



Universidad de Cuenca

UNIVERSIDAD DE CUENCA
FACULTAD DE INGENIERÍA
INGENIERÍA CIVIL

**“CÁLCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL PARA EL PARQUEADERO
SUBTERRÁNEO DEL CAMPUS CENTRAL DE LA UNIVERSIDAD DE CUENCA
EN ESTRUCTURA METÁLICA Y HORMIGÓN ARMADO”**

TESIS PREVIA A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

AUTORES

MIGUEL ÁNGEL MÉNDEZ PERALTA
CHRISTIAN MANUEL MOROCHO QUIZHPI

DIRECTOR

ING. WILSON FABIÁN CORDERO GULÁ

Cuenca, abril de 2014



RESUMEN

En el presente proyecto se realiza el análisis y diseño estructural del estacionamiento subterráneo del campus central de la Universidad de Cuenca presentando dos alternativas para su diseño, la primera emplea una estructura de hormigón armado y la segunda una estructura metálica. En el análisis estructural se considera dos situaciones; la primera en que el suelo permanece en estado de reposo, y la segunda en la que el suelo se encuentra en un estado activo debido al movimiento de la tierra ocasionado por la presencia del sismo; para determinar el incremento dinámico de la presión lateral se realiza diferentes comparaciones entre el método de Mononobe Okabe, el método empleado por la norma chilena y el método empleado por la norma venezolana.

Para el desarrollo del análisis estructural se emplea el software ETABS 9.7.0 el cual facilita la modelación de la estructura de hormigón armado empleando losas nervadas bidireccionales y losas de placa colaborante para la estructura metálica, dando así un análisis óptimo de la estructura. Para el diseño sismo resistente se ha considerado el análisis estático sugerido por el *CEC 2002* y para el diseño de los elementos de hormigón armado y acero estructural se han creado hojas electrónicas las cuales son una herramienta que facilitan el diseño basándose en los códigos *ACI 318S-08* y *AISC 360-10* respectivamente.

La elaboración de los dos tipos de diseños estructurales tiene la finalidad de determinar la estructura que mejor se adapte a las condiciones físicas y de servicio con el menor costo posible.

PALABRAS CLAVE:

Estacionamiento, hormigón armado, acero, sismo, análisis estructural, diseño estructural, edificaciones subterráneas.



ABSTRACT

In the present project is realize the analysis and the structural design of the subway parking of the Central Campus University from Cuenca, showing two ways for their design, the first one use a structure of reinforce concrete and the second one use a metallic structure. In the structure analysis is consider two conditions the first one in that soil stays in settling state and the second one in the soil is in active state is consideration of soil moving because of presence of the earthquake, to determine the dynamic increasing of the lateral pressure, is realize differences between the Mononobe – Okabe method used by the Chile law and the method used by the Venezuelan law.

To develop the structural analysis is used ETABS v 9.7.0 software, this one helps to get a structural reinforced concrete using ribbed slab bidirectional and play slab to the metallic structure giving a perfect analysis of the structure. To design earthquake resistance is consider the static analysis suggested by CEC 2002 to design of reinforced concrete and structural steel, is created an electronics files to help to design in the base of codes *ACI 318-08* and *AISC 360-10* respectively.

The process of two kind of design has the good to determine the better structure to stay in the physical conditions and service with the lowest possible cost.

KEYWORDS:

Subway parking, reinforce concrete, steel, earthquake, structure analysis, structure design, underground buildings.



CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN	1
1.1 INTRODUCCIÓN Y ANTECEDENTES	1
1.2 OBJETIVO GENERAL	1
1.3 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	2
1.4 JUSTIFICACIÓN	2
CAPÍTULO 2: MARCO TEÓRICO	3
2.1 MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN.	3
2.1.1 EL HORMIGÓN ARMADO	3
2.1.2 ACERO ESTRUCTURAL	9
2.2 CONSIDERACIONES DEL FUNCIONAMIENTO ESTRUCTURAL	13
2.2.1 CONDICIONES DE APOYO	13
2.3 ESFUERZOS EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES.	13
2.3.1 ESFUERZOS NORMALES O DE FLEXIÓN	14
2.3.2 ESFUERZO TANGENCIAL O CORTANTE	14
2.3.3 ESFUERZOS DE TORSIÓN.	14
2.3.4 RELACIÓN ENTRE LOS ESFUERZOS CORTANTES HORIZONTALES Y VERTICALES.	14
2.4 TIPOS DE CARGAS	14
2.4.1 CARGAS DE SERVICIO	14
2.4.2 CARGAS DEL SUELO	15
2.4.3 CARGAS SÍSMICAS	15
2.4.4 COMBINACIONES DE CARGA	19
2.5 TIPOS DE DISEÑO PARA ELEMENTOS ESTRUCTURALES.	20
2.5.1 MÉTODO DEL DISEÑO PARA CARGAS DE SERVICIO O ESFUERZOS DE TRABAJO.	20
2.5.2 MÉTODO DE DISEÑO A LA RESISTENCIA.	20
2.6 NORMATIVAS DE DISEÑO.	21
2.6.1 AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (ACI).	21
2.6.2 AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION (AISC).	22
2.6.3 NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN (NEC).	22
CAPÍTULO 3: ANÁLISIS ESTRUCTURAL	22
3.1 CARGAS DE DISEÑO	23
3.1.1 CARGA DE CANCHA SINTÉTICA	23
3.1.2 CARGA VEHICULAR	23
3.1.3 CARGAS DE SERVICIO PARA EL NIVEL -0.0 m	23
3.1.4 CARGAS DE SERVICIO PARA EL NIVEL -3.0 m	23
3.1.5 CARGAS DE SERVICIO PARA EL NIVEL -6.0 m	24
3.1.6 CARGAS LATERALES DE PRESIÓN DE TIERRAS	24
3.1.7 INCREMENTO DE PRESIÓN LATERAL POR EFECTO DE UNA SOBRECARGA.	28
3.1.8 INCREMENTO DINÁMICO DE PRESIÓN POR EFECTO DEL SISMO	28
3.1.9 CARGA SÍSMICA	34
3.2 COMBINACIONES DE CARGA	35
3.3 PREDIMENSIONAMIENTO ESTRUCTURAL	35
3.3.1 PESOS PROPIOS DE LOSAS	36



3.4 ANÁLISIS ESTRUCTURAL COMPUTARIZADO	36
3.4.1 MODELACIÓN DE ESTRUCTURA DE HORMIGÓN ARMADO	37
3.4.2 MODELACIÓN DE ESTRUCTURA DE ACERO	37
CAPÍTULO 4: DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES EN HORMIGÓN ARMADO Y EN ACERO	38
4.1 DISEÑO DE VIGAS DE HORMIGÓN ARMADO.	39
4.1.1 DISEÑO A FLEXIÓN	39
4.1.2 DISEÑO A CORTANTE	52
4.1.3 DISEÑO A TORSIÓN	58
4.1.4 LONGITUD DE DESARROLLO, ADHERENCIA Y ANCLAJE	67
4.1.5 CONDICIONES DE SERVICIO	76
4.2 DISEÑO DE COLUMNAS DE HORMIGÓN ARMADO	82
4.2.1 DIAGRAMAS DE INTERACCIÓN	84
4.2.2 AUXILIARES DE DISEÑO	89
4.2.3 FLEXIÓN BIAxIAL	90
4.3 DISEÑO DE LOSAS	93
4.3.1 DISEÑO DE LOSAS UNIDIRECCIONALES	95
4.3.2 DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS EN LOSAS BIDIRECCIONALES	97
4.3.3 DISEÑO DE LOSAS MACIZAS BIDIRECCIONALES.	99
4.3.4 DISEÑO DE LOSAS NERVADAS.	101
4.3.5 DEFLEXIONES EN LOSAS BIDIRECCIONALES.	103
4.4. DISEÑO ESTRUCTURAL DE MUROS	104
4.4.1 DISEÑO A FLEXIÓN DE MUROS DE HORMIGÓN ARMADO CON MOVIMIENTO RESTRINGIDO.	104
4.4.2 DISEÑO A CORTANTE DE MUROS DE HORMIGÓN ARMADO CON MOVIMIENTO RESTRINGIDO.	105
4.4.3 DIMENSIONAMIENTO DE MUROS DE RETENCIÓN TIPO VOLADIZO.	106
4.4.4 DISEÑO ESTRUCTURAL DE MUROS DE RETENCIÓN TIPO VOLADIZO.	110
4.5 CIMENTACIONES SUPERFICIALES	112
4.5.1 DISEÑO DE ZAPATAS PARA COLUMNAS CARGADAS CONCÉNTRICAMENTE.	115
4.5.2 DISEÑO DE ZAPATAS PARA COLUMNAS INDIVIDUALES CARGADAS EXCÉNTRICAMENTE.	119
4.6 DISEÑO DE ELEMENTOS DE ACERO	123
4.6.1 PROPIEDADES DE LOS MIEMBROS	124
4.6.1.1 CLASIFICACIÓN DE LAS SECCIONES SEGÚN PANDEO LOCAL	124
4.6.1.2 MODULOS DE SECCION	127
4.6.2 DISEÑO A COMPRESIÓN	128
4.6.2.1 DISPOSICIONES GENERALES	128
4.6.2.2 PANDEO POR FLEXIÓN DE MIEMBROS SIN ELEMENTOS ESBELTOS	130
4.6.2.3 PANDEO TORSIONAL Y FLEXO TORSIONAL DE MIEMBROS SIN ELEMENTOS ESBELTOS	131
4.6.2.4 PANDEO LOCAL	131
4.6.3 DISEÑO A FLEXIÓN	134
4.6.3.1. DISPOSICIONES GENERALES	135
4.6.3.2 SECCIONES CON ALMA Y ALAS COMPACTAS	136
4.6.3.3 SECCIONES CON ALMA COMPACTAS Y ALAS NO COMPACTAS O ESBELTAS	138
4.6.3.4 SECCIONES CON ALMAS NO COMPACTAS	138
4.6.3.5 SECCIONES CON ALMAS ESBELTAS	140
4.6.3.6 SECCIONES I FLECTADAS EN TORNO A SU EJE MENOR	142
4.6.3.7 SECCION TIPO CAJA	143
4.6.4 DISEÑO A CORTANTE	144



4.6.4.1 DISPOSICIONES GENERALES	144
4.6.4.2. MIEMBROS CON ALMAS NO ATIESADAS O ATIESADAS	144
4.6.4.3 TUBOS DE SECCIÓN RECTANGULAR Y CAJÓN	145
4.6.5 DISEÑO A FLEXO COMPRESIÓN	146
4.7 DISEÑO DE PAVIMENTO RÍGIDO EMPLEANDO EL MÉTODO SIMPLIFICADO DEL PCA	146
CAPÍTULO 5: IMPLEMENTACIÓN DE HOJAS ELECTRÓNICAS PARA DISEÑO.	152
5.1 HOJAS ELECTRÓNICAS PARA DISEÑO DE ELEMENTOS EN HORMIGÓN ARMADO.	152
5.1.1 HOJAS ELECTRÓNICAS PARA EL DISEÑO DE VIGAS	153
5.1.2 HOJAS ELECTRÓNICAS PARA EL DISEÑO DE COLUMNAS DE HORMIGÓN ARMADO.	159
5.1.3 HOJAS ELECTRÓNICAS PARA EL DISEÑO DE LOSAS BIDIRECCIONALES.	161
5.1.4 HOJAS ELECTRÓNICAS PARA EL DISEÑO DE ZAPATAS.	163
5.1.5 HOJAS ELECTRÓNICAS PARA EL DISEÑO DE MUROS.	166
5.2 HOJAS ELECTRÓNICAS PARA DISEÑO EN ACERO	169
CAPÍTULO 6: PRESUPUESTO Y CANTIDADES EN OBRA	173
6.1 CANTIDADES DE MATERIALES EN OBRA	173
6.1.1 CANTIDAD DE MATERIALES PARA LA ESTRUCTURA DE HORMIGÓN	173
6.1.2 CANTIDAD DE MATERIALES PARA LA ESTRUCTURA DE ACERO	174
6.2 PRESUPUESTO TOTAL.	175
6.2.1 PRESUPUESTO DE ESTRUCTURA DE HORMIGÓN ARMADO	176
6.2.2 PRESUPUESTO DE ESTRUCTURA DE ACERO	177
6.2.3 PRESUPUESTO DE EXCAVACIÓN	177
6.3 RESUMEN DE COSTOS.	178
CAPÍTULO 7: CONCLUSIONES.	178
ANEXOS.	179
Anexo A: Propiedades mecánicas del suelo.	181
Anexo B: Planos estructurales.	182
BIBLIOGRAFÍA	183

Índice de gráficos.

Figura 2. 1 Perfiles conformados en frío	11
Figura 2. 2 Perfiles laminados en caliente	12
Figura 2. 3 Perfiles Europeos	12
Figura 2. 4 Diagrama de presión de tierras	15
Figura 2. 5 Coeficientes estructurales de Elevación.	18
Figura 2. 6 Coeficientes estructurales de Planta.	19
Figura 3. 1 Presión de tierra de reposo	24
Figura 3. 2 Diagrama de distribución de presiones para el estado en reposo.	25
Figura 3. 3 Diagrama de distribución de presiones para el estado activo de Rankine	25
Figura 3. 4 Diagrama de distribución de presiones para el estado pasivo de Rankine.	26
Figura 3. 5 Presión lateral activa de Coulomb	27
Figura 3. 6 Presión lateral pasiva de Coulomb	27



Figura 3. 7 Distribución de presiones considerando el efecto de una sobrecarga. _____ 28

Figura 3. 8 Incremento dinámico debido al sismo para el estado de reposo. _____ 29

Figura 3. 9 Mapa de zonificación sísmica de la República del Ecuador. _____ 30

Figura 3. 10 Incremento dinámico debido al sismo para el estado de reposo. Norma Chilena. _____ 31

Figura 3. 11 Fuerzas sísmicas actuantes en la cuña activa de suelo. _____ 32

Figura 3. 12 Diagrama de presiones correspondiente al incremento dinámico activo _____ 33

Figura 3. 13 Incremento dinámico debido al sismo para el estado activo _____ 33

Figura 3. 14 Dimensiones de una losa nervada por metro cuadrado _____ 36

Figura 3. 15 Modelación de estructura de hormigón armado empleando el programa ETABS _____ 37

Figura 3. 16 Modelación de estructura de acero empleando el programa ETABS _____ 38

Figura 4.1.1. 1 Viga de hormigón armado sometida a la acción de varias cargas. _____ 39

Figura 4.1.1. 2 Esfuerzos y deformaciones que se producen en una viga no fisurada. _____ 40

Figura 4.1.1. 3 Viga fisurada o agrietada. _____ 40

Figura 4.1.1. 4 Esfuerzos y deformaciones que se producen en el momento de falla de una viga. _____ 40

Figura 4.1.1. 5 Esfuerzos y deformaciones de una viga cerca de su límite de resistencia. _____ 41

Figura 4.1.1. 6 Diagrama de esfuerzos reales y bloque de esfuerzo equivalente _____ 42

Figura 4.1.1. 7 Viga reforzada con armadura simple _____ 43

Figura 4.1.1. 8 Rangos del tipo de falla _____ 46

Figura 4.1.1. 9 Viga reforzada con doble armadura. _____ 46

Figura 4.1.1. 10 Viga T con el eje neutro en el patín. _____ 49

Figura 4.1.1. 11 Viga T con el eje neutro en alma. _____ 49

Figura 4.1.1. 12 Viga T en voladizo _____ 52

Figura 4.1.2. 1 Combinaciones de fuerzas cortantes y momentos flectores. _____ 53

Figura 4.1.2. 2 Agrietamiento en el alma y agrietamiento de cortante y flexión. _____ 54

Figura 4.1.2. 3 Tipos de estribos que se emplean para refuerzo transversal. _____ 54

Figura 4.1.2. 4 Viga reforzada a cortante con acero longitudinal doblado hacia arriba. _____ 55

Figura 4.1.2. 5 Viga de hormigón armado con refuerzo longitudinal y transversal. _____ 55

Figura 4.1.2. 6 Fuerzas en el plano de falla de una viga con estribos verticales. _____ 55

Figura 4.1.3. 1 Viga equivalente de hormigón armado. _____ 59

Figura 4.1.3. 2 Viga de hormigón armado agrietada por esfuerzos de torsión. _____ 60

Figura 4.1.3. 3 Sección transversal de una viga de hormigón armado con refuerzo a torsión. _____ 61

Figura 4.1.3. 4 Sección confinada por los estribos de refuerzo a torsión. _____ 61

Figura 4.1.3. 5 Fuerzas cortantes que actúan en una viga reforzada a torsión. _____ 62

Figura 4.1.3. 6 Fuerzas de compresión diagonal que actúan en la pared vertical de la viga. _____ 63

Figura 4.1.3. 7 Esfuerzos torsionantes y cortantes en vigas huecas y macizas _____ 64

Figura 4.1.3. 8 Diferentes tipos de estribos cerrados para una viga T. _____ 65

Figura 4.1.4. 1 (a) Viga de hormigón armado antes de ser cargada; (b) deslizamiento del acero de refuerzo; (c) fuerzas de adherencia que actúan en el hormigón; (d) fuerzas de adherencia que actúan en el acero. _____ 68

Figura 4.1.4. 2 Arco atirantado en una viga con refuerzo liso a la tracción _____ 69

Figura 4.1.4. 3 Viga de hormigón armado empleando barras corrugadas como refuerzo. _____ 69

Figura 4.1.4. 4 Ganchos estándar para refuerzo a flexión _____ 72

Figura 4.1.4. 5 Ganchos estándar para estribos _____ 72

Figura 4.1.4. 6 longitudes de desarrollo total para ganchos _____ 73

Figura 4.1.4. 7 Anclajes de estribos. _____ 74

Figura 4.1.5. 1 Parámetros geométricos para determinar el ancho máximo de la grieta w _____ 78

Figura 4.1.5. 2 Variación del parámetro ξ con el tiempo (Comite ACI 318 2008) 9.5.2.5 _____ 81

Figura 4.2. 1 Columna sometida a la acción de una carga axial a una determinada excentricidad _____ 83

Figura 4.2. 2 Distribución del refuerzo longitudinal _____ 84

Figura 4.2. 3 Diagrama de interacción para una columna con refuerzo longitudinal aplicado en las caras paralelas a la dirección de la carga P_n . _____ 84



Figura 4.2. 4 Auxiliar de diseño para refuerzo en las 4 caras laterales del elemento. (Gonzales Cuevas and Fernández Villegas 2005) _____ 89

Figura 4.2. 5 Diagrama de interacción biaxial. _____ 90

Figura 4.2. 6 Curvas de interacción para valores constantes de P_n (H.NILSON 2001) _____ 91

Figura 4.2. 7 Superficies consideradas para el método de la carga inversa _____ 93

Figura 4.3. 1 Tipos de losas _____ 94

Figura 4.3. 2 Losas de placa. _____ 94

Figura 4.3. 3 Losa alivianada o losa nervada _____ 95

Figura 4.3. 4 Deformación de una losa unidireccional apoya simplemente en sus extremos _____ 95

Figura 4.3. 5 Refuerzo transversal a cortante. _____ 102

Figura 4.4. 1 Tipos de muros de contención de suelos. _____ 104

Figura 4.4. 2 Muro con restricción al movimiento. _____ 104

Figura 4.4. 3 Diagrama de momentos flectores en un muro simplemente apoyado. _____ 105

Figura 4.4. 4 Predimensionamiento de muros de retención tipo voladizo. _____ 107

Figura 4.4. 5 Fuerzas que generan los momentos resistentes y los momentos motores. _____ 108

Figura 4.4. 6 Fuerzas resistentes horizontales y fuerzas actuantes horizontales en muros de retención tipo voladizo. _____ 109

Figura 4.4. 7 Diagrama de cuerpo libre de fuerzas actuantes sobre el talón del muro. _____ 110

Figura 4.5. 1 Tipos de zapatas. _____ 112

Figura 4.5. 2 Cadenas de cimentación. _____ 113

Figura 4.5. 3 Diagrama de presiones en una zapata construida. _____ 113

Figura 4.5. 4 Distribución de las presiones de contacto _____ 114

Figura 4.5. 5 Falla por punzonamiento. _____ 115

Figura 4.5. 6 Zapata aislada: (a) fuerzas que actúan en la zapata; (b) sección crítica para determinar el cortante por punzonamiento _____ 116

Figura 4.5. 7 Sección crítica la zapata para determinar los momentos nominales en cada dirección. _____ 118

Figura 4.5. 8 Sección crítica y distribución de presiones para determinar el cortante por tracción diagonal para zapatas cargadas excéntricamente. _____ 120

Figura 4.5. 9 Parámetros considerados para determinar q tracción diagonal. _____ 121

Figura 4.5. 10 Sección crítica y distribución de presiones para determinar los momentos flectores. _____ 122

Figura 4.6. 1 Valores de k_c para secciones atiesadas y no atiesadas _____ 125

Figura 4.6. 2 Valores de coeficiente K _____ 129

Figura 4.6. 3 Distribución de tensiones para un perfil I . _____ 134

Figura 4.6. 4 Distribución de esfuerzos para flexión. _____ 135

Figura 4.7. 1 Pavimento rígido con junta transversal empleando trabazón de agregados. _____ 151

Figura 5.1. 1 Datos de entrada para el diseño de una viga rectangular. _____ 153

Figura 5.1. 2 Resultados del diseño a flexión para armadura simple. _____ 154

Figura 5.1. 3 Resultados del diseño a doble armadura. _____ 154

Figura 5.1. 4 Cantidad y separación de las barras de refuerzo longitudinal. _____ 154

Figura 5.1. 5 Datos de entrada para vigas T _____ 155

Figura 5.1. 6 Resultados del momento nominal para viga T . _____ 155

Figura 5.1. 7 Ingreso de datos para el diseño a cortante. _____ 156

Figura 5.1. 8 Resultados del diseño a cortante. _____ 156

Figura 5.1. 9 Datos de entrada para el diseño a torsión. _____ 157

Figura 5.1. 10 Resultados del diseño a torsión. _____ 157

Figura 5.1. 11 Resultados de longitud de desarrollo. _____ 158

Figura 5.1. 12 Longitud de desarrollo para ganchos estándar. _____ 158

Figura 5.1. 13 Resultados de la deflexión. _____ 159

Figura 5.1. 14 Datos de ingreso para diseñar columnas. _____ 159

Figura 5.1. 15 Diagrama de interacción para columnas con refuerzo lateral. _____ 160

Figura 5.1. 16 Diagrama de interacción para columnas con refuerzo distribuido. _____ 161



Figura 5.1. 17 Datos de ingreso para losas macizas. _____ 162
Figura 5.1. 18 Tipos de paneles de losas macizas. _____ 162
Figura 5.1. 19 Tabla resumen del diseño de losas macizas. _____ 162
Figura 5.1. 20 Datos de entrada para losas nervadas bidireccionales. _____ 163
Figura 5.1. 21 Tipos de paneles de losa nervada _____ 163
Figura 5.1. 22 Resultados de diseño de losa nervada. _____ 163
Figura 5.1. 23 Datos de ingreso para diseñar zapatas. _____ 164
Figura 5.1. 24 Parámetros considerados para el diseño de zapatas. _____ 164
Figura 5.1. 25 Diseño a tracción diagonal y punzonamiento de la zapata. _____ 165
Figura 5.1. 26 Resultados del diseño a flexión de la zapata. _____ 165
Figura 5.1. 27 Distribución del refuerzo a flexión para zapatas rectangulares. _____ 166
Figura 5.1. 28 Datos de entrada para determinar la distribución de la presión lateral de tierras. _____ 166
Figura 5.1. 29 Distribución de presiones laterales del suelo. _____ 167
Figura 5.1. 30 Datos de entrada para el diseño de muros en voladizo. _____ 167
Figura 5.1. 31 Tabla resumen del diseño de la pantalla del muro en voladizo. _____ 168
Figura 5.1. 32 Datos de ingreso para muros apoyados. _____ 168
Figura 5.1. 33 Momentos flectores y fuerzas cortantes en la pantalla del muro apoyado. _____ 169
Figura 5.1. 34 Resumen del diseño de la pantalla del muro apoyado. _____ 169
Figura 5.2. 1 Valores de diseño del acero _____ 170
Figura 5.2. 2 Unidades de trabajo _____ 170
Figura 5.2. 3 Hoja de diseño a flexo compresión. _____ 171
Figura 5.2. 4 Resumen de resultados _____ 171
Figura 5.2. 5 Valores geométricos de la sección de diseño. _____ 172
Figura 5.2. 6 Resultados de Compresión. _____ 172
Figura 5.2. 7 Resultados de Flexión. _____ 172
Figura 5.2. 8 Diseño para cortante. _____ 173

Índice de Tablas.

Tabla 2. 1 Tipos de cementos Portland. _____ 4
Tabla 2. 2 Coeficiente de suelo S y Coeficiente C_m . _____ 16
Tabla 2. 3 Valores de coeficiente de reducción de respuesta estructural R . _____ 17
Tabla 3. 1 Cargas consideradas en el nivel +0 _____ 23
Tabla 3. 2 Cargas consideradas en el nivel -3 _____ 23
Tabla 3. 3 Valor de Z en función de la zona sísmica. _____ 30
Tabla 3. 4 Valores del coeficiente C_r en función del tipo de suelo que retiene el muro. _____ 31
Tabla 3. 5 Hipótesis de la teoría de Mononobe – Okabe _____ 32
Tabla 3. 6 Combinaciones de carga establecidas por el código ACI _____ 35
Tabla 3. 7 Combinaciones de carga establecidas por el código LRFD _____ 35
Tabla 3. 8 Predimensionamiento de los elementos estructurales en hormigón armado _____ 36
Tabla 3. 9 Predimensionamiento de los elementos estructurales en acero _____ 36
Tabla 4. 1 Factores de reducción de resistencia según el código ACI _____ 38
Tabla 4. 2 Factores de reducción de resistencia según el código LRFD _____ 38
Tabla 4.1.1. 1 Parámetros del bloque rectangular de esfuerzos equivalentes. _____ 42
Tabla 4.1.4. 1 Factores que afectan la longitud de desarrollo código ACI 12.2 _____ 70
Tabla 4.1.4. 2 Ecuaciones simplificadas para determinar la longitud de desarrollo l_d _____ 71
Tabla 4.1.4. 3 Diámetros mínimos de dobles para ganchos estándar _____ 72
Tabla 4.1.4. 4 Factores que afectan la longitud de desarrollo total l_{dh} _____ 74
Tabla 4.1.4. 5 Factores a considerar para la longitud de desarrollo a compresión l_{dc} _____ 75
Tabla 4.1.5. 1 Anchos de fisuras razonables para hormigón armado baja cargas de servicio _____ 78
Tabla 4.1.5. 2 Alturas mínimas de vigas y losas unidireccionales _____ 79



Tabla 4.1.5. 3 Factor ξ en función del periodo de tiempo.	81
Tabla 4.1.5. 4 Deflexión máxima admisible calculada	82
Tabla 4.3. 1 Cuantía mínima por retracción y temperatura ACI 7.12	97
Tabla 4.3. 2 Coeficientes de distribución de momentos flectores para losas macizas.	98
Tabla 4.3. 3 Coeficientes de distribución de momentos flectores para losas nervadas.	99
Tabla 4.3. 4 Espesores mínimos de losas sin vigas.	103
Tabla 4.4. 2 Cálculo general de los momentos resistentes.	108
Tabla 4.5. 1 Cuantía mínima por retracción y temperatura	118
Tabla 4.6. 1 Razón nacho espesor - Elementos en compresión.	126
Tabla 4.6. 2 Razón nacho espesor - Elementos en flexión.	127
Tabla 4.7. 1 Valores del módulo resiliente para diferentes tipos de soporte de subrasante.	147
Tabla 4.7. 2 Categorías de carga por eje.	148
Tabla 4.7. 3 Datos requeridos para el diseño del pavimento rígido por medio del método simplificado de la PCA.	150
Tabla 4.7. 4 Tabla de diseño de pavimentos para tráfico de categoría 1 de carga con juntas de trabazón de agregados sin pasadores.	150
Tabla 6. 1 Cantidad total de materiales para la estructura de hormigón	174
Tabla 6. 2 Cantidad total de materiales para la estructura de acero	175
Tabla 6. 3 Rubros considerados para la estructura de hormigón	175
Tabla 6. 4 Rubros considerados para la estructura de acero	176
Tabla 6. 5 Presupuesto de la estructura de hormigón	176
Tabla 6. 6 Presupuesto total de la estructura de acero	177
Tabla 6. 7 Presupuesto total de Excavación.	177
Tabla 6. 8 Costo total de los tipos de estructuras considerando la excavación	178
Tabla 6. 9 Coto de los tipos de estructuras por m2.	178

Simbología para el hormigón armado.

a = Altura del bloque rectangular equivalente de esfuerzos (sección de flexión), lado de la zapata
 A = Área de concreto que rodea una barra de acero de refuerzo. (Sección condiciones de servicio). Área de la sección de la zapata
 A_s = Cantidad de acero de refuerzo longitudinal a tracción
 A_{sb} = Cantidad de acero de refuerzo longitudinal para una falla balanceada
 $A's$ = Cantidad de acero de refuerzo longitudinal a compresión
 A_g = Área bruta de la sección de concreto, no incluye el área de los vacíos.
 A_l = Área total del refuerzo longitudinal para resistir la torsión
 A_o = Área bruta de concreto encerrada por la trayectoria del flujo de cortante
 A_{oh} = Área encerrada por el eje del refuerzo transversal cerrado más externo dispuesto para torsión
 A_t = Área de una rama de estribo cerrado que resiste la torsión con un espaciamiento s
 A_v = Área de refuerzo de cortante con un espaciamiento s
 A_{v+t} = Área de refuerzo de cortante más el área total del refuerzo de torsión.

b = Ancho de la cara del elemento en compresión, lado de la zapata
 b_o = Perímetro de la sección crítica para cortante en losas y zapatas
 b_w = Espesor del alma
 c = Distancia medida desde la fibra extrema en compresión al eje neutro
 C = Fuerza de compresión del concreto
 C_r = Coeficiente empleado en el cálculo del incremento dinámico de la presión lateral de tierra en función del tipo de suelo
 C_t = Coeficiente empleado en el cálculo del cortante basal
 D = Carga muerta
 d = Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción
 d_b = Diámetro de la barra de acero de refuerzo
 d' = Distancia desde la fibra extrema en compresión al centroide del refuerzo longitudinal en compresión
 E = Carga sísmica
 E_c = Módulo de elasticidad del concreto
 E_s = Módulo de elasticidad del acero de refuerzo
 fc = Esfuerzo del concreto



Universidad de Cuenca

f_s = Esfuerzo calculado del acero de refuerzo a tracción
 f_y = Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo longitudinal
 f'_s = Esfuerzo calculado del acero de refuerzo compresión
 f'_c = Resistencia especificada a la compresión.
 f_r = Módulo de ruptura
 F = Presión de fluidos
 h = Espesor total o altura de un elemento
 h_n = Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura
 H = Cargas debido al suelo
 I = Momento de inercia de la sección, factor de importancia para el cálculo del cortante basal
 I_{cr} = Momento de inercia de la sección fisurada transformada a concreto
 I_e = Momento de inercia efectivo para el cálculo de las deflexiones
 I_g = Momento de inercia de la sección bruta del elemento con respecto al eje que pasa por el centroide, sin tomar en cuenta el acero de refuerzo
 I_{ut} = Inercia de la sección equivalente no fisurada
 K_{AE} = Coeficiente de presión de tierras de incremento dinámico activo
 l_d = Longitud de desarrollo
 l_{dh} = Longitud de desarrollo en tracción de barras corrugadas con ganchos estándar
 l_{dc} = Longitud de desarrollo de barras corrugadas en compresión
 l_w = Longitud del muro completo o longitud del segmento de muro considerado en dirección de la fuerza cortante
 L = Carga viva
 L_r = Carga viva de techo
 m = Número de barras en la fila única de refuerzo.
 M_a = Momento máximo debido a las cargas de servicio presente en el elemento en la etapa en que se calcula la deflexión
 M_{cr} = Momento de fisuración
 n = Relación E_s/E_c , número de barras de acero de refuerzo
 p_h = Perímetro del eje del refuerzo trasversal cerrado más externo dispuesto para torsión
 p_{cp} = Perímetro exterior de la sección trasversal de concreto.
 p_h = Perímetro del eje del refuerzo trasversal cerrado más externo dispuesto a torsión
 P_{AE} = Empuje activo dinámico
 P_n = Fuerza axial nominal
 P_o = Resistencia axial nominal para una excentricidad nula (sección de diseño columnas), Empuje en estado de reposo (sección cargas laterales del suelo)
 Q = Momento estático de la sección
 Q_i = Cargas de servicio
 R = Cargas debido al encharcamiento de agua de lluvia o hielo (combinaciones de carga), factor de

reducción de resistencia sísmica (esfuerzos de diseño)
 R_u = Factor de resistencia a la flexión
 s = Espaciamiento medido de centro a centro entre las barras de refuerzo longitudinal y trasversal, espaciamiento o paso del refuerzo espiral
 S = Carga de nieve (combinaciones de carga), coeficiente de suelo para el cálculo del cortante basal
 S_n = Resistencia nominal
 S_r = Módulo de resistencia de la sección.
 T = Temperatura, flujo plástico, retracción (combinación de cargas). Momento torsor
 T_{cr} = Momento torsor de agrietamiento
 T_v = Periodo de vibración
 V_c = Resistencia a cortante del hormigón
 V_n = Cortante nominal
 V_s = Resistencia nominal a cortante proporcionada por el refuerzo de cortante
 W = Carga de viento (combinaciones de carga), carga reactiva para el cálculo del cortante basal
 W_c = Densidad del concreto
 W_d = Carga muerta
 W_s = Peso del suelo de relleno
 W_t = Carga total
 W_t = Peso del talón del muro en voladizo
 Z = Factor de zona sísmica
 ΔDE_a = Incremento dinámico de la presión lateral de tierras en estado activo
 Δ = Deflexión
 Ψ_w = Factor de modificación para la longitud de desarrollo de alambre corrugado soldado en tracción
 Ψ_e = Factor de modificación para la longitud de desarrollo con base en el revestimiento del refuerzo
 Ψ_s = Factor de modificación para la longitud de desarrollo con base en el tamaño del refuerzo
 Ψ_t = Factor de modificación para la longitud de desarrollo con base en la localización del refuerzo
 α_f = Relación entre la rigidez a flexión de una sección de viga y la rigidez a flexión de una franja de losa limitada lateralmente por los ejes centrales de los paneles adyacentes a cada lado de la viga.
 α_{fm} = Valor promedio de α_f para todas las vigas en los bordes de un panel de losa
 β = Relación de la dimensión larga a corta de las luces libres para losas en dos direcciones, relación de la dimensión larga a corta de los lados de la zapata
 β_1 = Factor que relaciona la profundidad del bloque rectangular equivalente de esfuerzos de compresión con la profundidad del eje neutro.
 γ = Peso específico
 λ_i = Factores de seguridad
 λ_Δ = Factor para deflexiones adicionales debido a los efectos a largo plazo
 ρ = Cuantía del refuerzo A_s evaluada sobre el área bd



ρ' = Cuantía del refuerzo $A's$ evaluada sobre el área bd
 ρ_b = Cuantía del refuerzo Asb evaluada sobre el área bd
 ϵ_s = Deformación del acero
 ϵ_u = Deformación última del hormigón

ϵ_y = Deformación del acero en el punto de fluencia
 Φ_E = Factor de configuración estructural en elevación
 Φ_P = Factor de configuración estructural en planta

Simbología para el acero estructural.

A_e = Área neta efectiva.
 A_g = Área bruta de la sección.
 A_w = Área del alma, altura total multiplicada por el espesor del alma.
 C_b = Factor de modificación del pandeo lateral torsional para diagramas de momentos no uniformes.
 C_v = Coeficiente de corte del alma.
 C_w = Constante de deformación.
 E = Módulo de elasticidad.
 Est = Módulo de Endurecimiento por deformación.
 F_{cr} = Esfuerzo crítico.
 F_e = Tensión de pandeo elástico.
 F_y = Límite de fluencia.
 F_u = Límite de fractura.
 G = Módulo de Cortante.
 I = Factor de importancia para diseño sismo resistente.
 I = Momento de inercia en el plano de flexión.
 I_{yc} = Momento de inercia del ala en compresión sobre el eje y
 J = Constante torsional.
 K = Factor de longitud efectiva.
 K_z = Factor de longitud efectiva para pandeo flexo-torsional.
 L = Longitud del elemento.
 L_r = Longitud no arriostrada torsional.
 L_b = Longitud no arriostrada del elemento.
 M_A = Valor absoluto en el primer cuarto del segmento no arriostrado.
 M_B = Valor absoluto en centro del segmento no arriostrado.
 M_C = Valor absoluto en el tercer cuarto del segmento no arriostrado.
 M_{max} = Valor absoluto del máximo momento en el segmento no arriostrado.
 M_n = Resistencia a flexión nominal.
 M_u = Resistencia a flexión requerida.
 P_n = Resistencia axial nominal.
 P_u = Resistencia axial requerida.
 Q = Factor de reducción neto.
 Q_a = Factor de reducción neto para elementos esbeltos atiesados.
 Q_s = Factor de reducción neto para elementos esbeltos no atiesados.
 R = Factor de reducción de resistencia sísmica.
 R_p = Factor de plastificación del alma.

R_{pg} = Factor de reducción de resistencia en flexión.
 S = Coeficiente de suelo.
 S = Módulo de sección elástico.
 S_x = Módulo de sección elástico en torno al eje x .
 S_y = Módulo de sección elástico en torno al eje y .
 T = Periodo de vibración.
 V_n = Resistencia nominal de corte.
 V_u = Resistencia requerida de corte.
 W = Carga sísmica reactiva.
 Z = Factor de zona sísmica.
 Z = Módulo plástico de la sección en torno al eje de flexión.
 Z_x = Módulo plástico de la sección en torno al eje x .
 Z_y = Módulo plástico de la sección en torno al eje y .
 b = Ancho de sección.
 b_e = Ancho efectivo reducido.
 b_{fc} = Ancho del ala en compresión.
 d = Profundidad nominal total de la sección.
 h = Altura del elemento en corte.
 h_o = Distancia entre los centroides de las alas.
 k_c = Coeficiente para elementos esbeltos no atiesados.
 k_v = Coeficiente de pandeo del alma.
 r = Radio de giro.
 r_t = Radio de giro efectivo para pandeo lateral-torsional.
 t = Espesor.
 t_w = Espesor del alma.
 λ = Parámetro de esbeltez.
 λ_p = Parámetro de esbeltez para elementos compactos.
 λ_{pf} = Parámetro límite de esbeltez para ala compacta.
 λ_r = Parámetro de esbeltez para elementos no compactos.
 λ_{rf} = Parámetro límite de esbeltez para ala no compacta.
 μ = Módulo de Poisson.
 Φ_P = Factor de configuración estructural en planta.
 Φ_E = Factor de configuración estructural en elevación
 ϕ_b = Factor de resistencia por flexión.
 ϕ_c = Factor de resistencia a compresión.



ϕ_v = Factor de resistencia a corte.

Universidad de Cuenca

τ = Módulo de elasticidad a cortante




UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

Yo, Christian Manuel Morocho Quizhpi, autor de la tesis "CÁLCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL PARA EL PARQUEADERO SUBTERRÁNEO DEL CAMPUS CENTRAL DE LA UNIVERSIDAD DE CUENCA EN ESTRUCTURA METÁLICA Y HORMIGÓN ARMADO", certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autor/a.

Cuenca, 31 de Marzo del 2014



Christian Morocho
0104359997

Cuenca Patrimonio Cultural de la Humanidad. Resolución de la UNESCO del 1 de diciembre de 1999

Av. 12 de Abril, Ciudadela Universitaria, Teléfono: 405 1000, Ext.: 1311, 1312, 1316

e-mail cdjbv@ucuenca.edu.ec casilla No. 1103

Cuenca - Ecuador



UNIVERSIDAD DE CUENCA
Fundada en 1867

Yo, Christian Manuel Morocho Quizhpi, autor de la tesis "CÁLCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL PARA EL PARQUEADERO SUBTERRÁNEO DEL CAMPUS CENTRAL DE LA UNIVERSIDAD DE CUENCA EN ESTRUCTURA METÁLICA Y HORMIGÓN ARMADO", reconozco y acepto el derecho de la Universidad de Cuenca, en base al Art. 5 literal c) de su Reglamento de Propiedad Intelectual, de publicar este trabajo por cualquier medio conocido o por conocer, al ser este requisito para la obtención de mi título de Ingeniero Civil. El uso que la Universidad de Cuenca hiciere de este trabajo, no implicará afección alguna de mis derechos morales o patrimoniales como autor.

Cuenca, 31 de Marzo del 2014



Christian Morocho
0104359997

Cuenca Patrimonio Cultural de la Humanidad. Resolución de la UNESCO del 1 de diciembre de 1999

Av. 12 de Abril, Ciudadela Universitaria, Teléfono: 405 1000, Ext.: 1311, 1312, 1316

e-mail cdjbv@ucuenca.edu.ec casilla No. 1103

Cuenca - Ecuador



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

Yo, Miguel Ángel Méndez Peralta, autor de la tesis "CÁLCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL PARA EL PARQUEADERO SUBTERRÁNEO DEL CAMPUS CENTRAL DE LA UNIVERSIDAD DE CUENCA EN ESTRUCTURA METÁLICA Y HORMIGÓN ARMADO", certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autor/a.

Cuenca, 31 de Marzo del 2014



Miguel Méndez
0105435010

Cuenca Patrimonio Cultural de la Humanidad. Resolución de la UNESCO del 1 de diciembre de 1999

Av. 12 de Abril, Ciudadela Universitaria, Teléfono: 405 1000, Ext.: 1311, 1312, 1316

e-mail cdjbv@ucuenca.edu.ec casilla No. 1103

Cuenca - Ecuador



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

Yo, Miguel Ángel Méndez Peralta, autor de la tesis "CÁLCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL PARA EL PARQUEADERO SUBTERRÁNEO DEL CAMPUS CENTRAL DE LA UNIVERSIDAD DE CUENCA EN ESTRUCTURA METÁLICA Y HORMIGÓN ARMADO", reconozco y acepto el derecho de la Universidad de Cuenca, en base al Art. 5 literal c) de su Reglamento de Propiedad Intelectual, de publicar este trabajo por cualquier medio conocido o por conocer, al ser este requisito para la obtención de mi título de Ingeniero Civil. El uso que la Universidad de Cuenca hiciera de este trabajo, no implicará afección alguna de mis derechos morales o patrimoniales como autor.

Cuenca, 31 de Marzo del 2014


Miguel Méndez
0105435010

Cuenca Patrimonio Cultural de la Humanidad. Resolución de la UNESCO del 1 de diciembre de 1999

Av. 12 de Abril, Ciudadela Universitaria, Teléfono: 405 1000, Ext.: 1311, 1312, 1316

e-mail cdjbv@ucuenca.edu.ec casilla No. 1103

Cuenca - Ecuador



DEDICATORIAS.

El presente proyecto está dedicado a la memoria de mi abuelita Marianita (+) y de mi tío Carlitos (+) quienes siempre supieron aconsejarme, a mis padres Manuel y María por su apoyo incondicional durante toda mi vida, y en especial a mi hermano Lenín por haberme dado las fuerzas para lograr uno de mis principales objetivos en la vida.

Miguel.

Dedico este trabajo a mis padres Jaime y Ana que me han acompañado incondicionalmente en todos los proyectos que me he trazado, convirtiéndose en ejemplo de vida para mí y de mis hermanas.

Christian.



AGRADECIMIENTOS

A nuestros familiares y amigos por el apoyo incondicional brindado durante toda nuestra vida.

A todos nuestros profesores que con su ejemplo y enseñanza han sido fundamentales para nuestra formación académica.

Con especial cariño a nuestro Director de tesis el Ing. Wilson Fabián Cordero Gulá por su apoyo incondicional en el desarrollo del presente proyecto, por compartir sus conocimientos y sobre todo por ser un gran amigo.



CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN

1.1 INTRODUCCIÓN Y ANTECEDENTES

La Infraestructura de la Universidad de Cuenca consta con una sección de estacionamiento para el personal administrativo - docente y para los estudiantes, sin embargo con el paso del tiempo y la evolución técnica económica de la ciudad, el número de vehículos en los últimos años ha incrementado de forma considerable, por ende la sección de estacionamiento actual del campus central de la Universidad no satisface de espacios de estacionamientos para el gran número de usuarios.

Para resolver el problema es evidente que se requiere construir un nuevo estacionamiento, sin embargo el único espacio físico de gran área que dispone la Universidad de Cuenca es la cancha de fútbol y si se llegará a construir un edificio de varios pisos para estacionamiento se perderá todo el espacio recreativo, por lo tanto la única opción de construir el estacionamiento conservando los espacios recreativos es que la estructura sea totalmente subterránea, de forma que el estacionamiento se ubique bajo la cancha de fútbol. Para la construcción del estacionamiento se requiere realizar el análisis de una estructura totalmente subterránea la cual va estar sometida a la acción de grandes fuerzas laterales debido el empuje de la tierra, y en caso de presentarse un sismo la estructura debe ser capaz de resistir el incremento dinámico de la presión lateral de tierra.

En el Ecuador el tipo más común de estructuras son las de hormigón armado, seguido de las estructuras metálicas y en los últimos años la incorporación de las estructuras prefabricadas. Cada tipo de estructura presenta diferentes ventajas y desventajas relacionadas con la resistencia de los elementos que la componen y el costo de los mismos.

En el presente proyecto se llevará a cabo la elaboración de dos propuestas de diseño estructural; la primera propuesta empleando hormigón armado in situ y la segunda propuesta empleando acero estructural. El propósito de realizar estos dos tipos de diseño es para determinar el tipo de estructura que se adapte de mejor manera a las condiciones subterráneas, considerando las cantidades de obra y el costo de los materiales.

1.2 OBJETIVO GENERAL

- Realizar el análisis y diseño estructural para edificaciones totalmente subterráneas empleando estructura metálica y estructura de hormigón armado in situ, llegando a determinar el tipo de estructura que se adapte de mejor manera a las condiciones físicas a las que se expone y a las condiciones de servicio para las que fueron diseñadas.



1.3 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Realizar el análisis y diseño estructural para edificaciones totalmente subterráneas.
- Determinar las ventajas y desventajas de una estructura de hormigón armado y una estructura metálica.
- Realizar hojas electrónicas que faciliten el diseño de elementos estructurales, tomando en cuenta las consideraciones de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-11), y los códigos internacionales como el código (ACI 318S-08) para hormigón armado y el código (AISC 360-10) para el acero estructural.
- Realizar un presupuesto basado en las cantidades de obra que requiera cada tipo de estructura
- Presentación de planos estructurales que pueden ser considerados para la construcción de la infraestructura

1.4 JUSTIFICACIÓN

En la actualidad la construcción de un parqueadero para la universidad se ve imprescindible ya que alivianará el tráfico ocasionado en sus alrededores y brindará mayor seguridad a los estudiantes como al personal docente-administrativo que ocupen este servicio.

Al disponer de un reducido espacio físico para construirlo se ha determinado que la opción más acertada es hacerlo subterráneo, de esta manera se minimizará el impacto ambiental y a su vez brindará el espacio suficiente para mantener la cancha como espacio recreativo.

El proyecto del parqueadero Universitario será construido en hormigón pretensado, por lo que se ha visto necesaria la elaboración de diseños estructurales en otras opciones como en acero y hormigón armado para posteriormente realizar comparaciones sobre la estructura que brinda mejores condiciones de servicio con menor costo.

Al emplear programas de diseño estructural como ETABS y SAP2000 se tiene valores de diseño obtenidos mediante métodos numéricos, pero debido a la falta de confiabilidad que se puede tener en ellos, se requiere realizar hojas electrónicas de diseño en las que se evalúa los elementos sometidos a distintos esfuerzos.



CAPÍTULO 2: MARCO TEÓRICO

2.1 MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN.

Los materiales de construcción forman parte de la materia prima para la elaboración de proyectos, es importante determinar las características mecánicas de todos los tipos de materiales que van a intervenir en la construcción de un proyecto ya que cada material posee características diferentes como el módulo de elasticidad, módulo de ruptura, relación de poisson, resistencia a la tracción, resistencia a la compresión, de tal forma que cada material adopta un comportamiento diferente y esto debe ser analizado por el diseñador estructural para posteriormente determinar las dimensiones de los elementos estructurales y conocer la resistencia que brinda el elemento, tomando en cuenta que la resistencia de la estructura depende de la resistencia de los materiales que la conforman.

El presente proyecto tomará en cuenta como sus materiales principales el hormigón armado y el acero estructural, que son los dos tipos de materiales que se emplean para la construcción en nuestro país.

2.1.1 EL HORMIGÓN ARMADO

El hormigón es una mezcla de material cementante, áridos, aditivos, y agua, cuando la mezcla se endurece es muy semejante a una piedra, llegando a alcanzar una resistencia muy alta para elementos estructurales sometidos a compresión como las columnas, y resistencias bajas a los elementos sometidos a la tensión como las vigas, por ello se vio necesario la implementación de un material de refuerzo para que contribuya al hormigón a resistir los esfuerzos a tensión empleando barras corrugadas de acero para tener una adherencia entre los dos materiales, de tal forma que puedan trabajar en conjunto y resistir esfuerzos de tensión como de compresión, a la combinación de los dos materiales se denomina hormigón armado o también concreto reforzado.

Para obtener un hormigón armado de buena calidad se requiere emplear materiales con buenas propiedades mecánicas, siendo muy importante las dosificaciones que se emplearán. Los materiales de la mezcla deben cumplir las normativas vigentes que se aplican en nuestro país realizando los ensayos respectivos.

Componentes del hormigón armado:

- cemento

El material cementante se obtiene de un proceso de fabricación, en el que se emplea como materia prima las calizas y las arcillas que posteriormente se someten a un proceso de pulverización para ser fundidas en hornos y obtener un nuevo material denominado Clinker, el nuevo material se lo enfría y se realiza



Universidad de Cuenca

nuevamente el proceso de pulverización obteniendo un material fino al que se le agrega el yeso, este último material agregado le permite a la mezcla poder fraguar y llegar a endurecerse con el paso del tiempo.

El cemento Portland es el que se ha desarrollado a lo largo del tiempo, llegando a crearse cinco tipos de cementos con características peculiares y su aplicación dependerá de las condiciones físicas a la que va a ser expuesta la estructura. En la tabla 2.1 se observa las cinco clases de cementos Portland y sus respectivas características.

TIPOS DE CEMENTOS PORTLAND		
TIPO	DENOMINACIONES	CARACTERÍSTICAS
I	Cemento Portland	Cemento normal destinado a obras de concreto en general
II	Cemento Portland con adiciones	Cemento destinado a obras de concreto en general y obras expuestas a la acción moderada del sulfato
III	Cemento Portland con escorias de horno alto	Alta resistencia inicial
IV	Cemento puzolánico	Bajo calor de hidratación
V	Cemento compuesto	Elevada resistencia a la acción concentrada de sulfatos

Tabla 2. 1 Tipos de cementos Portland.

Según (COMITÉ EJECUTIVO DE LA NORMA ECUATORIA DE LA CONSTRUCCIÓN 2011), en el Ecuador se fabrican los siguientes tipos de cementos hidráulicos:

- Cementos Portland del tipo I al V, incluyendo los subtipos IA, IIA, IIIA.
- El cemento compuesto de tipo IP (cemento Portland puzolánico), es el más empleado en el Ecuador.
- Cementos clasificados de acuerdo a requisitos de desempeño.
- Cementos para mampostería.

Todos los cementos que se fabrican en el Ecuador deben cumplir con la Norma Técnica Ecuatoriana NTE-INEN para garantizar la buena calidad del cemento.

– Áridos

En la mezcla del Hormigón los áridos ocupan aproximadamente del 70 al 75 por ciento del volumen de la masa endurecida y el porcentaje restante corresponde a la pasta de cemento endurecida (H.NILSON 2001).

Propiedades de los áridos:

Forma



Universidad de Cuenca

La forma de los agregados influye principalmente en la trabajabilidad de la mezcla, la forma óptima de los agregados debe ser esférica evitando de cualquier manera los áridos alargados y laminares, a mayor redondez se obtiene una mejor trabajabilidad con menor cantidad de agua.

Tamaño

Los áridos se dividen en dos grupos, áridos gruesos que son los que se retienen en el tamiz número 4 es decir partículas mayores a 4.75mm de diámetro nominal y áridos finos los que pasan el tamiz número 4 y se retienen en el tamiz número 200 es decir partículas con diámetros nominales comprendidas entre 0.075 mm y 4.75mm. Según la (COMITÉ EJECUTIVO DE LA NORMA ECUATORIA DE LA CONSTRUCCIÓN 2011), el tamaño nominal de las partículas más grandes del árido grueso no deben ser mayores a:

- 1/5 de la menor dimensión de la sección transversal del elemento a construir.
- 1/3 del espesor de la losa.
- 3/4 del espaciamiento libre entre varillas de refuerzo.
- El recubrimiento de las varillas del acero de refuerzo.

Origen

El origen de los áridos puede clasificarse en dos grupos, áridos de origen natural y de origen artificial. Los de origen natural provienen de las rocas ígneas, sedimentarias, y metamórficas dependiendo del lugar de extracción, mientras que los de origen artificial se obtienen por la trituración de la roca, principalmente en canteras.

Textura superficial

La textura superficial influye principalmente en la adherencia debido a la trabazón de partículas y en la resistencia a compresión del hormigón, a mayor rugosidad se obtiene una mayor resistencia del hormigón, mientras que cuando se emplea partículas lisas se obtiene menor resistencia. Además la textura superficial debe estar limpia de toda impureza evitando que se encuentren partículas de limos, arcillas, grasas, aceites y materia orgánica que impiden una buena adherencia entre los agregados y la pasta de cemento.

Dureza

Los áridos deben tener una buena resistencia, debido a que en muchos elementos estructurales el hormigón se encuentra sometido a la acción de varias cargas y una falla temprana como el fisuramiento de varios agregados disminuye considerablemente la resistencia del elemento.



– Agua

El agua es uno de los componentes más importantes para poder realizar la mezcla del hormigón, ya que es el componente que reacciona químicamente con el cemento para producir la pasta que aglutina los áridos y colabora con las propiedades físicas del hormigón. Para la mezcla se emplea agua potable o cualquier agua natural que se pueda beber y que no tenga un sabor u olor característico, es necesario que el agua no tenga impurezas como: aceites, álcalis, sales, materias orgánicas o cualquier tipo de sustancia que resulte perjudicial para el hormigón y el acero de refuerzo, ya que las impurezas pueden afectar el tiempo de fraguado, la resistencia y ocasionar cambios volumétricos, incluso llegando a provocar corrosión en el acero de refuerzo.

Es muy importante para la dosificación determinar la relación agua/cemento, es evidente que la resistencia del hormigón es inversamente proporcional a la cantidad de agua empleada, a mayor cantidad de agua en la mezcla menor resistencia y viceversa a menor cantidad de agua mayor resistencia, pero se debe tomar en cuenta que poca cantidad de agua hace que la mezcla no tenga una buena trabajabilidad. La relación agua/cemento para hormigones normales varía entre 0.4 y 0.6, mientras que para los concretos de alta resistencia es de 0.25 pero esta mezcla requiere el empleo de aditivos.

– Aditivos

Los aditivos son materiales que se incorporan antes, durante o después de la mezcla para mejorar las características físicas del hormigón dependiendo de la exigencia de la obra y los requerimientos del constructor.

– Acero de refuerzo

El acero de refuerzo que normalmente se emplea son barras corrugadas de sección circular. Existen varios tipos de barras en función del grado de resistencia variando desde barras de grado 40 hasta 75, por lo general se emplean barras de refuerzo grado 60 que tienen un límite de fluencia $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.

Propiedades mecánicas del hormigón y del acero de refuerzo

Propiedades mecánicas en compresión:

– Resistencia especificada a la compresión (f'_c)

La resistencia a la compresión del concreto se mide ensayando probetas cilíndricas de hormigón que deben cumplir con una relación altura a diámetro igual a 2, las probetas deben ser ensayadas a los 28 días aplicando una carga axial a una tasa lenta de deformación para alcanzar la



deformación máxima entre 2 o 3 minutos. La resistencia de compresión se calcula a partir de la carga de ruptura dividida para el área que resiste la carga aplicada.

- Módulo de elasticidad.

El módulo de elasticidad se define como la pendiente del tramo recto inicial de la curva esfuerzo–deformación unitaria. El código ACI permite calcular el módulo elástico a partir de ecuaciones empíricas en función de la densidad del concreto y de la resistencia especificada a la compresión.

$$E_c = 0.14W_c^{1.5}\sqrt{f'_c} \quad (2. 1)$$

- Relación de poisson.

La relación de Poisson hace referencia a la relación entre la deformación transversal y la deformación en la dirección en la que se aplica la carga uniaxial, para el hormigón la relación de Poisson varía entre 0.15 y 0.20. (Park and Paulay 1997)

- Flujo plástico.

Es la propiedad mediante la cual el material se deforma continuamente en función del tiempo cuando está sometido a la acción de cargas constantes, la deformación final ocasionada por el flujo plástico puede ser varias veces mayor que la deformación elástica inicial. El flujo plástico no influye de manera significativa en la resistencia de la estructura pero si ocasiona una redistribución de esfuerzos en los miembros que se encuentran bajo cargas de servicio provocando un aumento en las deflexiones (Park and Paulay 1997).

- Fatiga.

Ocurre cuando un elemento estructural está sometido a cargas fluctuantes, es decir está sometido a esfuerzos cíclicos de compresión variando desde cero hasta alcanzar el máximo esfuerzo, según el autor (H.NILSON 2001) el límite de la fatiga para el concreto varía entre el 50% y el 60% de la resistencia a la compresión estática para 2'000.000 de ciclos.

Resistencia a la Tensión:



La resistencia a la tensión del hormigón es muy baja, por ello no se debe tomar en cuenta para realizar el diseño de elementos estructurales, el código ACI establece que el módulo de ruptura f_r' es igual a $0.53\sqrt{f_c'}$ para concretos de peso normal.

Efectos de retracción y temperatura:

– Retracción

El hormigón tiende a sufrir procesos de retracción debido a la pérdida de humedad por evaporación, los efectos de retracción pueden llegar a producir agrietamientos ocasionando un aumento de deflexiones en los elementos estructurales. Las deformaciones por retracción varían entre 0.0002 a 0.0006 llegando incluso a valores como 0.0010.

– Temperatura

Los incrementos de temperatura ocasionan un aumento en el volumen del hormigón, mientras que la disminución de temperatura provocan la retracción del hormigón, estos efectos de dilatación y de contracción pueden dar origen a los agrietamientos considerables.

Acero de refuerzo:

– Punto de fluencia.

El punto de fluencia es el esfuerzo para el cual la plataforma de fluencia queda claramente definida en la curva esfuerzo–deformación. La plataforma de fluencia se define como una porción horizontal de la curva en el que la deformación unitaria aumenta continuamente bajo un esfuerzo constante. Las barras de grado 60 son las que usualmente se emplea como acero de refuerzo y su punto de fluencia es $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

– Módulo de elasticidad.

El módulo de elasticidad para el acero $E_s = 2'100.000 \text{ kg/cm}^2$, es importante mencionar que E_s es el mismo para todos los refuerzos de distinto grado.

– Resistencia a la fatiga

La fatiga en metales produce fisuras microscópicas que se forman a partir de un ciclo de esfuerzos repetitivos que se han aplicado en un determinado



número de veces, de tal forma que el área no fisurada de la sección transversal de la barra disminuye con el tiempo, hasta que es demasiado pequeña para soportar las cargas y llega a fallar de una manera frágil.

2.1.2 ACERO ESTRUCTURAL

El acero es uno de los materiales más empleados en la industria de la construcción por todas las características que presenta, además su producción se la hace en una gran variedad de tipos y formas, por ende presenta una gran flexibilidad para su uso.

Está compuesto por una aleación de hierro (mínimo 98%), carbono (menos del 1%) y otras pequeñas cantidades de materiales para mejorar su resistencia como carbono, o para mejorar su soldabilidad y resistencia a la intemperie como fósforo, azufre, sílice y vanadio.

Entre las propiedades que más destacan del acero para su implementación como material estructural se encuentran su alta resistencia, comparada con cualquier otro material disponible, la ductilidad la cual permite deformarse al material ya sea en compresión o tensión antes de fallar, además una gran durabilidad y disponibilidad, requiriendo un tratamiento para su protección contra el medio ambiente al que será expuesto.

Propiedades mecánicas

Las principales propiedades del acero estructural son:

- Módulo de elasticidad E . el rango típico para los aceros que se usan frecuentemente se encuentran en 193000 a 207000 Mpa , generalmente para el diseño se toma un valor de 200000 Mpa .
- Módulo de Poisson μ . Para el rango elástico se toma 0.3 y para el rango inelástico 0.5.
- Módulo de Cortante G . se calcula en función del módulo Poisson y de elasticidad.

$$G = \frac{E}{2(1 + \mu)} \quad (2.2)$$

- Punto de fluencia y resistencia última. El comportamiento del acero tiende a ser elástico hasta alcanzar su estado de fluencia F_y , sobrepasado este nivel tiende a ser inelástico y finalmente procede a fracturarse alcanzado su última resistencia F_u .
- El valor de la deformación unitaria ϵ es la relación entre la deformación Δl y la longitud l en la que se ha producido.



$$\varepsilon = \frac{\Delta l}{l} \quad (2.3)$$

- Módulo de elasticidad a cortante τ

$$\tau = G * \gamma \quad (2.4)$$

Donde γ es la deformación a cortante.

Características del Acero

Para este proyecto se empleara acero A 36

- Límite de fluencia $F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$
- Límite de fractura $F_u = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de Elasticidad $E = 2045000 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de Endurecimiento por deformación $Est = E/50$
- Módulo de Poisson

Tipos de perfiles

Debido a la versatilidad que hoy se requiere para la construcción, en el mercado existen algunos tipos de perfiles usados habitualmente, entre ellos se disponen de:

- Perfiles conformados en frío

Son perfiles formados a temperatura ambiente, basado en la norma INEN 1623:2009 entre estos tenemos perfiles L, U, G, omega, Z, y algunos especiales. En la figura 2.1 se pueden observar las características de estas secciones.

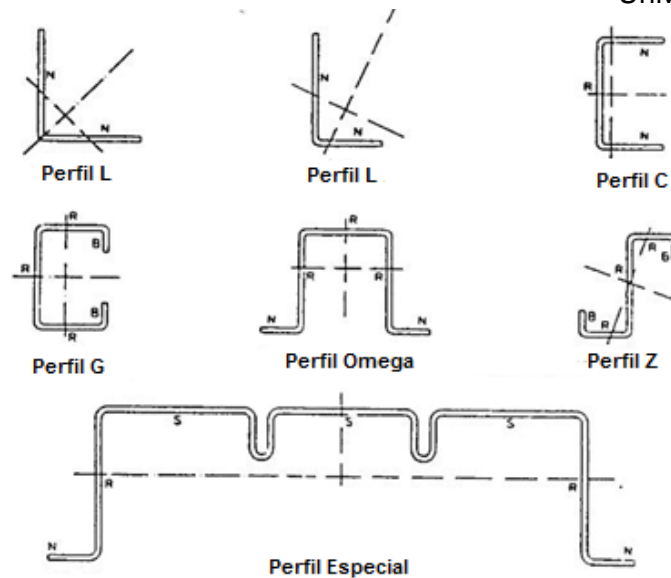


Figura 2. 1 Perfiles conformados en frío

- Perfiles laminados en caliente

Estos perfiles son formados en acero caliente semiplástico, moldeándolos a través de una serie de rodillos que les da la forma transversal requerida. Entre los perfiles americanos podemos encontrar:

Perfil W: tiene un gran momento de inercia. Para vigas emplean secciones tales que $d > b_f$ y para columnas se requiere $d \approx b_f$.

Perfil S: poseen un patín más angosto y alma más gruesa que W.

Pilotes de Punta, HP: el espesor del alma es igual al de los patines, dichos espesores tienden a ser gruesos para mayor resistencia.

Canales C: tiene simetría simple, es decir referente solo a un eje.

Perfiles de Angulo L: espesor constante en las almas.

Perfiles T: cortado del perfil W, denominados WT.

Perfiles T: cortado del perfil S, denominados ST.

Barras.- tiene un diámetro constante, en función de su utilidad se construyen con superficie lisa y corrugada.

Placas.- varían en función del ancho y espesor.

Cables.- conformado por un grupo de alambres, los cuales al trabajar en grupo, tienden a mejorar su capacidad como elemento.



Secciones Huecas.- tiene un espesor constante, se pueden encontrar en forma circular, cuadrada y rectangular.

Los perfiles anteriormente descritos se pueden observar en la figura 2.2

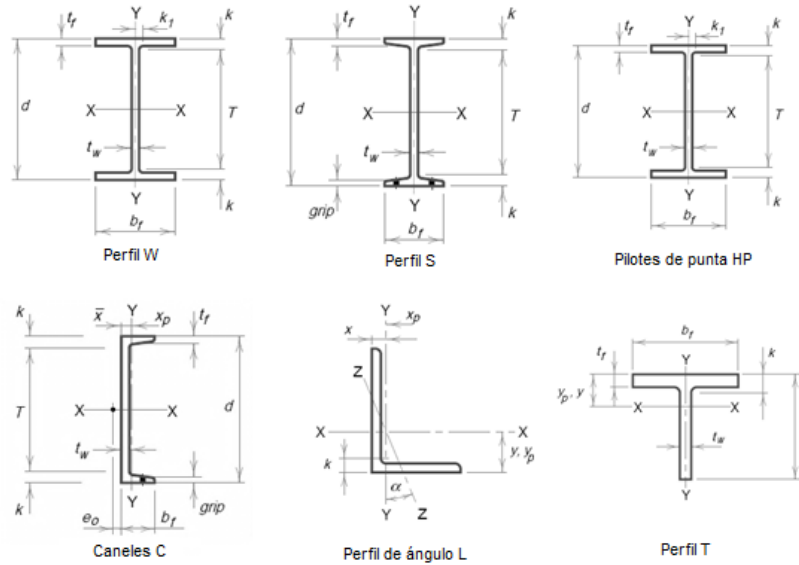


Figura 2. 2 Perfiles laminados en caliente

Por otra parte, dentro de los perfiles Europeos se encuentran:

- Perfil IPE: análogo al perfil “W” empleado para vigas, es decir que $d > b_f$.
- Perfil HEB: análogo al perfil “W” empleado para columnas donde $d \approx b_f$.
- Perfil IPN: análogo al perfil “S”.
- Perfil UPN: semejante al perfil de canal “C”.

Los perfiles anteriormente descritos se observan en la figura 2.3.

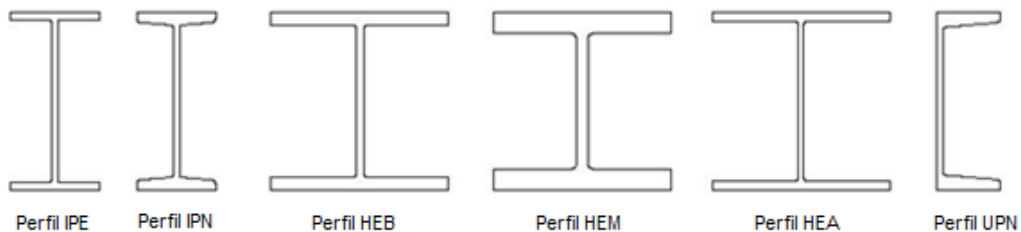


Figura 2. 3 Perfiles Europeos

Además de todos los perfiles mencionados anteriormente, se pueden emplear secciones con combinación entre ellos, de tal manera que trabajen de forma conjunta como un solo miembro, a estos perfiles se los conoce como secciones armas. Dichas secciones permiten mayor libertad de sus propiedades.



2.2 CONSIDERACIONES DEL FUNCIONAMIENTO ESTRUCTURAL

Una estructura puede determinarse como un conjunto de elementos o componentes que se combinan de tal manera que cumplan la función a la que está destinada, pero con un razonable factor de seguridad.

En función de los métodos de análisis existen dos tipos de estructuras: isostáticas e hiperestáticas. Al ser una estructura isostática es fácil analizar su comportamiento por ende las fuerzas cortantes, momentos flexionantes, fuerzas normales y momentos torsionales se los determina planteando condiciones únicamente de equilibrio, por otra parte las estructuras hiperestáticas a parte de las condiciones de equilibrio, requieren ecuaciones de compatibilidad de deformaciones entre los miembros de la estructura. (González 2003).

2.2.1 CONDICIONES DE APOYO

Para determinar el funcionamiento estructural se identifica las características de los apoyos, que para efectos de cálculos se los ve desde un solo plano donde se tiene una fuerzas en el eje X y Y , además un momento en el eje Z , entre estos tenemos 3 tipos de apoyos:

Apoyo simple: únicamente restringe los desplazamientos verticales, pero permite los desplazamientos horizontales y rotaciones.

Apoyo articulado: restringe el desplazamiento lineal en 2 direcciones.

Apoyo Empotrado: a través de esta unión se trasmite fuerzas axiales y de corte a la vez que restringe el momento.

Cabe recalcar que estas uniones no se dan al 100 por ciento, ya que no se puede garantizar un completo empotramiento, a la vez que en todo apoyo se da un momento aunque este sea mínimo.

2.3 ESFUERZOS EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES.

Los elementos estructurales están sometidos a una serie de fuerzas externas y estos se encuentran en equilibrio estático, pero se debe determinar los esfuerzos internos que se producen en los elementos. Los esfuerzos principales son los siguientes:

- Esfuerzo normal o de flexión.
- Esfuerzo tangencial o cortante.
- Esfuerzos de torsión.
- Relación entre los esfuerzos cortantes horizontales y verticales.



2.3.1 ESFUERZOS NORMALES O DE FLEXIÓN

Para que un elemento estructural no falle por flexión se debe conocer la relación que existe entre el momento flexionante y los esfuerzos normales o de flexión que se producen. Los autores (Pyte and Singer 1994) determinan el esfuerzo máximo en función del momento flector, la distancia desde el eje neutro hasta la fibra última en tensión y el momento de inercia.

$$\sigma_{max} = \frac{Mc}{I} = \frac{M}{I/c} = \frac{M}{S_r} \quad (2.5)$$

2.3.2 ESFUERZO TANGENCIAL O CORTANTE

Los esfuerzos tangenciales que se producen en el interior de un sólido se les conocen como esfuerzos cortantes. Los autores (Pyte and Singer 1994) determinan el esfuerzo cortante en función del cortante total de la sección, el momento estático de la sección, el momento de inercia y el ancho efectivo de la misma.

$$\tau = \frac{VQ}{Ib} \quad (2.6)$$

2.3.3 ESFUERZOS DE TORSIÓN.

Los esfuerzos de torsión que se producen en los elementos estructurales causan esfuerzos cortantes en el plano perpendicular y en dirección radial del elemento, actuando desde el centro de gravedad hasta la fibra más externa. La ecuación (2.7) presenta los esfuerzos de torsión en un tubo de pared delgada.

$$\tau = \frac{q}{t} = \frac{T}{2At} \quad (2.7)$$

2.3.4 RELACIÓN ENTRE LOS ESFUERZOS CORTANTES HORIZONTALES Y VERTICALES.

Los esfuerzos que pueden actuar en un elemento pueden combinarse en un par de esfuerzos, ya sea un par de esfuerzos inclinados a tensión y un par de esfuerzos inclinados a compresión. La combinación de estos esfuerzos se denomina esfuerzos principales.

$$t = \frac{\sigma}{2} \pm \sqrt{\frac{\sigma^2}{4} + v^2} \quad (2.8)$$

2.4 TIPOS DE CARGAS

2.4.1 CARGAS DE SERVICIO

La finalidad de la estructura es soportar los pesos a las que se va a ver sometida, por ende la estructura tiene que ser diseñada para resistir todas las cargas que se le impongan, según la (COMITÉ EJECUTIVO DE LA NORMA ECUATORIA DE LA CONSTRUCCIÓN 2011) se establece los siguientes tipos de carga:



Cargas Permanentes: se la conoce como carga muerta, dentro de estas se considera los pesos de todos los elementos estructurales, además de todo artefacto integrando permanentemente en la estructura.

Sobrecargas de Uso: conocida como carga viva, son aquellas que pueden cambiar de lugar y de magnitud.

Cargas de viento: Estas cargas se consideran en estructuras elevadas, especialmente en zonas donde existe la probabilidad de que ocurran grandes fuerzas de viento, para estructuras subterráneas este tipo de carga es despreciable.

2.4.2 CARGAS DEL SUELO

Por la Ley de Pascal se sabe que la presión ejercida por un líquido sobre las paredes que lo contienen es proporcional a la profundidad y al peso específico del líquido contenido. Los suelos ejercen sobre las superficies una presión similar a los líquidos pero de menor magnitud. En la figura 2.4 Se observa la distribución de su presión W y la fuerza resultante R .

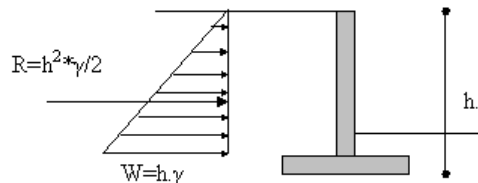


Figura 2. 4 Diagrama de presión de tierras

Esto permite determinar los esfuerzos para las estructuras de contención, para lo cual, las teorías más empleadas son las de Rankine y Coulumb.

2.4.3 CARGAS SÍSMICAS

Se empleará el cálculo estático recomendado en las normas del CEC 2002 (Código Ecuatoriano de la Construcción), debido que en el NEC 11 presenta varios errores en su edición.

Cortante basal

El cortante basal que será aplicado en una estructura, en función de las cargas últimas está dada por:

$$V = \frac{ZIC}{R\Phi_P\Phi_E} W \tag{2. 9}$$

En donde

$$C = \frac{1.25 S^s}{T_v} \tag{2. 10}$$

Z : Factor de zona sísmica

I : Factor de importancia



W : Carga reactiva

T_v : Periodo de vibración

S : Coeficiente de suelo

R : Factor de reducción de resistencia sísmica.

Φ_P : Factor de configuración estructural en planta

Φ_E : Factor de configuración estructural en elevación

- Factor de zona Z : se determina en función de la zona en la que se realicen los estudios. En la figura 3.9 se puede apreciar la división en los distintos tipos de zonas existentes en el Ecuador y en la tabla 3.3 el respectivo valor que corresponde a cada lugar.
- Factor de importancia I : se determina en función del uso que se le vaya a dar a la estructura y la importancia que esta necesite de seguir operando con normalidad tras el sismo, entre éstas tenemos: edificaciones esenciales o peligrosas (hospitales, clínicas, torres de control aéreo) con 1.5, Estructuras de ocupación especial (museos, colegios, iglesias) con 1.3, y otras estructuras con 1.0
- Carga sísmica reactiva W : es igual a la carga muerta total más un 25 por ciento de la carga viva de piso, para el caso de bodegas o almacenaje se emplea más el 50 por ciento de la carga viva. Para este caso se empleará la únicamente la carga muerta.
- Periodo de vibración T_v : será determinado mediante:

$$T_v = C_t(h_n)^{3/4} \tag{2.50}$$

Donde:

h_n : Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura.

$C_t = 0.09$: Para pórticos de acero.

$C_t = 0.09$: Para pórticos de hormigón armado.

$C_t = 0.06$: Para pórticos espaciales de hormigón armado con muros estructurales.

- Coeficiente de suelo S y C_m : se determina en función del tipo de suelo, en la tabla 2.2 se observa los distintos valores para cada tipo.

Perfil tipo	Descripción	S	Cm
S1	Roca o suelo firme	1	2.5
S2	Suelos intermedios	1.2	3
S3	Suelos blandos y estrato profundo	1.5	2.8
S4	Condiciones especiales de suelo	2	2.5

Tabla 2. 2 Coeficiente de suelo S y Coeficiente C_m .



- Factor de reducción de resistencia sísmica R : tiene una fuerte influencia en la reducción de las fuerzas sísmicas actuantes en la estructura, se determina siempre y cuando la estructura cumpla con todos los parámetros requeridos en el CEC, donde las conexiones se deben diseñar con un cierto mecanismo de falla previsible y una adecuada ductilidad, los daños se concentrarán en las uniones y de esta manera funcionarán como rotulas plásticas. El valor del factor R Se determina mediante la tabla 2.3.

Sistema estructural	R
Sistema de pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas o de acero laminado caliente, con muros estructurales de hormigón armado (sistemas duales)	12
Sistema de pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas o de acero laminado caliente.	10
Sistema de pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas banda y muros estructurales de hormigón armado (sistemas duales).	10
Sistema de pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas y diagonales rigidizadoras.	10
Sistema de pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas banda y diagonales rigidizadoras.	9
Sistema de pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas banda.	8
Estructuras de acero con elementos armados de placas o con elementos de acero conformados en frío. Estructuras de aluminio.	7
Estructuras de madera.	7
Estructura de mampostería reforzada o confinada.	5
Estructura con muros portantes de tierra reforzada o confinada.	3

Tabla 2. 3 Valores de coeficiente de reducción de respuesta estructural R .

- Coeficientes de configuración estructural Φ_P, Φ_E : una estructura es considerada regular en planta y en elevación cuando no presenta ninguna variación en su diseño, caso contrario estas irregularidades intervienen de manera significativa en el análisis sísmico por lo que se determinan unos coeficientes de configuración estructural tanto para la planta Φ_P , como para la elevación Φ_E . Dichos factores se determinan en función de las irregularidades presentes en las figuras (2.5) y (2.6).



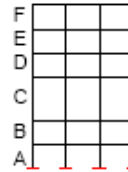
IRREGULARIDADES EN ELEVACION

Tipo 1 - Piso flexible - $\phi_{E_i} = 0.9$

Rigidez $K_c < 0.70$ Rigidez K_D

ó

Rigidez $K_c < 0.80 \frac{(K_D + K_E + K_F)}{3}$



Tipo 2 - Distribución de masas - $\phi_{E_i} = 0.9$

$m_D > 1.50 m_E$

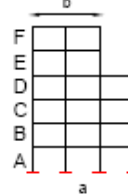
ó

$m_D > 1.50 m_C$



Tipo 3 - Irregularidad Geométrica - $\phi_{E_i} = 0.9$

$a > 1.30 b$



Tipo 4 - Desalineamientos en ejes verticales - $\phi_{E_i} = 0.8$

$b > a$



Tipo 5 - Piso débil - $\phi_{E_i} = 0.8$

Resistencia Piso B < 0.70 Resistencia Piso C

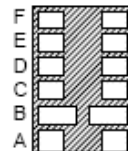
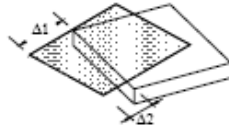


Figura 2. 5 Coeficientes estructurales de Elevación.

IRREGULARIDADES EN PLANTA

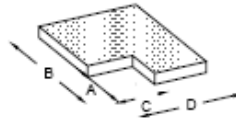
Tipo 1- Irregularidad torsional- $\phi_{p_i} = 0.9$

$$\Delta > 1.2 \frac{(\Delta 1 + \Delta 2)}{2}$$

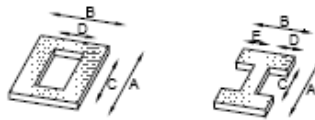


Tipo 2- Retrocesos excesivos en las esquinas - $\phi_{p_i} = 0.9$

$$A > 0.15B \text{ y } C > 0.15D$$



Tipo 3 - Discontinuidades en el sistema de piso - $\phi_{p_i} = 0.9$



$$1) C \times D > 0.5 A \times B$$

$$2) (C \times D + C \times E) > 0.5 A \times B$$

Tipo 4 - Desplazamiento de los planos de Acción - $\phi_{p_i} = 0.8$
de elementos verticales



Tipo 5 - Ejes estructurales no paralelos - $\phi_{p_i} = 0.9$

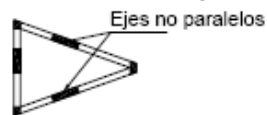


Figura 2. 6 Coeficientes estructurales de Planta.

2.4.4 COMBINACIONES DE CARGA

En las estructuras existe la posibilidad de que actúen diferentes tipos de carga en un mismo instante, debido a esto se ha empleado diferentes casos de cargas, por ejemplo en una estructura es muy probable que actué la carga viva y la carga muerta en un mismo instante, por lo tanto los códigos de la construcción para el hormigón ACI y para el acero LRFD han desarrollado varios casos hipotéticos de cargas.

Las combinaciones de cargas que se emplean para el análisis estructural se consideran dependiendo de las condiciones físicas a la que va a estar expuesta la estructura y del uso que se le va a dar. Para realizar el análisis estructural se



Universidad de Cuenca

deben considerar todas las combinaciones de carga posibles, de forma que la carga última es la carga más crítica que actúan en la estructura.

2.5 TIPOS DE DISEÑO PARA ELEMENTOS ESTRUCTURALES.

El diseño estructural consiste en determinar las dimensiones de cada elemento con el propósito de que el elemento resista a las cargas que va a estar sometido en el funcionamiento de la estructura. Para determinar las dimensiones del elemento se han desarrollado dos métodos de diseño los cuales son:

2.5.1 MÉTODO DEL DISEÑO PARA CARGAS DE SERVICIO O ESFUERZOS DE TRABAJO.

El método consiste en dimensionar los elementos tomando en cuenta los esfuerzos a los que son sometidos debido a la acción de las cargas de servicio, los esfuerzos que se producen en los elementos no deben sobrepasar un esfuerzo límite que se conoce con el nombre de *esfuerzo admisible*, que son fracciones de los esfuerzos de falla de los materiales, por lo tanto los elementos se pueden diseñar con base en métodos elásticos.

El hormigón armado al estar formado por dos materiales, posee dos esfuerzos admisibles uno para el hormigón que se estima que es la mitad de su resistencia a la compresión y para el acero de refuerzo que es la mitad de su esfuerzo de fluencia f_y , mientras que para el acero estructural varía dependiendo el grado de acero que se vaya a emplear.

2.5.2 MÉTODO DE DISEÑO A LA RESISTENCIA.

El diseño a la resistencia toma en cuenta casos hipotéticos de cargas que actúan en el período de vida útil de la estructura, es importante conocer que las cargas hipotéticas son considerablemente mayores a las cargas que actúan en la realidad, al aplicar este método se considera que los límites de falla se encuentran por encima de los límites elásticos del material.

Para lograr los casos hipotéticos de falla se consideran factores de carga o de sobre capacidad que varían dependiendo del tipo de carga a analizar, una vez determinada la carga mayorada, se procede a realizar varias hipótesis de combinaciones de carga, determinando la carga más crítica para realizar el diseño del elemento. El elemento diseñado por este método debe cumplir con dos tipos de estados: el primero de resistencia y el segundo de servicio.

Estado límite de resistencia: Se basa en la seguridad o en la capacidad de carga de las estructuras.

Estado límite de servicio: hace referencia al comportamiento de las estructuras bajo las cargas normales de servicio, tomando en cuenta los aspectos del uso y ocupación de la estructura como las deflexiones excesivas, deslizamientos, vibraciones y agrietamientos.



Por último el método aplica los factores de reducción de capacidad, que tienen como objetivo tomar en cuenta las inexactitudes que existen en los respectivos cálculos, fluctuaciones en la resistencia de los materiales, y la mano de obra al realizar la construcción de la estructura. Los factores de reducción de capacidad varían dependiendo de la resistencia que se está analizando, es decir varían los factores para la resistencia a flexión, cortante, y torsión.

Es importante mencionar que el diseño a la resistencia es el método que se emplea en la actualidad con mayor frecuencia para realizar el diseño de elementos estructurales, debido a que en la realidad la resistencia de un elemento depende del comportamiento de la curva esfuerzo–deformación en el rango inelástico cercano a la falla y al realizar los diseños de los elementos en el rango elástico muchas de las veces los elementos se encontraban sobredimensionados.

En el presente proyecto se empleará el método de diseño a la resistencia para el dimensionamiento de los elementos estructurales tanto en hormigón como en acero.

2.6 NORMATIVAS DE DISEÑO.

Las normativas de diseño son documentos que se han creado en base a situaciones experimentales y que sirven como guía para realizar el diseño de los elementos estructurales, dependiendo el tipo de material en el que se va a diseñar el elemento existen varios tipos de normativas, en el presente proyecto se emplearán como base fundamental las siguientes normativas:

- American Concrete Institute (ACI).
- American Institute of Steel Construction (AISC).
- Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC).

Independientemente de cual sea la normativa a aplicar en una estructura, las normativas presentan criterios que han sido probados con ensayos experimentales y por lo tanto se debe a cumplir con los criterios, como por ejemplo: las deflexiones máximas permitidas en vigas de hormigón armado como de acero, tipos de uniones entre elementos, detalles de elementos, y otros aspectos que se detallarán más afondo en el capítulo 3.

2.6.1 AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (ACI).

El ACI es un documento guía para el diseño de estructuras de hormigón armado, basándose en estudios estadísticos para determinar varios factores, la ecuación (2.11) es el principio fundamental en el que se basa el código ACI.

$$\text{Resistencia de diseño} \geq \text{Resistencia requerida} \quad (2.11)$$

$$\phi S_n \geq U \quad (2.12)$$



Como se puede observar en la ecuación (2.12), el símbolo ϕ hace referencia a los factores de carga de resistencia, S_n hace referencia a la resistencia nominal, y U hace referencia a la resistencia requerida, la cual se calcula empleando los factores de mayoración de carga que varían dependiendo el tipo de carga, como puede ser una carga viva, muerta, de viento, sísmica. Se debe tomar en cuenta que para determinar la resistencia requerida el ACI realiza varias combinaciones de carga, ya que las estructuras se encuentran sometidas a la aplicación de varias cargas que actúan simultáneamente, estas combinaciones de carga permiten distinguir dos situaciones: la primera es que el efecto de todas las cargas es aditivo, es decir todas las cargas se suman, mientras que la segunda situación hay cargas que llegan a contrarrestarse entre sí.

2.6.2 AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION (AISC).

El AISC 360-10 es un documento guía para el diseño de estructuras de acero basado en la norma LRFD, de igual manera que el ACI el LRFD se basa en estudios estadísticos para determinar varios factores, la ecuación (2.13) es el principio fundamental en el que se basa el código LRFD.

$$\phi R_n \geq \sum \lambda_i Q_i \quad (2.13)$$

De donde ϕ hace referencia a los factores de carga de resistencia, R_n a la resistencia nominal y $\sum \lambda_i Q_i$ a la sumatoria de los efectos en la carga de las estructuras, en la que Q_i hace referencia a las cargas de servicio y λ_i hace referencia a los factores de seguridad, que generalmente son mayores que 1.0, por lo tanto el término de la derecha de la ecuación hace referencia a las cargas factorizadas, que se emplean en el diseño de las estructuras, de igual manera que el código ACI el código LRFD emplean varios factores de mayoración que dependen del tipo de carga y de esa manera llegar a obtener varias combinaciones de carga.

2.6.3 NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN (NEC).

La NEC es un documento guía, que para el diseño de estructuras de hormigón armado se basa en el código ACI, mientras que para el diseño de estructuras de acero se basa principalmente en el American Institute of Steel Construction (AISC). La NEC realiza algunas variaciones con respecto a los códigos guía, especialmente en el análisis sísmico, debido a que los códigos en los que se basa pertenecen a una zona sísmica totalmente diferente a la zona sísmica Ecuatoriana.

CAPÍTULO 3: ANÁLISIS ESTRUCTURAL

La estructura a diseñar es de un parqueadero subterráneo de dos niveles, dejando para espacio recreativo una cancha sintética en su nivel+0.



3.1 CARGAS DE DISEÑO

Se considerarán las siguientes cargas: Carga de cancha sintética, carga vehicular, carga de empuje lateral de tierras e incremento dinámico de las cargas laterales por acción de un sismo.

3.1.1 CARGA DE CANCHA SINTÉTICA

La carga que aportará la cancha se establece mediante el peso del material de drenaje equivalente a 15cm de grava y el peso de la capa de césped. Por ende se tiene:

$$CM_{cancha} = (\gamma h)_{drenaje} + \text{Peso del cesped} \quad (3.1)$$

El peso del material de drenaje a colocar se establece de 1600 kg/m³ y el peso de la capa de césped es de 20 kg/m², sustituyendo se tiene:

$$CM_{cancha} = 260 \text{ kg/m}^2$$

3.1.2 CARGA VEHICULAR

La normativa (INEN 2001) establece que para parqueaderos se emplea una carga distribuida de 500 kg/m².

$$CV_{vehicular} = 500 \text{ kg/m}^2$$

3.1.3 CARGAS DE SERVICIO PARA EL NIVEL-0.0 m

El uso de este nivel será como cancha sintética deportiva, además se ha considerado una sobrecarga de 50kg/m². Las cargas de diseño a emplear en la tabla (3.1)

CARGAS DE DISEÑO NIVEL-0		
CV	250	kg/m ²
CM-sobrecarga	50	kg/m ²
CM-cancha	260	kg/m ²

Tabla 3. 1 Cargas consideradas en el nivel +0

3.1.4 CARGAS DE SERVICIO PARA EL NIVEL -3.0 m

Se ha considerado la carga vehicular y a la vez una sobre carga de 50 kg/m². En la tabla (3. 2) se presentan las cargas consideradas.

CARGAS DE DISEÑO		
CV	500	kg/m ²
CM	80	kg/m ²

Tabla 3. 2 Cargas consideradas en el nivel -3

3.1.5 CARGAS DE SERVICIO PARA EL NIVEL-6.0 m

Se empleará un pavimento rígido el cual será diseñado con los métodos recomendados por la PCA. El diseño de esta losa se detalla en el Capítulo 4.7.

3.1.6 CARGAS LATERALES DE PRESIÓN DE TIERRAS

Existen tres teorías empleadas en el cálculo de las cargas laterales del suelo, entre ellas tenemos la presión de tierras en reposo, teoría de Rankine, y teoría de Coulomb.

- Presión de tierras en reposo.

Una masa de suelo que se encuentre ubicada a una profundidad z está sujeta a la acción de una presión vertical σ'_o y a una presión horizontal σ'_h como se puede observar en la figura 3.1.

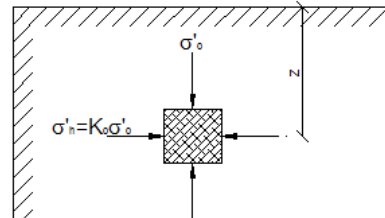


Figura 3. 1 Presión de tierra de reposo

El muro de la figura 3.1 se encuentra en un equilibrio estático, de esta manera el coeficiente de presión de tierras en reposo K_o es determinado por:

$$K_o = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_o} \quad (3.2)$$

El coeficiente K_o se define a partir de la ecuación 3.3 para suelos de grano grueso, mientras que para suelos de grano fino se aplica la ecuación 3.4.

$$K_o = 1 - \text{sen}(\phi) \quad (3.3)$$

$$K_o = 0.44 + 0.42 \left(\frac{IP\%}{100} \right) \quad (3.4)$$

En la figura 3.2 se observa el diagrama de presiones el cual adopta una forma triangular debido a que la presión incrementa con la profundidad y su resultante P_o se encuentra ubicada en el centroide del diagrama.

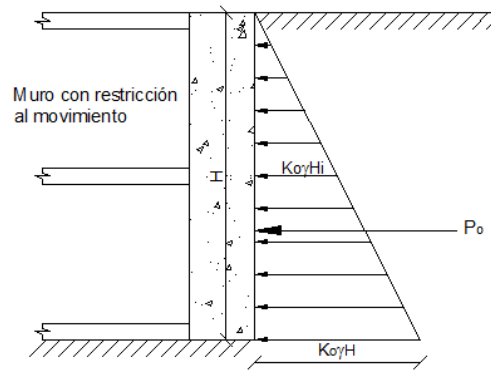


Figura 3. 2 Diagrama de distribución de presiones para el estado en reposo.

La magnitud de la resultante P_o se determina mediante:

$$\text{Presión lateral} = K_o \gamma H_i \quad (3.5)$$

$$P_o = \frac{1}{2} K_o \gamma H^2 \quad (3.6)$$

– Teoría de Rankine.

Estado activo de Rankine.

Este estado ocurre cuando el muro se desliza debido a la acción de la masa del suelo, de forma que el muro tiende a alejarse del suelo que contiene (ver figura 3.3) y el esfuerzo principal horizontal σ'_h decrece llegando a un estado de equilibrio plástico donde ocurre la falla. El coeficiente activo K_a es determinado mediante:

$$K_a = \cos \alpha \frac{\cos \alpha - \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi}}{\cos \alpha + \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi}} \quad (3.7)$$

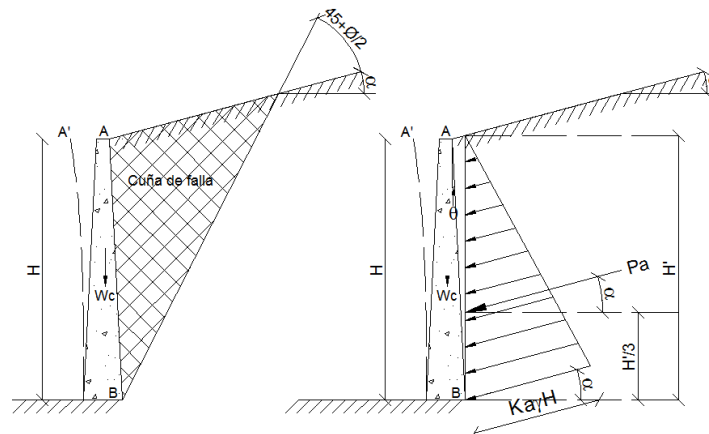


Figura 3. 3 Diagrama de distribución de presiones para el estado activo de Rankine

La resultante de la fuerza activa P_a se determina mediante:

$$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H'^2 \quad (3.8)$$

Estado pasivo de Rankine.

Esto ocurre cuando el muro se desliza en dirección hacia la masa de suelo que retiene, por lo tanto el esfuerzo efectivo horizontal σ'_h incrementará hasta que el suelo alcanza el estado de falla. El coeficiente pasivo K_p se determina mediante:

$$K_p = \cos \alpha \frac{\cos \alpha + \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi}}{\cos \alpha - \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi}} \quad (3.9)$$

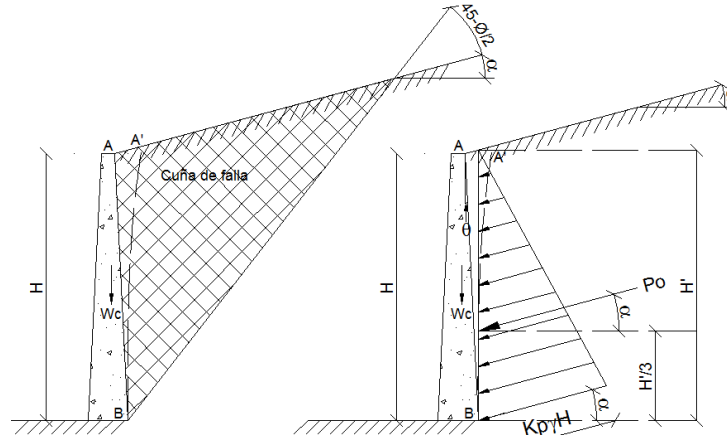


Figura 3. 4 Diagrama de distribución de presiones para el estado pasivo de Rankine.

La resultante de la fuerza pasiva P_p se determina mediante:

$$P_p = \frac{1}{2} K_p \gamma H'^2 \quad (3.10)$$

- Teoría de Coulomb

Estado activo de Coulomb

El factor de empuje de tierras activo K_a se determina mediante:

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2 \theta \cos(\delta + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \sin(\phi - \alpha)}{\cos(\delta + \theta) \cos(\theta - \alpha)}} \right]^2} \quad (3.11)$$

En la figura 3.5 se presenta el diagrama de presiones correspondiente al caso activo de Coulomb.

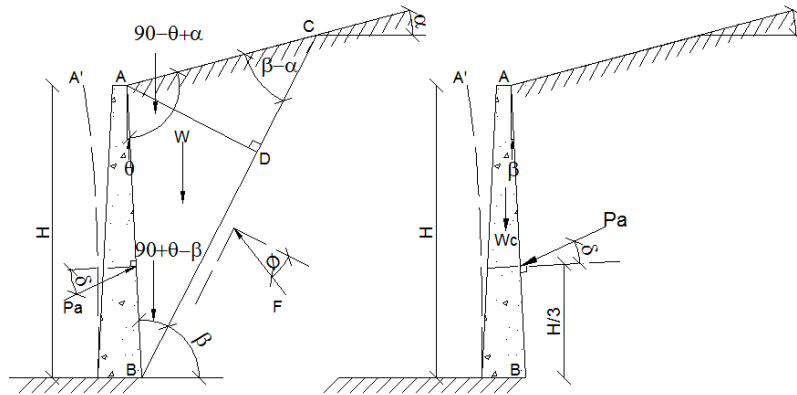


Figura 3. 5 Presión lateral activa de Coulomb

La fuerza activa P_a es determinada mediante:

$$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 \quad (3. 12)$$

Estado pasivo de Coulomb

El factor del estado pasivo K_p equivale a:

$$K_p = \frac{\cos^2(\phi + \theta)}{\cos^2\theta \cos(\delta - \theta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta) \sin(\phi + \alpha)}{\cos(\delta - \theta) \cos(\alpha - \theta)}} \right]^2}$$

En la figura 3.6 se presenta el diagrama de presiones correspondientes al caso pasivo de Coulomb.

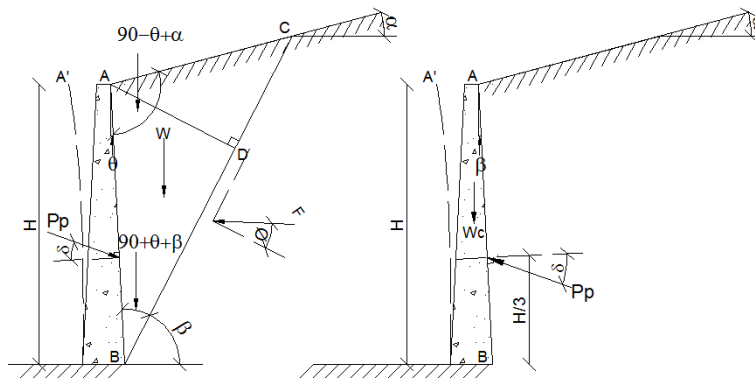


Figura 3. 6 Presión lateral pasiva de Coulomb

La fuerza pasiva P_p se determina mediante:

$$P_p = \frac{1}{2} K_p \gamma H^2 \quad (3. 13)$$

3.1.7 INCREMENTO DE PRESIÓN LATERAL POR EFECTO DE UNA SOBRECARGA.

Las sobrecargas que actúan en el suelo de relleno incrementa la presión lateral de tierras, en la figura 3.7 se observa que el valor de la carga q está afectado por el coeficiente k , que dependiendo de la situación que se está analizando puede ser remplazado por el coeficiente de reposo, o por los coeficientes activos o pasivos de la teoría de Rankine o Coulomb.

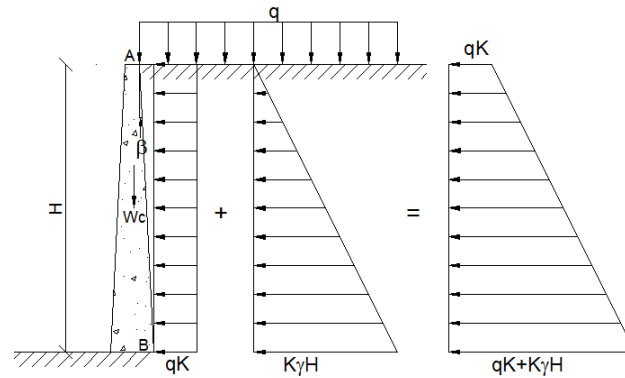


Figura 3. 7 Distribución de presiones considerando el efecto de una sobrecarga.

3.1.8 INCREMENTO DINÁMICO DE PRESIÓN POR EFECTO DEL SISMO

Al ocurrir un sismo produce efectos dinámicos en las masas del suelo, para simular estos efectos se consideran las fuerzas de inercia de las masas del suelo de relleno y del muro, tomando en consideración que la masa del suelo se apoya directamente en la cara del muro y en la zapata de cimentación. Dependiendo del efecto del movimiento del muro existen dos tipos de incrementos sísmicos: Incremento dinámico del empuje de reposo y el Incremento dinámico del empuje activo.

Incremento dinámico del empuje de reposo.

El incremento dinámico de reposo ocurre cuando el muro tiene restricción al movimiento. Para considerar el efecto dinámico del sismo se puede considerar un diagrama de presiones trapezoidal, la presión superior e inferior del diagrama de presiones se define como σ_{xs} σ_{xi} respectivamente. En la figura 3.8 se presenta el diagrama de presiones debido al incremento sísmico.

$$\sigma_{xs} = 1.5A_0\gamma H \tag{3. 14}$$

$$\sigma_{xi} = 0.5A_0\gamma H \tag{3. 15}$$

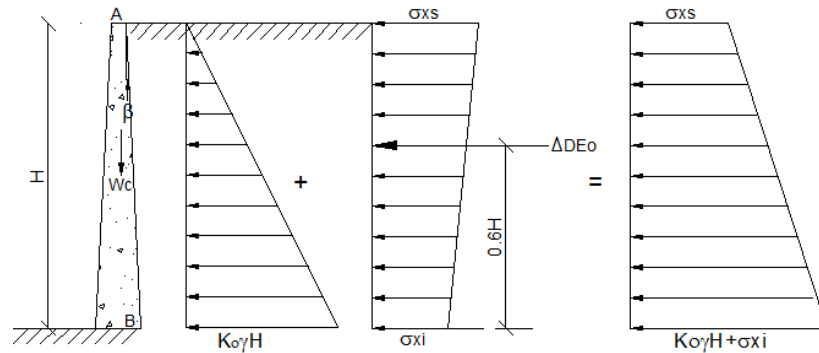


Figura 3. 8 Incremento dinámico debido al sismo para el estado de reposo.

En las ecuaciones 3.14 y 3.15 se observa el término A_o que hace referencia a la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño expresado en función de la gravedad. El valor de A_o se obtiene del plano de zonificación sísmica del Ecuador que se encuentra en el capítulo 2 de la (COMITÉ EJECUTIVO DE LA NORMA ECUATORIA DE LA CONSTRUCCIÓN 2011). EL mapa de zonificación se presenta en la figura 3.9.

La resultante del incremento dinámico se determina mediante la ecuación 3.16, aplicándose a una altura de $0.60H$ medido desde la base del muro como se ilustra en la figura 3.8.

$$\Delta DE_o = A_o \gamma H^2 \quad (3.16)$$

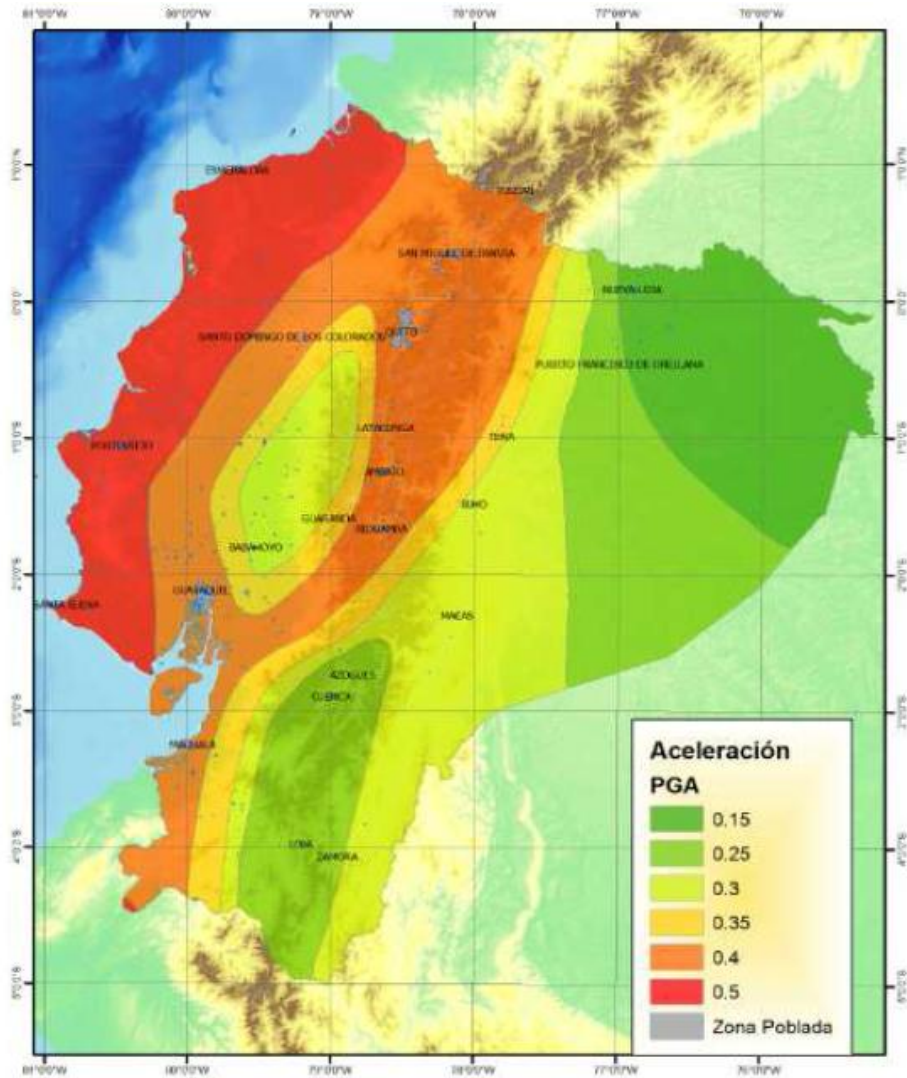


Figura 3. 9 Mapa de zonificación sísmica de la República del Ecuador.

En la figura 3.9 se puede observar que la aceleración sísmica A_0 varía desde $0.15g$ hasta $0.50g$. En la tabla 3.3 se presenta el rango de caracterización sísmica para diferentes valores de A_0 , dándose un valor del $0.25g$ para ciudad de Cuenca.

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor del factor A_0	0.15	0.25	0.3	0.35	0.4	0.5
Caracterización de amenaza sísmica	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy Alta

Tabla 3. 3 Valor de Z en función de la zona sísmica.

Otro procedimiento para calcular el incremento sísmico para el estado de reposo del suelo consiste en determinar una carga rectangular uniforme a lo largo de toda la altura H del muro (Ver figura 3.10). Este método se encuentra en la sección 7.5



de la NCh 433.Of96 (Norma Chilena Oficial 1996). La carga de incremento sísmico se define como σ_s y se determina aplicando la ecuación 3.17.

$$\sigma_s = C_r \gamma H A_0 \tag{3.17}$$

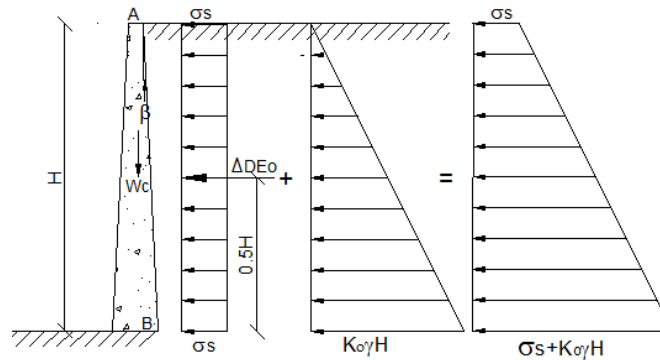


Figura 3. 10 Incremento dinámico debido al sismo para el estado de reposo. Norma Chilena.

El coeficiente C_r varía dependiendo el tipo de suelo que retiene el muro, en la tabla 3.4 se presenta los diferentes valores del coeficiente C_r .

Tipos de suelo	C_r
Suelos duros, densos o muy compactados	0.45
Suelos sueltos o blandos	0.7
Para rellenos sueltos depositados entre el muro	0.58

Tabla 3. 4 Valores del coeficiente C_r en función del tipo de suelo que retiene el muro.

Incremento dinámico del empuje activo

Esto ocurre en muros de retención que contienen el borde inferior en la zapata de cimentación y el borde superior se encuentra libre, es decir el muro no tiene ninguna restricción al movimiento, de forma que cuando ocurre un sismo, el incremento dinámico produce que el muro se aleje del suelo que retiene girando en torno al punto inferior del muro. La normativa AASHTO establece que para el cálculo del incremento dinámico se debe aplicar la teoría propuesta por Mononobe–Okabe, esta teoría aplica una combinación del efecto estático y dinámico del sismo aplicando la resultante de la combinación en una misma ubicación.

Teoría de Mononobe – Okabe.

Se analiza el comportamiento de una cuña de suelo bajo la acción sísmica, la cual se desliza sobre un plano de falla actuando en un muro de contención. La teoría de Mononobe – Okabe consiste en considerar las fuerzas de inercia generadas en la cuña del suelo deslizante considerando varias hipótesis a través del coeficiente sísmico vertical y horizontal que al multiplicarse por el peso de la cuña da como resultado dos acciones adicionales a la teoría de Coulomb, por lo tanto el método de Mononobe – Okabe es una aplicación adicional de la teoría de Coulomb. En la



figura 11.3 se observa las fuerzas que intervienen para la determinación del coeficiente activo por sismo K_{AE} . En la tabla 3.5 se presentan las hipótesis consideradas por la teoría de Mononobe – Okabe tomada de (García, Prada and Medina 2012)

Característica	Hipótesis
Desplazamiento del estribo o del muro	1/1000 a 1/500 de la altura
Tipo de suelo	Granular no saturado
Cuña de suelo	Comportamiento rígido – plástico
Superficie de falla	La superficie de falla del suelo de relleno es plana y pasa por el pie del muro.
Efectos de borde	El muro es lo suficientemente largo como para considerar despreciables los efectos del borde.
Aceleración	Uniforme en toda la cuña deslizante

Tabla 3. 5 Hipótesis de la teoría de Mononobe – Okabe

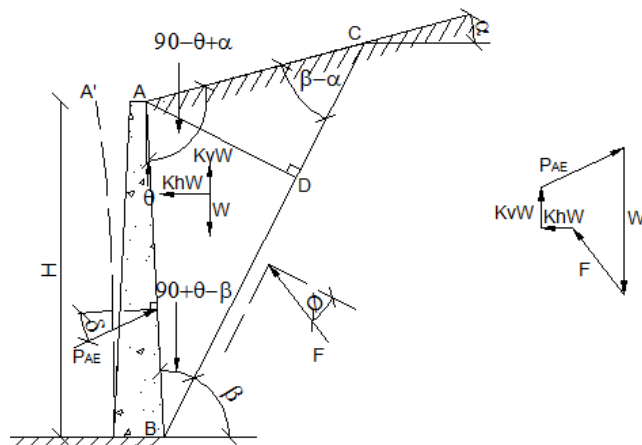


Figura 3. 11 Fuerzas sísmicas actuantes en la cuña activa de suelo.

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \psi)}{\cos \psi \cos^2 \theta \cos(\delta + \theta + \psi) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \sin(\phi - \psi - \alpha)}{\cos(\delta + \theta + \psi) \cos(\alpha - \theta)}} \right]^2} \quad (3. 18)$$

Donde el término ψ que se define mediante:

$$\psi = \tan^{-1} \left(\frac{k_h}{1 - k_v} \right) \quad (3. 19)$$

En la ecuación 3.19 se presenta los términos k_h y k_v que hacen referencia al coeficiente sísmico horizontal vertical respectivamente, ambos coeficientes se pueden observar de manera gráfica en la figura 3.11.



El empuje activo dinámico P_{AE} se determina a partir del área total del diagrama de presiones correspondiente al incremento dinámico activo presentado en la figura 3.12.

$$P_{AE} = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - k_v) K_{AE} \quad (3.20)$$

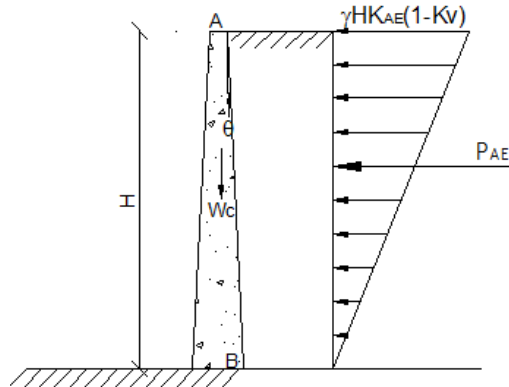


Figura 3.12 Diagrama de presiones correspondiente al incremento dinámico activo

Para determinar el incremento dinámico del empuje activo ΔDE_a se debe realizar la diferencia entre el estado activo en condiciones estáticas P_a y el empuje activo dinámico P_{AE} .

$$\Delta DE_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 [(1 - k_v) K_{AE} - K_a] \quad (3.21)$$

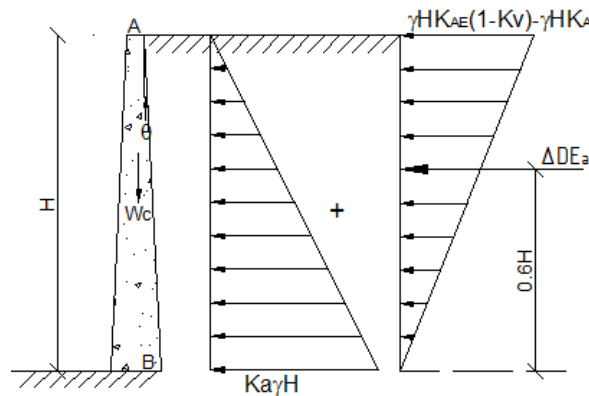


Figura 3.13 Incremento dinámico debido al sismo para el estado activo

Según los autores (Terzariol, Aiassa and Arrúa 2004) EL incremento dinámico del empuje activo ΔDE_a se ubica a una distancia de $0.60H$ medidos desde la base del muro, mientras que la resultante del empuje activo estático se ubica a una distancia de $1/3H$ medido de igual manera desde la base, en la figura (3.13) se puede observar de manera gráfica la ubicación de las respectivas resultantes.



3.1.9 CARGA SÍSMICA

Los resultados de los ensayos de laboratorio realizados con el material extraído a una profundidad de 1m del nivel de la cancha, clasifica al suelo como limo inorgánico de baja plasticidad (ML).

De la tabla 2.3 clasificamos al suelo como tipo S2, para cual los coeficientes S y Cm corresponden los siguientes valores

$$S = 1.2$$
$$C_m = 3.0$$

Los coeficientes de configuración estructural equivalen a

$$\Phi_P = 0.9$$
$$\Phi_E = 0.9$$

El coeficiente de reducción de respuesta espectral R se determina de la tabla 2.4.

R = 10 : Para el pórtico de hormigón armado

R = 7 : Para el pórtico de acero

El tipo de uso de la estructura determina el coeficiente I, por tanto el factor de importancia equivale:

$$I = 1.0$$

En función de la zona se encuentra en la tipo II, por ende le corresponde un valor

$$Z = 0.25$$

Con valores de

$$h_n = 6\text{m}$$

$$C_t = 0.09 \text{ para pórticos de acero}$$

$$C_t = 0.08 \text{ para pórticos espaciales de hormigón armado.}$$

El periodo de vibración y el cortante basal para las estructuras pueden determinarse mediante:

$$T = C_t(h_n)^{3/4} \quad (3.22)$$

Empleando el análisis estático para sismo sugerido por el CEC 2002 se tiene para la estructura de hormigón armado:

$$V = 658998.45 \text{ kg}$$

Distribuidos respectivamente para sus niveles en:

$$V_{\text{Nivel}+0} = 128.66 \text{ kg/m}^2$$

$$V_{\text{Nivel}-3} = 67.47 \text{ kg/m}^2$$

Para la estructura de acero se tiene un basal de:

$$V = 417998.22 \text{ kg}$$



Quedando así distribuido:

$$V_{Nivel+0} = 69.47 \text{ kg/m}^2$$

$$V_{Nivel-3} = 38.41 \text{ kg/m}^2$$

3.2 COMBINACIONES DE CARGA

Las combinaciones de carga que establece el código ACI se presentan en la tabla 3.6, y las establecidas por el código LRFD se presentan en la tabla 3.7.

Combinaciones de Carga	
Combinación 1	$C_u = 1.4(D + F)$
Combinación 2	$C_u = 1.2(D + F + T) + 1.6(L + H) + 0.5(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$
Combinación 3	$C_u = 1.2D + 1.6(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R) + (1.0L \text{ ó } 0.8W)$
Combinación 4	$C_u = 1.2D + 1.6W + 1.0L + 0.5(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$
Combinación 5	$C_u = 1.2D + 1.0E + 1.0L + 0.2S$
Combinación 6	$C_u = 0.9D + 1.6W + 1.6H$
Combinación 7	$C_u = 0.9D + 1.0E + 1.6H$

Tabla 3. 6 Combinaciones de carga establecidas por el código ACI

Combinaciones de Carga	
Combinación 1	$C_u = 1.4D$
Combinación 2	$C_u = 1.2D + 1.6L + 0.5(L_r \text{ or } S \text{ or } R)$
Combinación 3	$C_u = 1.2D + 1.6(L_r \text{ or } S \text{ or } R) + (0.5L \text{ or } 0.8W)$
Combinación 4	$C_u = 1.2D + 1.3W + 0.5L + 0.5(L_r \text{ or } S \text{ or } R)$
Combinación 5	$C_u = 1.2D \pm 1.0E + 0.5L + 0.2S$
Combinación 6	$C_u = 0.9D \pm (1.3W \text{ or } 1.0E)$

Tabla 3. 7 Combinaciones de carga establecidas por el código LRFD

El factor para la carga L en las combinaciones 3, 4 y 5 de la tabla 3.7 será igual a 1.0 para cargas de parqueaderos, áreas públicas y todas las área donde la carga sea mayor o igual a 100 psf o 490 kg/m^2 , mientras que las combinaciones de carga presentadas en la tabla 3.6 permanecen iguales.

3.3 PREDIMENSIONAMIENTO ESTRUCTURAL

Basándose en el plano arquitectónico brindado por la facultad de Arquitectura de la Universidad de Cuenca, el parqueadero tiene una capacidad total para 1274 vehículos, una longitud de 152 m y un ancho de 98 m , disponiendo de un área total de 14896 m^2 . Está conformado por cuatro bloques, diferenciándose entre ellos únicamente 2 tipos.

En las tablas 3.8 y 3.9 se presenta el predimensionamiento de los elementos estructurales tanto en hormigón armado como en acero.

Material	Elemento	Dimensiones
Hormigón Armado	Vigas	$b = 35cm \ h = 60 \text{ cm}$
	Columnas	$b = 40 \text{ cm} \ h = 40cm$

Muros	$H = 6 \text{ m espesor} = 30 \text{ cm}$
-------	---

Tabla 3. 8 Predimensionamiento de los elementos estructurales en hormigón armado

Material	Elemento	Perfil	Dimensiones
Acero	Vigas	Sección I	$h = 70 \text{ cm}$
	Viguetas	Sección I	$h = 60 \text{ cm}$
	Columnas	Tubular Cuadrada	$b = 40 \text{ cm } h = 40 \text{ cm}$ $e = 35 \text{ mm}$

Tabla 3. 9 Predimensionamiento de los elementos estructurales en acero

3.3.1 PESOS PROPIOS DE LOSAS

Losa Nervada.

Para la estructura de hormigón se va a emplear una losa nervada en dos direcciones, en la figura 3.14 se observa su dimensionamiento en un área 1 m^2 .

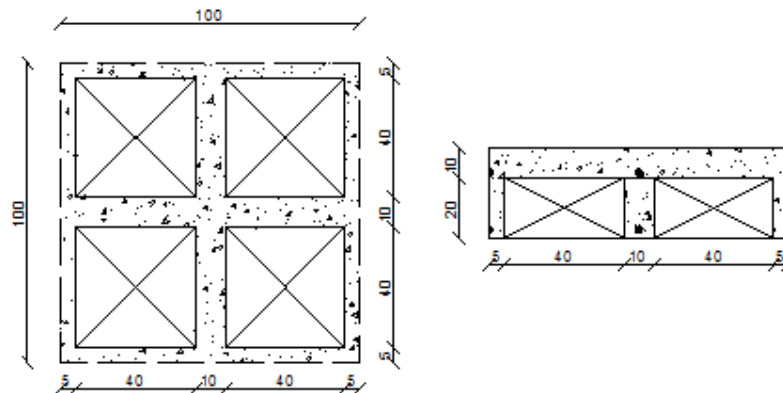


Figura 3. 14 Dimensiones de una losa nervada por metro cuadrado

Empleando bloques de alivianamiento se tiene un peso propio de 510 kg/m^2 .

Losa con placa colaborante.

El peso propio de la placa colaborante viene dado en tablas emitidas por el distribuidor, para la losa se empleará una placa de 0.8 mm , la que con un espesor de 5 cm de hormigón sobre el trapecio de la placa y con un espaciamiento de 2.0 m entre placa y placa, resiste una carga de 1624 kg/m^2 , cumpliendo con los requerimientos del diseño. Su peso propio es de 212 kg/m^2 , que por efectos de redondeo será considerado igual a 215 kg/m^2 .

3.4 ANÁLISIS ESTRUCTURAL COMPUTARIZADO

Para el presente proyecto se empleará el programa de análisis estructural *ETABS v 9.7.0* para la modelación de la estructura en hormigón y la estructura de acero.



Se realiza la modelación y diseño de 2 bloques del parqueadero debido a que los otros bloques son simétricos a estos.

3.4.1 MODELACIÓN DE ESTRUCTURA DE HORMIGÓN ARMADO

El programa ETABS permite una mayor facilidad de trabajo para la distribución de esfuerzos actuantes en la estructura con una losa de hormigón.

Al recibir los nervios las cargas, trabajando conjuntamente con las vigas se obtiene todos los esfuerzos a soportar tanto las vigas como los nervios. En la figura 3.15 se observa el modelo del bloque 1 con sus respectivas secciones.

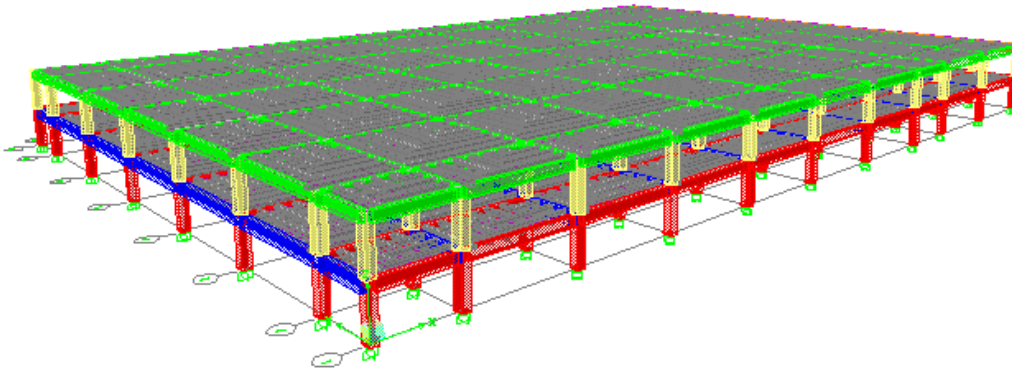


Figura 3. 15 Modelación de estructura de hormigón armado empleando el programa ETABS

El programa tiene la opción de diseño para losas mediante *Shells o Membranas*, permitiendo que todos los esfuerzos colocados sobre dicha membrana sean distribuidos mediante métodos matriciales sobre los nervios y las vigas.

3.4.2 MODELACIÓN DE ESTRUCTURA DE ACERO

El programa consta de diseños incorporados dentro del software como norma de LFRD99, AISC 305, las cuales han sido verificadas y tiene una gran confiabilidad de diseño, por lo que se emplea para la modelación estructural y su posterior pre-diseño.

En la figura 3.16 se visualiza el modelo estructural del bloque 1 con las respectivas secciones de cada elemento.

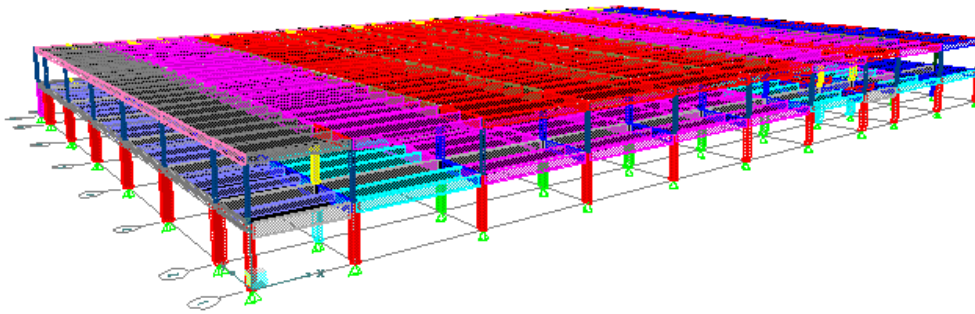


Figura 3. 16 Modelación de estructura de acero empleando el programa ETABS

CAPÍTULO 4: DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES EN HORMIGÓN ARMADO Y EN ACERO

Para diseñar los elementos se empleará el método de la resistencia última, tanto para el hormigón armado y el acero se tomará en consideración los criterios y recomendaciones expuestas en los códigos correspondientes, para el hormigón armado el código ACI, y para el acero el código LRFD y AISC.

Para emplear el método de última resistencia es necesario considerar los factores de reducción de resistencia que varían dependiendo del tipo esfuerzo que se desea diseñar, en la tabla 4.1 y 4.2 se presentan los factores de reducción de resistencia según el código ACI y el código LRFD.

Tipos de resistencia	ϕ
Secciones controlados por tracción	0.90
Secciones controladas por compresión	0.75
Elementos con refuerzo en espiral	
Otros elementos reforzados	
Cortante y Torsión	0.75
Aplastamiento en el concreto (excepto para anclajes de postensado y módulos puntal - tensor)	0.65
Zonas de anclaje de postensado	0.85
Modelos puntal-tensor	0.75
Secciones a flexión en elementos pretensados	0.75
Desde el extremo de los apoyos hasta la longitud de transferencia	
Desde la longitud de transferencias hasta el extremo de la longitud de desarrollo	0.75-0.90

Tabla 4. 1 Factores de reducción de resistencia según el código ACI

Tipos de resistencia	ϕ
Secciones controlados por tensión y compresión	0.90
Secciones controlados por flexión	0.90
Secciones controlados por cortante	0.90

Tabla 4. 2 Factores de reducción de resistencia según el código LRFD



El principio fundamental del diseño de última resistencia se basa en cumplir siempre el criterio establecido en las ecuaciones (2.55) y (2.56) expuestas en el capítulo 2.6 (*NORMATIVAS DE DISEÑO*).

4.1 DISEÑO DE VIGAS DE HORMIGÓN ARMADO.

En el capítulo 2.3 (*ESFUERZOS DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES*) se dio a conocer los tipos de esfuerzos a los que se encuentran sometidas las vigas, es importante determinar el tipo de esfuerzo que ocasionara la falla del elemento, por lo tanto se realizan los siguientes diseños:

- Diseño a flexión.
- Diseño a Cortante.
- Diseño a Torsión.
- Longitud de desarrollo.
- Condiciones de servicio.

4.1.1 DISEÑO A FLEXIÓN

Las vigas de hormigón armado no son homogéneas debido a que presentan dos materiales para su elaboración, el hormigón y el acero de refuerzo, ha esta combinación se denomina hormigón armado. Las propiedades mecánicas del hormigón establecen que tienen una poca resistencia a la tensión en comparación con la resistencia a la compresión, por lo tanto el acero de refuerzo debe ser colocado en la parte de la viga que va a estar sometida a tensión.

Para el diseño de elementos sometidos a flexión se considera una deformación máxima de 0.003 para el hormigón y un esfuerzo de fluencia $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ para el acero de refuerzo, en la figura 4.1.1.1 se observa una viga sometida a la acción de varias cargas, que ocasionan el diagrama de esfuerzos que se presenta en la figura 4.1.1.2.

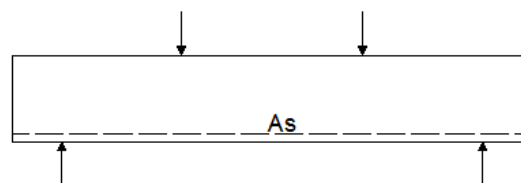


Figura 4.1.1. 1 Viga de hormigón armado sometida a la acción de varias cargas.

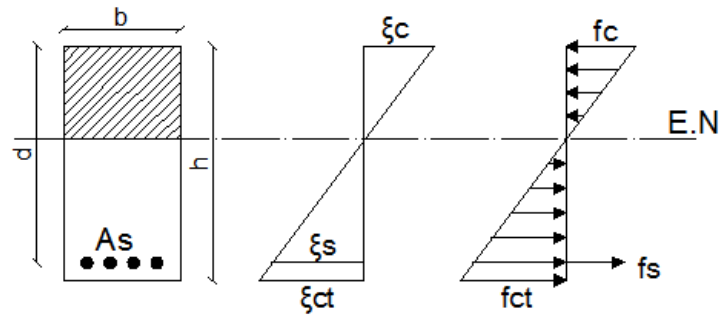


Figura 4.1.1. 2 Esfuerzos y deformaciones que se producen en una viga no fisurada.

En la figura 4.1.1.2 se observa una distribución lineal tanto de los esfuerzos de compresión como los de tensión, es importante recalcar que la resistencia del hormigón a la tensión no se ha sobrepasado y por ende no existe la presencia de fisuras o agrietamiento en la viga, en consecuencia la viga se encuentra trabajando dentro del rango elástico. Pero si las cargas aplicadas aumentan gradualmente hasta ocasionar la falla, la viga presenta varias fisuras, en la figura 4.1.1.3 se observa una viga fisurada que ya ha llegado a su estado de falla, en la que el hormigón ya no resiste la tensión y todo el esfuerzo es resistido por el acero, y en la figura 4.1.1.4 se observa el diagrama de esfuerzos localizado muy cerca de una fisura o agrietamiento en el momento de la falla.

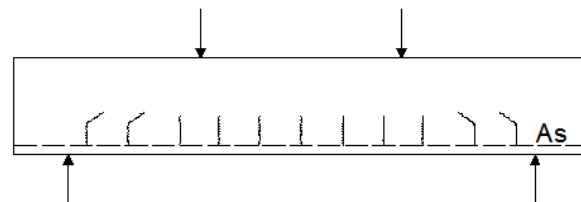


Figura 4.1.1. 3 Viga fisurada o agrietada.

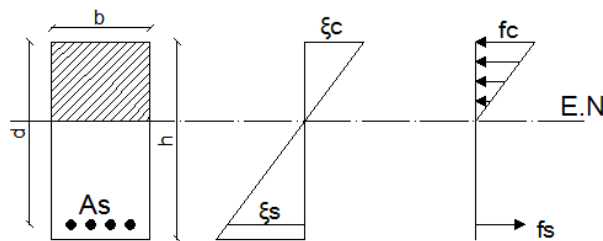


Figura 4.1.1. 4 Esfuerzos y deformaciones que se producen en el momento de falla de una viga.

La figura 4.1.1.4 presenta aun una distribución lineal de esfuerzos, desde la fibra más lejana a compresión hasta el eje neutro, la distribución de esfuerzos se mantiene lineal mientras no se supere un valor aproximado a $f'_c/2$, este generalmente ocurre cuando la carga aplicada en la viga es moderada, es evidente que el hormigón de la parte inferior ya no presenta esfuerzos debido a que ya se sobrepasó su límite de resistencia a la tensión, y lo único que resiste la tensión es el esfuerzo producido por las varillas de refuerzo. Por último si se sigue incrementando las cargas que actúan en la viga, de tal forma que los esfuerzos



que se producen en el hormigón dejan de ser lineales y proporcionales asemejándose a una figura geométrica compleja como una parábola. En la figura 4.1.1.5 se presenta el diagrama de esfuerzos de una viga de hormigón muy cerca de su límite de resistencia.

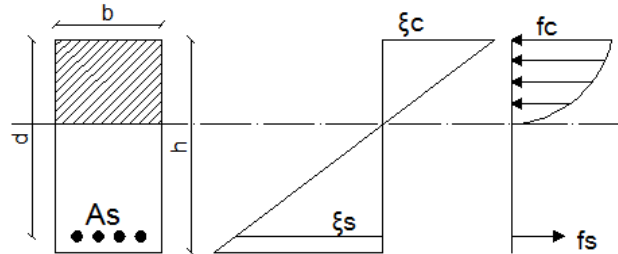


Figura 4.1.1. 5 Esfuerzos y deformaciones de una viga cerca de su límite de resistencia.

Para el diseño de una viga se debe considