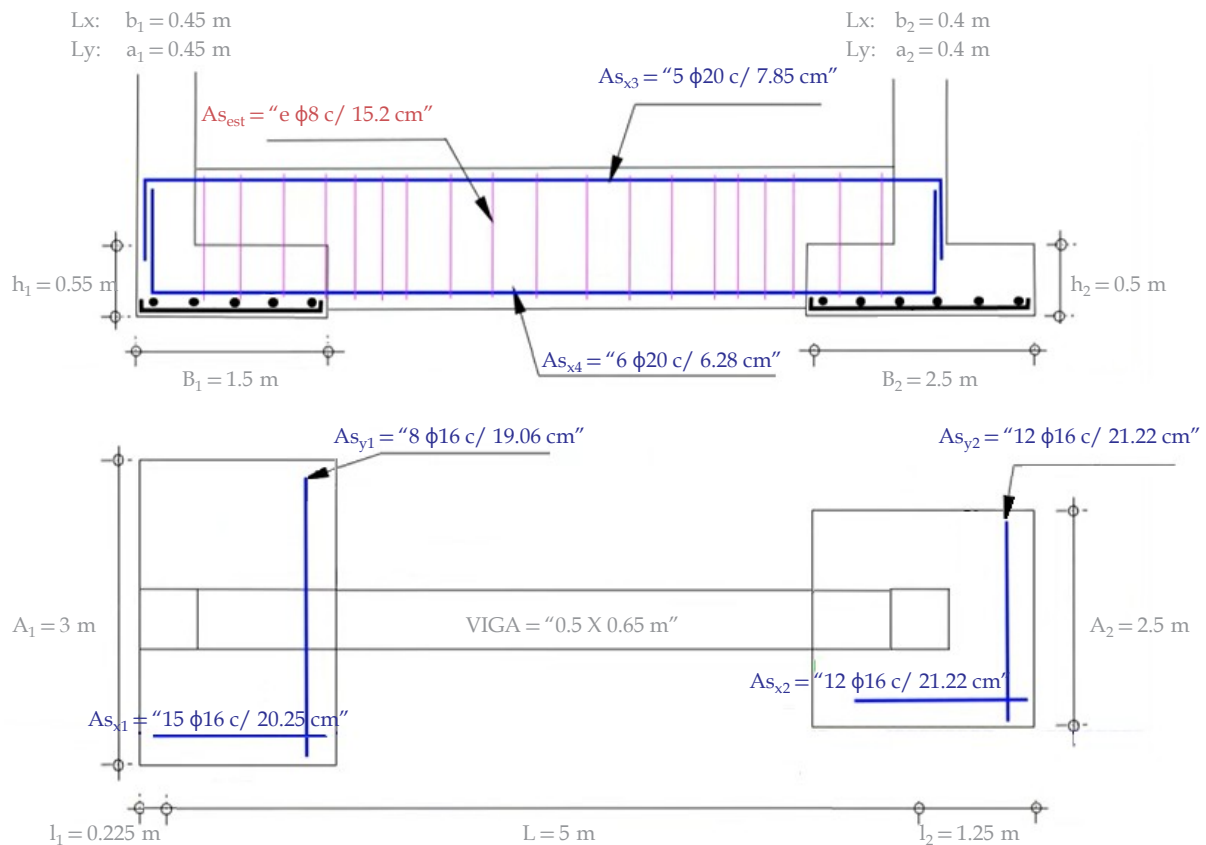
Dos ramas de estribo

$$s := \frac{A_v}{A_v/s} = 15.194 \text{ cm}$$

$$As_{est} = "e \phi 8 \text{ c/ } 15.2 \text{ cm}"$$



10.12 ESQUEMA DE ARMADO





10.13 VERIFICACION DE LA CAPACIDAD DEL SUELO

ZAPATA 1

- Excentricidad en x: $e_{ux} := |0 \text{ cm}| = 0 \text{ cm}$ *Se dimensiono el lado B1 de tal manera que la resultante de cargas caiga en el centroide de la zapata.*
- Excentricidad en y: $e_{uy} := |0 \text{ cm}| = 0 \text{ cm}$ *No se tomaron en cuenta los momentos en "x", por lo que se hizo un analisis en un solo plano.*
- Longitud Efectiva: $A' := A_1 - 2 \cdot e_{uy} = 3 \text{ m}$
- Ancho efectivo: $B' := B_1 - 2 \cdot e_{ux} = 1.5 \text{ m}$
- Área Efectiva $Area' := A' \cdot B' = 4.5 \text{ m}^2$
- Cohesion $c' := 0 \text{ kPa}$
- inclinación de la carga sobre la cimentación respecto a la vertical $\beta := 0 \text{ deg}$
- Angulo de Fricción interna: $\phi' := 30 \text{ deg}$
- Nivel de fundación: $D_f := 2.5 \text{ m}$
- Nivel freático: $D_w := 0 \text{ m}$

10.13.1 CAPACIDAD EN EL ESTADO LIMITE DE RESISTENCIA

$$q_n = c' \cdot N_{cm} + \gamma_s \cdot D_f \cdot N_{qm} \cdot C_{wq} + \frac{1}{2} \cdot \gamma_s \cdot B' \cdot N_{\gamma m} \cdot C_{w\gamma}$$

[10.6.3.1.2a-1 AASHTO LRFD 2020 \(Pag.1358\)](#)

10.13.2 CAPACIDAD RESISTENTE DEL SUELO

$$\phi_b := 0.45$$

[Tabla 10.5.5.2.2-1 AASHTO LRFD 2020 \(Pag. 1330\)](#)

• Capacidad Neta

$$q_u = 0.853 \text{ MPa}$$

$$q_u = 8.697 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

• Capacidad Segura

$$q_{\text{seg}} := \frac{q_u}{FS} = 0.171 \text{ MPa}$$

$$q_{\text{seg}} = 1.739 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

• Capacidad Resistente

$$q_r := \phi_b \cdot q_u = 0.384 \text{ MPa}$$

$$q_r = 3.914 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

if $q_r > \sigma_{u-1}$ "Capacidad Suficiente" else "Capacidad Insuficiente"	= "Capacidad Suficiente"
---	--------------------------

$$\sigma_{u-1} = 1.556 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$



ZAPATA 2

- Excentricidad en x: $e_{ux} := |0 \text{ cm}| = 0 \text{ cm}$ *Se dimensiono el lado B2 de tal manera que la resultante de cargas caiga en el centroide de la zapata.*
- Excentricidad en y: $e_{uy} := |0 \text{ cm}| = 0 \text{ cm}$ *No se tomaron en cuenta los momentos en "x", por lo que se hizo un analisis en un solo plano.*
- Longitud Efectiva: $A' := A_2 - 2 \cdot e_{uy} = 2.5 \text{ m}$
- Ancho efectivo: $B' := B_2 - 2 \cdot e_{ux} = 2.5 \text{ m}$
- Área Efectiva $Area' := A' \cdot B' = 6.25 \text{ m}^2$
- Cohesion $c' := 0 \text{ kPa}$
- inclinación de la carga sobre la cimentación respecto a la vertical $\beta := 0 \text{ deg}$
- Angulo de Fricción interna: $\phi' := 30 \text{ deg}$
- Nivel de fundación: $D_f := 2.5 \text{ m}$
- Nivel freático: $D_w := 0 \text{ m}$

10.13.3 CAPACIDAD EN EL ESTADO LIMITE DE RESISTENCIA

$$q_n = c' \cdot N_{cm} + \gamma_s \cdot D_f \cdot N_{qm} \cdot C_{wq} + \frac{1}{2} \cdot \gamma_s \cdot B' \cdot N_{\gamma m} \cdot C_{w\gamma}$$

10.6.3.1.2a-1 AASHTO LRFD
2020 (Pag.1358)

10.13.4 CAPACIDAD RESISTENTE DEL SUELO

$$\phi_b := 0.45$$

Tabla 10.5.5.2.2-1 AASHTO LRFD
2020 (Pag. 1330)

• Capacidad Neta

$$q_u = 1.041 \text{ MPa}$$

$$q_u = 10.617 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

• Capacidad Segura

$$q_{seg} := \frac{q_u}{FS} = 0.208 \text{ MPa}$$

$$q_{seg} = 2.123 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

• Capacidad Resistente

$$q_r := \phi_b \cdot q_u = 0.469 \text{ MPa}$$

$$q_r = 4.778 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

if $q_r > \sigma_{u_2}$ "Capacidad Suficiente" else "Capacidad Insuficiente"	= "Capacidad Suficiente"
--	--------------------------

$$\sigma_{u_2} = 1.708 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$



10.14 CALCULO DEL K DE BALASTO

K₃₀ obtenido de un ensayo de placa

$$K_{30} := 30000.000 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

ZAPATA 1

Para una Zapata Cuadrada de lado: $B_C := \sqrt{A_1 \cdot B_1} = 2.121 \text{ m}$

Para suelos cohesivos

$$k_1 := \frac{K_{30} \cdot 0.3 \text{ m}}{B_C}$$

Para suelos arenosos

$$k_2 := K_{30} \cdot \left(\frac{B_C + 0.3 \text{ m}}{2 \cdot B_C} \right)^2$$

Escoger el tipo de suelo

suelos := "arenosos" ▾

$$k_{\text{cuadrado}} := \begin{cases} \text{if suelos} = \text{"cohesivos"} \\ \quad \left| \begin{array}{l} k_{\text{cuadrado}} \leftarrow k_1 \end{array} \right| \\ \text{if suelos} = \text{"arenosos"} \\ \quad \left| \begin{array}{l} k_{\text{cuadrado}} \leftarrow k_2 \end{array} \right| \end{cases} = 9771.32 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Para una zapata rectangular

$$k_{\text{rectangular}} := \frac{2}{3} \cdot k_{\text{cuadrado}} \cdot \left(1 + \frac{B_1}{2 \cdot A_1} \right)$$

$$k_{\text{rectangular}} = 8142.767 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

ZAPATA 2

Para una Zapata Cuadrada de lado: $B_C := \sqrt{A_2 \cdot B_2} = 2.5 \text{ m}$

Para suelos cohesivos

$$k_1 := \frac{K_{30} \cdot 0.3 \text{ m}}{B_C}$$

Para suelos arenosos

$$k_2 := K_{30} \cdot \left(\frac{B_C + 0.3 \text{ m}}{2 \cdot B_C} \right)^2$$

Escoger el tipo de suelo

suelos := "arenosos" ▾

$$k_{\text{cuadrado}} := \begin{cases} \text{if suelos} = \text{"cohesivos"} \\ \quad \left| \begin{array}{l} k_{\text{cuadrado}} \leftarrow k_1 \end{array} \right| \\ \text{if suelos} = \text{"arenosos"} \\ \quad \left| \begin{array}{l} k_{\text{cuadrado}} \leftarrow k_2 \end{array} \right| \end{cases} = 9408 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Para una zapata rectangular

$$k_{\text{rectangular}} := \frac{2}{3} \cdot k_{\text{cuadrado}} \cdot \left(1 + \frac{B_2}{2 \cdot A_2} \right)$$

$$k_{\text{rectangular}} = 9408 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

APÉNDICE D – HOJA DE CÁLCULO PARA MURO DE CONCRETO REFORZADO

En este apéndice se presenta la hoja de cálculo desarrollada para el diseño automatizado de muros en voladizo de concreto reforzado. La herramienta integra los procedimientos de predimensionamiento, análisis de estabilidad, cálculo de presiones sobre el terreno, diseño estructural y verificaciones requeridas conforme al **ACI 318-19**, permitiendo automatizar el proceso presentado en el Capítulo 4 de esta investigación.

Las páginas siguientes corresponden a la versión final de la hoja de cálculo desarrollada durante la presente investigación.

Las páginas siguientes corresponden a la versión final de la hoja de cálculo desarrollada durante la presente investigación:

1. Hoja de cálculo para muro en voladizo.

6. DISEÑO DE MURO EN VOLADIZO POR EL ACI 318-19

6.1 PROPIEDADES DEL SUELO, CONCRETO, ACERO Y FACTORES DE SEGURIDAD

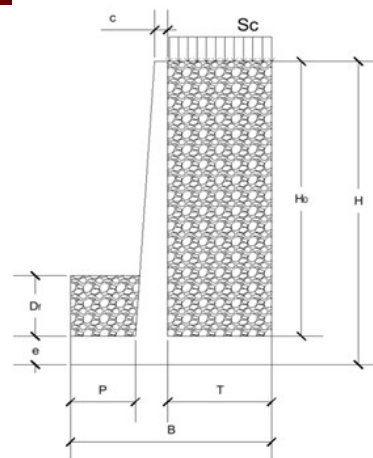
6.1.1 Propiedades del hormigón y del acero:

$$f'_c := 175 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Resistencia a la compresión del concreto}$$

$$\gamma_h := 2400 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3} \quad \text{Peso volumétrico del concreto}$$

$$f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Resistencia del acero a la flexión}$$

$$E_s := 2.1 \cdot 10^6 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Modulo de elasticidad del acero}$$



6.1.2 DATOS DEL TERRENO:

$$\gamma_s := 1900 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3} \quad \text{Peso específico de los suelos}$$

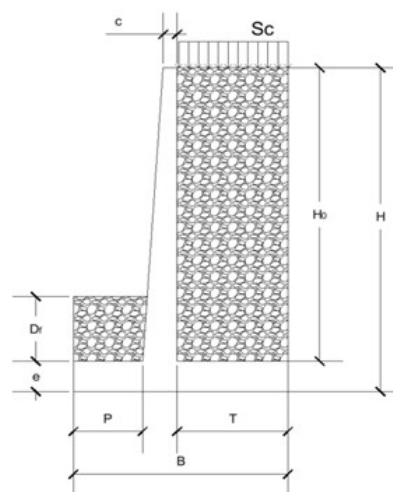
$$\sigma_t := 3 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Capacidad de carga del suelo}$$

$$\phi_s := 32 \quad \text{Angulo de fricción interna del suelo}$$

$$\alpha_s := 90 \quad \text{Angulo de cara interna del muro con la horizontal}$$

$$\beta_s := 0 \quad \text{Angulo de relleno con la horizontal}$$

$$D_f := 1.0 \text{ m} \quad \text{Profundidad de excavación}$$



6.1.3 FACTOR DE SEGURIDAD:

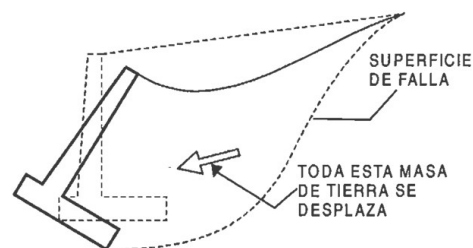
$$FSD := 1.5 \quad \text{Factor de seguridad por deslizamiento}$$

$$FSV := 1.75 \quad \text{Factor de seguridad por volteo}$$

6.1.4 SOBRECARGA:

$$S_C := 0 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \quad \text{Sobrecarga sobre la estructura}$$

$$h_s := \frac{S_C}{\gamma_s} = 0 \text{ m}$$



Favor leer las instrucciones de uso de la hoja

6.2 PREDIMENSIONAMIENTO DEL MURO

6.2.1 Altura del muro:

$$H := 5.5 \text{ m} \quad \text{Altura total del muro desde la zapata}$$

6.2.2 Corona del muro:

$$c := 20 \text{ cm} \quad \text{Mínimo} = 0.2 \text{ m} // \text{Sugerido } 0.3 \text{ m}$$

6.2.3 Ancho del muro:

**Se sugiere una base de 0.5 a 0.7 H

$$B := 0.6 \cdot H = 3.3 \text{ m} \quad \text{Sugerido}$$

$$\bar{B} := 2.70 \text{ m} \quad \text{Ancho de la base}$$

6.2.4 Peralte del muro:

**Se sugiere una peralte de 0.1 H

$$e := 0.1 \cdot H = 0.55 \text{ m}$$

$$\bar{e} := 0.5 \text{ m} \quad \text{Peralte de la cimentación del muro}$$

$$H_0 := H - e = 5 \text{ m}$$

6.2.5 Punta del muro:

**Se sugiere una punta de $\min = e$ a $P = B/4$ a $P = B/3$

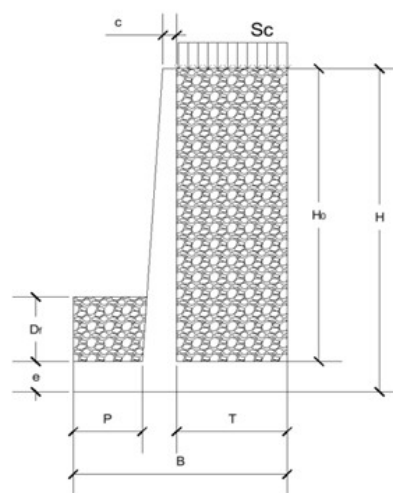
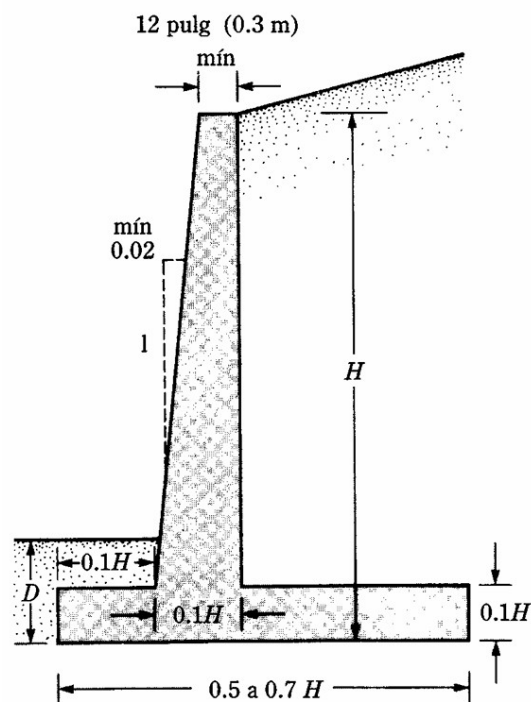
$$P := 0.5 \text{ m}$$

6.2.6 Recubrimiento del muro:

$$r_m := 4 \text{ cm} \quad \beta_1 := 0$$

6.2.6 Recubrimiento de la zapata:

$$r_z := 7.5 \text{ cm}$$



6.2.7 Dimensionamiento de la pantalla:

Cálculo de peralte F en parte baja de pantalla

Cálculo Ka:

ϕ	Ka	0.307		0	32
β	28	30	32	34	36
0	0.361	0.333	0.307	0.283	0.26
5	0.366	0.337	0.311	0.286	0.262
10	0.38	0.35	0.321	0.594	0.27
15	0.409	0.373	0.341	0.311	0.283
20	0.461	0.414	0.374	0.338	0.306
25	0.573	0.494	0.434	0.385	0.343



Cálculo automatizado de la constante de Rankine.

$$K_a = 0.307$$

Con la ecuación del momento ultimo tenemos:

$$M_u := 1.7 \cdot \left[\frac{K_a \cdot \gamma_s \cdot H_0^2}{2} \cdot \left(\frac{H_0}{3} + h_s \right) \cdot m \right] = [20.659] \text{ tonnef} \cdot m$$

$$\rho := \frac{0.7 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \left(\frac{cm^2}{kgf} \right)}}{f_y \cdot \left(\frac{cm^2}{kgf} \right)} = 2.205 \cdot 10^{-3}$$

$$\omega := 0.85 \cdot \rho = 1.874 \cdot 10^{-3}$$

$$\omega := 0.096$$

$$d := \sqrt{\frac{M_u}{0.9 \cdot 1 \cdot m \cdot f'_c \cdot \omega \cdot (1 - 0.59 \cdot \omega)}} = [38.057] \text{ cm}$$

$$F := d + r_m + \frac{1.6 \cdot cm}{2} = [42.857] \text{ cm} \text{ sugerido como valor de ancho de la parte baja de la pantalla del muro}$$

$$F := 65 \text{ cm} \text{ Ancho de la parte baja de la pantalla}$$

$$d_{real} := F - r_m - \frac{1.6 \text{ cm}}{2} = 60.2 \text{ cm}$$

6.2.8 Talón del muro: $T := B - P - F = 1.55 \text{ m}$

6.3 Verificación por corte del muro:

$$V_u := 1.7 \cdot K_a \cdot \gamma_s \cdot (H_0 - d_{real}) \cdot ((0.5) \cdot (H_0 - d) + h_s) \cdot m = [10.073] \text{ tonnef}$$

$$b := 100 \text{ cm}$$

$$V_{c1} := (0.53 \sqrt{f'_{c1}}) \cdot b_1 \cdot d_1 = 42207.671$$

$$V_c := V_{c1} \cdot kgf = 42.208 \text{ tonnef}$$

$$0.85 V_c \geq V_u \quad \text{Cumple}$$

6.4 Verificación por volteo del muro:

No	MATERIAL	PESO VOL. SUELO	AREA (m ²)	VOLUMEN (1m ³)	PESO (ton)	BRAZO (m)	MOMENTO
1	Concreto	2.4	1.35	1.35	3.24	1.35	4.37
2	Concreto	2.4	1	1	2.4	0.85	2.04
3	Concreto	2.4	0.625	0.625	1.5	0.67	1.01
4	Suelo	1.9	8.5	8.5	17	1.825	30.35
5		1.9					
				ΣFv	23.77	Mv	37.769

$$P_{esot} = 23.77 \text{ tonnef}$$

$$M_t = 37.769 \text{ tonnef} \cdot m$$

Empuje activo de Rankine:

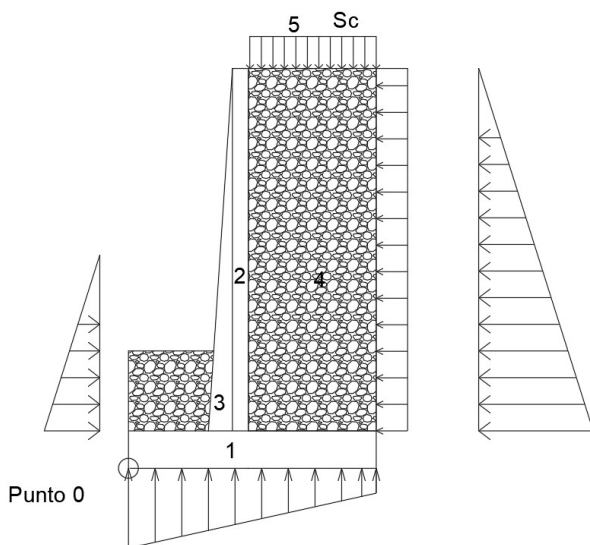
$$K_a = 0.307$$

6.4.1 Calculo del empuje debido a la sobrecarga:

$$E_{sc} := K_a \cdot \gamma_s \cdot h_s \cdot H \cdot m = 0 \text{ tonnef}$$

6.4.2 Calculo del empuje debido a la carga horizontal:

$$E_a := \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot \gamma_s \cdot H^2 \cdot m = 8.822 \text{ tonnef}$$



6.4.3 Calculo de fuerzas horizontales y momentos:

FUERZA	PESO	BRAZO	MOMENTO
E/A(S/C)	0.0	2.25	0
E/A	8.7	1.5	12.9777467
PESO	8.65183115	SUMATORIA	12.9777467

$$F_{fh} = 8.652 \text{ tonnef}$$

$$M_{FH} = 12.978 \text{ tonnef} \cdot m$$

6.5 VERIFICACIONES:

Cálculo de coeficiente de fricción interna del suelo:

$$\mu := \tan(\phi_s^\circ) = 0.62$$

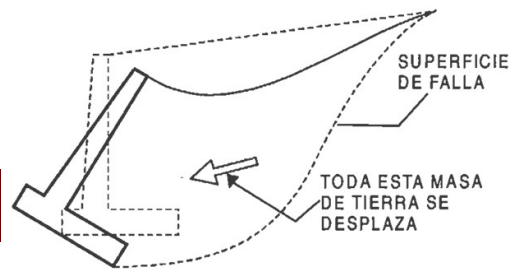
6.5.1 Estabilidad del muro por desplazamiento horizontal:

$$f_r := P_{esot} \cdot \mu = 14.853 \text{ tonnef}$$

$$FS_d := \frac{f_r}{F_{fh}} = 1.717 > FSD = 1.5$$

Verificación por desplazamiento horizontal si $FS_d > FSD$ (ok):

Cumple !!



Si el valor por desplazamiento horizontal resulta menor que el factor de seguridad asignado, se tendría que mejorar la calidad del suelo por medio de restitución o añadir un diente en el muro para garantizar su estabilidad

6.5.2 Estabilidad del muro por volteo:

$$FS_v := \frac{M_t}{M_{FH}} = 2.91 > FSV = 1.75 \quad \text{Cumple !!}$$

6.5.3 Estabilidad frente a presiones excesivas:

Cálculo de ubicación de la resultante "x":

$$X_r := \frac{M_t - M_{FH}}{P_{esot}} = 1.04 \text{ m}$$

$$B_1 := \frac{B}{3} = 0.9 \text{ m}$$

$$B_2 := 2 \cdot \frac{B}{3} = 1.8 \text{ m}$$

$$B/3 > X > 2B/3$$

$$B_1 = 0.9 \text{ m} \quad X_r = 1.043 \text{ m} \quad B_2 = 1.8 \text{ m}$$

Cumple !!

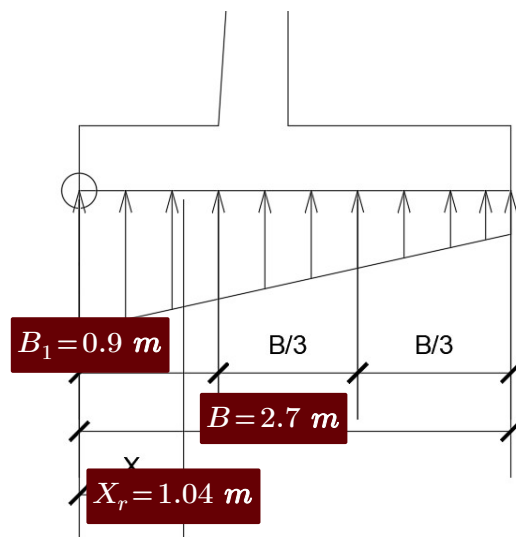
Cálculo de la excentricidad ex: $B/2 - X_r > ex > B/6$

$$e_x := \left\| \begin{array}{l} \text{if } \frac{B}{2} - X_r \leq \frac{B}{6} \\ \quad \left\| e_x \leftarrow \frac{B}{2} - X_r \right\| \\ \text{else} \\ \quad \left\| e_x \leftarrow \frac{B}{6} \right\| \end{array} \right\| = 0.307 \text{ m}$$

Cumple !!

$$\frac{B}{6} = 0.45 \text{ m}$$

$$e_x := 0.44 \text{ m}$$



En esta etapa del cálculo, se realiza un análisis para verificar que el terreno soporta la carga sometida



$$e_x = 0.44 \text{ m}$$

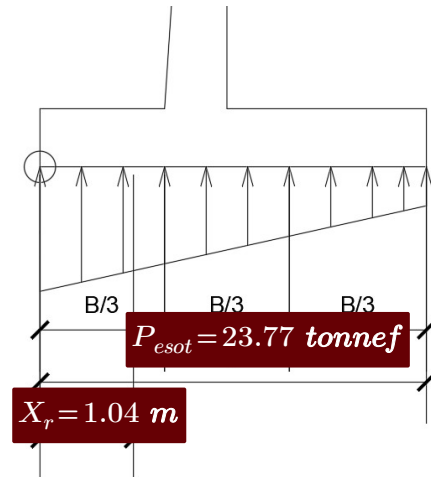
$$L := 1 \text{ m}$$

$$\sigma_t = 30 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

$$q_{admax} := \frac{P_{esot}}{B \cdot L} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e_x}{B}\right) = 17.412 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

$$q_{admin} := \frac{P_{esot}}{B \cdot L} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot e_x}{B}\right) = 0.196 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{if } q_{admax} < \sigma_t \\ \quad \text{"Cumple"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"No cumple"} \end{array} \right\} = \text{"Cumple"}$$



Cálculo de q1:

$$A_{talon} := T \cdot 1 \text{ m}$$

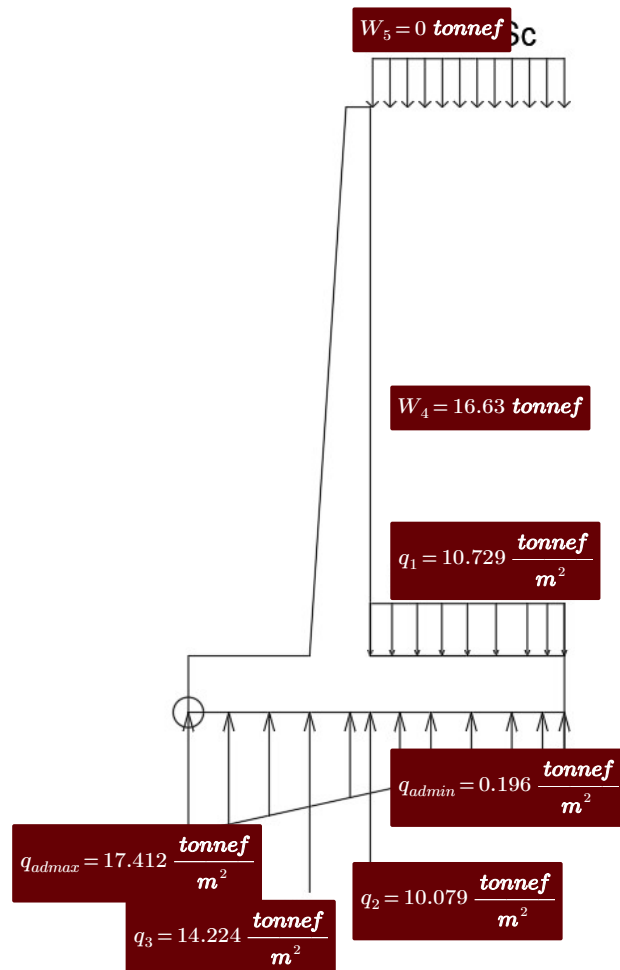
$$q_1 := \frac{W_4 + W_5}{A_{talon}} = 10.729 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

Cálculo de q2:

$$q_2 := \frac{q_{admax} - q_{admin}}{B} \cdot T + q_{admin}$$

Cálculo de q3:

$$q_3 := \left(\frac{q_{admax} - q_{admin}}{B} \cdot (T + F) \right) + q_{admin}$$



6.6 CÁLCULO DE MOMENTOS FLECTORES Y FUERZAS CORTANTES:

6.6.1 En la pantalla:

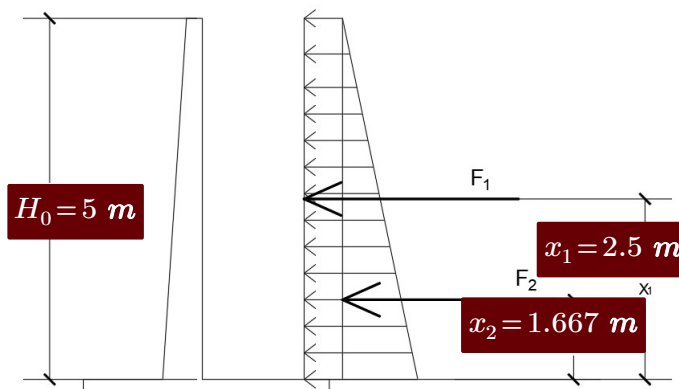
$$x_1 := \frac{H_0}{2} \quad x_2 := \frac{H_0}{3}$$

$$F_1 := K_a \cdot (S_C \cdot H_0 \cdot 1 \text{ m})$$

$$F_1 = 0 \text{ tonnef}$$

$$F_2 := \frac{1}{2} \cdot \gamma_s \cdot H_0^2 \cdot K_a \cdot 1 \text{ m}$$

$$F_2 = 7.291 \text{ tonnef}$$



FUERZA	PESO (TON)	X(m)	Momento (ton.m)
F1	3.41	2.50	8.53
F2	7.29	1.67	12.15
Vpa	10.70125	Mtpa	20.68

$$M_{tpa} = 20.677 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$V_{pa} = 10.701 \text{ tonnef}$$

6.6.2 En la punta (P):

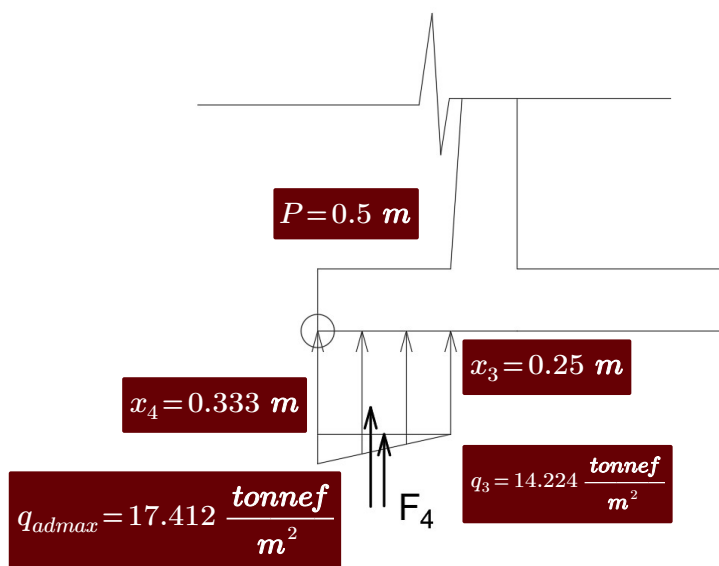
$$x_3 := \frac{P}{2} \quad x_4 := \frac{2 P}{3}$$

$$F_3 := q_3 \cdot P \cdot 1 \text{ m}$$

$$F_4 := (q_{admax} - q_3) \cdot \frac{1}{2} \cdot P \cdot 1 \text{ m}$$

$$F_3 = 7.112 \text{ tonnef}$$

$$F_4 = 0.797 \text{ tonnef}$$



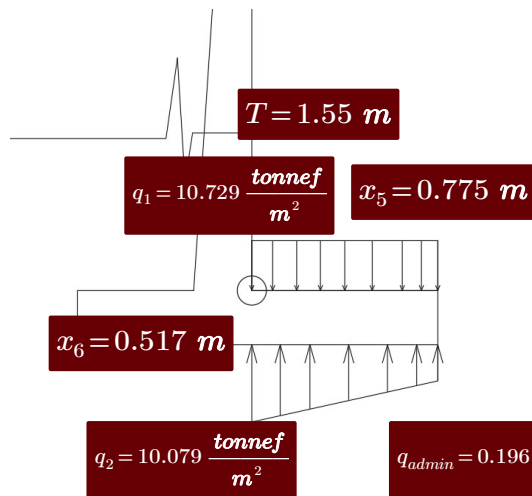
FUERZA	PESO (TON)	BRAZO (m)	MOMENTO (Ton-m)
F3	7.11179851	-0.25	-1.777949627
F4	0.79704313	-0.333333	-0.265681045
Vp	7.90884164	Mp	-2.043630671

$$V_p = 7.909 \text{ tonnef}$$

$$M_p = -2.044 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$



6.6.3 En el Talón:



$$x_5 := \frac{T}{2}$$

$$x_6 := \frac{T}{3}$$

$$F_5 := q_1 \cdot T \cdot 1 \text{ m}$$

$$F_5 = 16.63 \text{ tonnef}$$

$$F_6 := q_{admin} \cdot T \cdot 1 \text{ m}$$

$$F_6 = 0.303 \text{ tonnef}$$

$$F_7 := \frac{1}{2} \cdot (q_2 - q_{admin}) \cdot T \cdot 1 \text{ m}$$

$$F_7 = 7.66 \text{ tonnef}$$

FUERZA	PESO (Ton)	BRAZO (m)	MOMENTO (Ton-m)
F5	-16.63	0.775	-12.89
F6	0.30323868	0.775	0.24
F7	7.65958451	0.52	3.96
Vt	-8.6671768	Mt	-8.70

$$V_t = -8.667 \text{ tonnef}$$

$$M_t = -8.696 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

6.7 CALCULO DE ACERO DE REFUERZO EN MURO:

6.7.1 En la cara interior:

$$M_u = [2065854.167] \text{ (kgf} \cdot \text{cm)}$$

$$f'_c = 175 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$A_{smin} := \frac{0.7 \cdot \sqrt{f'_{c1}}}{f_{y1}} \cdot b \cdot d_{real}$$

$$d_{real} := 40.00 \text{ cm}$$

$$f_y = (4.2 \cdot 10^3) \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$A_{smin} = 13.273 \text{ cm}^2$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$\rho_{min} := \frac{A_{smin}}{b \cdot d_{real}}$$

$$\phi_t := 0.9$$

$$\rho_{min} = 3.3182 \cdot 10^{-3}$$



Mu	2065854	kg-cm	Asv	14.39	cm ²	N° Varilla	5/8
d	40	cm	a	4.06	cm		
b	100	cm	a	4.06	cm		
φ	0.9		Nota: por medio de un proceso iterativo ingrese los valores de "a" hasta que estos sean iguales				
f'c	175	kg/cm ²					
fy	4200	kg/cm ²					
r	4	cm					
	cantidad de varillas		n	=	8	Aspantalla	15.84

$$A_{spantalla} = 15.84 \text{ cm}^2$$

6.7.2 En la cara exterior:

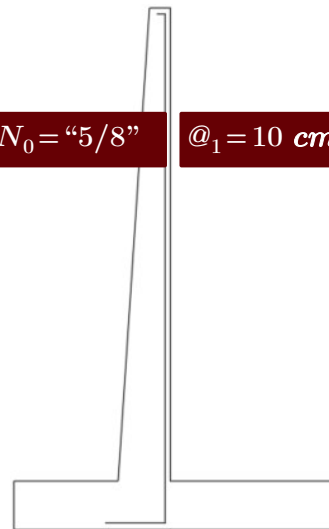
$$\rho_{min} = 3.3182 \cdot 10^{-4} A_{smin} = 13.273 \text{ cm}^2$$

$$b = 100 \text{ cm} \quad d_{real} = 40 \text{ cm}$$

$$H_0 = 5 \text{ m}$$

$$N_0 = "5/8"$$

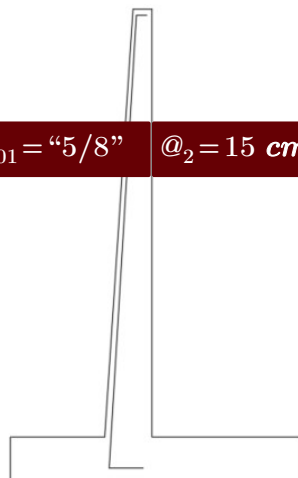
$$@_1 = 10 \text{ cm}$$



pmin	0.0033	N° varilla	5/8	rec	4	
d	40	cm				
b	100	cm				
Amin	13.27	cm ²	=	13.86	cm ²	
Catidad de varillas		n	=	7		
Espaciamiento		s	=	15.20	=	15

$$N_{01} = "5/8"$$

$$@_2 = 15 \text{ cm}$$





6.7.3 Acero horizontal en la parte inferior de la pantalla:

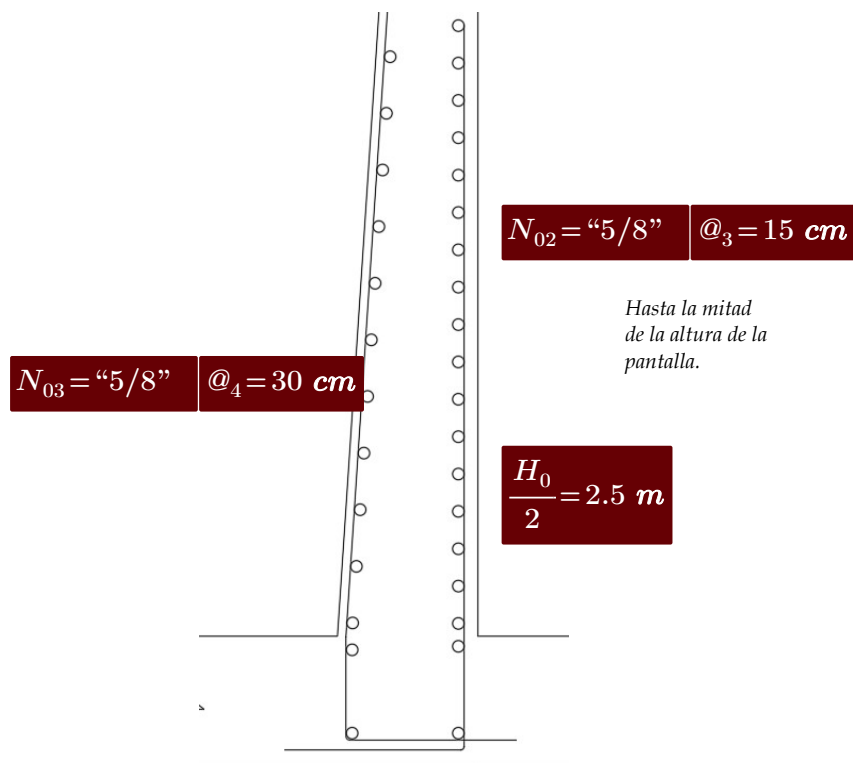
$$\rho_{min} = 3.3182 \cdot 10 F = 65 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d_{real} = 40 \text{ cm}$$

$$r_m = 4 \text{ cm}$$

CARA INTERIOR					
Diámetro	5/8	pmin	0.0020		
d=F	65	cm	Ast	13.00	cm ²
b	100	cm			
rc	4	cm			
Cara interior		2/3	Ast	=	8.67
5/8	5	Ast	9.9	cm ²	
Nº varilla	cantidad	Área		cm ²	
Espaciamiento	S	18.082	cm		15
CARA EXTERIOR					
Cara exterior		1/3	Ast	=	4.33
5/8	3	Ast	5.94	cm ²	
Espaciamiento	S	30.1366667	cm		30



6.7.4 Acero horizontal en la parte superior de la pantalla:

$$\rho_{min} = 3.3182 \cdot 10 F = 65 \text{ cm}$$

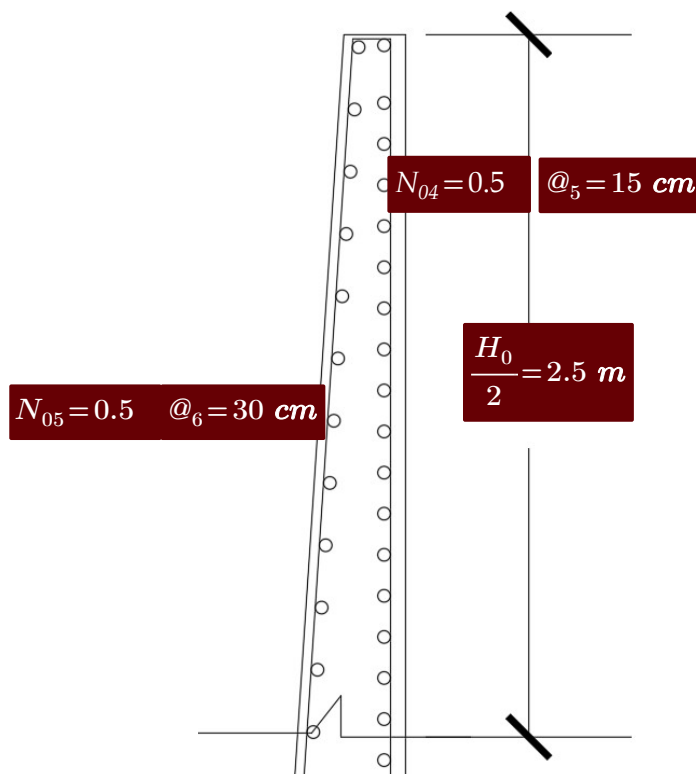
$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d_{real} = 40 \text{ cm}$$

$$r_m = 4 \text{ cm}$$

$$t_1 := \frac{F + c}{2} = 42.5 \text{ cm}$$

CARA INTERIOR						
Diámetro	1/2	pmin	0.0020			
d=F	42.5	cm	Ast	8.5	cm ²	
b	100	cm				
rc	4	cm				
Cara interior	2/3	Ast	=	5.67	cm ²	
1/2	5	Ast	=	6.35	cm ²	
N° varilla	cantidad	Área				
Espaciamiento	18.15	S	=	15	cm	
CARA EXTERIOR						
Cara exterior	1/3	Ast	=	2.83	cm ²	
1/2	3	Ast	3.81	cm ²		
Espaciamiento	S	30.24	cm	30	cm	





6.8 Acero en la zapata:

6.8.1 Acero principal en la punta:

$$M_p := 28.52 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

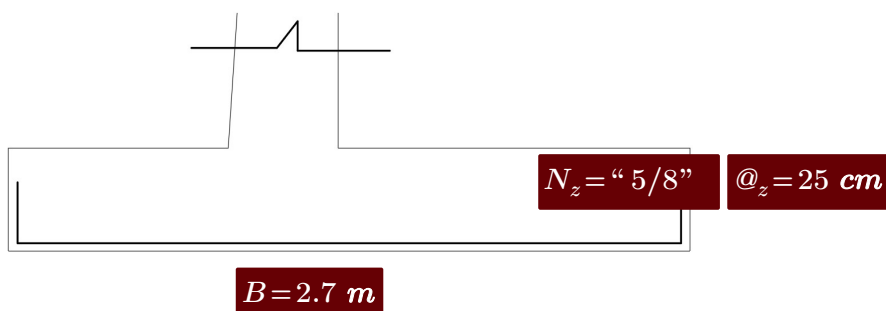
$$f'_c = 175 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$f_y = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$d_z := e - r_z - \frac{1.27 \text{ cm}}{2} = 41.865 \text{ cm}$$

$$r_z = 7.5 \text{ cm}$$

Mmax	2852000	kg-cm							
Mu	4848400	kg-cm	Az	30.956	cm ²	ρ	0.0074	utilizar cuantía minima	
d	41.865	cm	a	0.86	cm	ρ _{min}	0.0018	ACI 318	
b	100	cm		0.86	cm				
Φ	0.9		Az	7.54	cm ²	=	7.92	cm ²	
Fc	175	kg/cm ²	ρ	0.0074	Varilla N°	5/8			
Fy	4200	kg/cm ²	Cantidad de varillas		4				
rz	7.5	cm	Espaciamiento		27.8033333	cm	25	cm	
cortante concreto	29.35								



6.8.1.2 Verificación por corte:

$$V_p = 7.909 \text{ tonnef}$$

$$V_{uz} := V_p \cdot 1.7 = 13.445 \text{ tonnef}$$

$$V_{zc1} = 29.353 \text{ tonnef}$$

Verificamos la contribución del concreto.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{if } V_{zc1} \geq V_{uz} \\ \quad \left\{ \begin{array}{l} V_{z1} \leftarrow \text{"cumple"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"no cumple"} \end{array} \right. \\ \end{array} \right\} = \text{"cumple"}$$



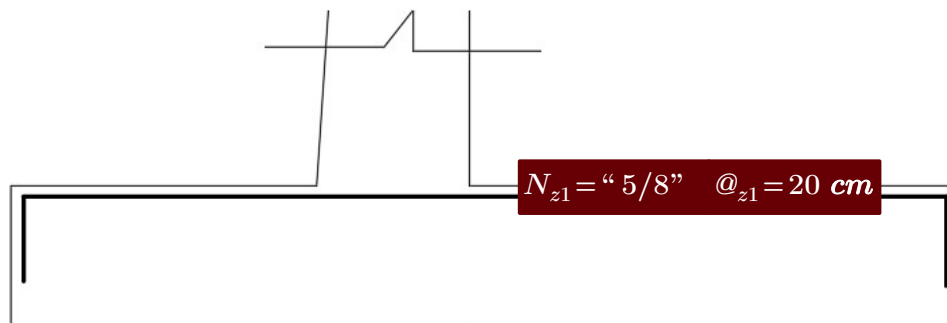
6.8.2 Acero principal en el talón:

$$T = 1.55 \text{ m}$$

$$V_t = 8.667 \text{ tonnef} \cdot -1$$

$$M_t = 8.696 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \cdot -1$$

Mmax	-869578.802	kg-cm							
Mu	-1478283.96	kg-cm	Az	9.6563	cm ²	ρ	0.0023	utilizar cuantía mínima	
d	41.865	cm	a	2.73	cm	$\rho_{\min}$	0.0018	ACI 318	
b	100	cm		2.73	cm				
Φ	0.9		Az	9.66	cm ²	=	9.9	cm ²	
Fc	175	kg/cm ²	ρ	0.0018	Varilla N°	5/8			
Fy	4200	kg/cm ²	Cantidad de varillas		5				
rz	7.5	cm	Espaciamiento		20.8525	cm	20	cm	
cortante concreto	29.35								



6.8.2.1 Verificación por corte:

$$V_t = 8.667 \text{ tonnef} \cdot -1$$

$$V_{tult} := V_t \cdot 1.7 = -14.734 \text{ tonnef}$$

$$V_{zc1} = 29.353 \text{ tonnef}$$

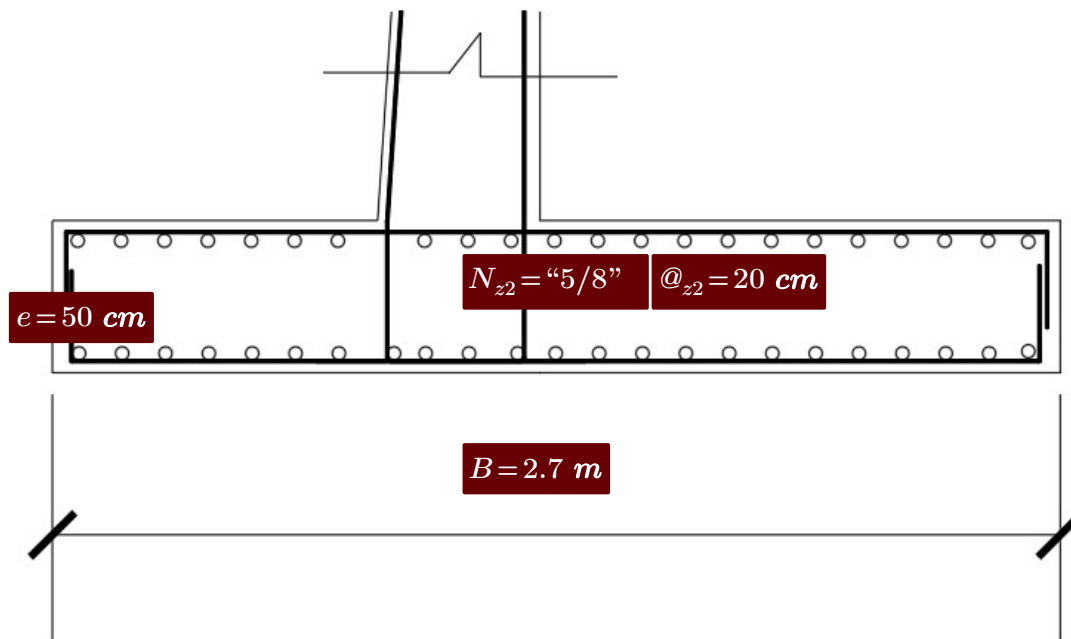
Verificamos la contribución del concreto.

if $V_{zc1} \geq V_{tult}$	= "cumple"
$V_{z1} \leftarrow$ "cumple"	
else	
"no cumple"	



6.8.2 Acero transversal en punta y talón:

p_{min}	0.0018	N° varilla	5/8	rec	7.5	
e	50	cm				
b	100	cm				
A_{min}	9.00	cm ²	=	9.90	cm ²	
Catidad de varillas		n	=	5		
Espaciamiento		s	=	22.73	=	20



6.9 DETALLADO DE ACERO EN MURO:

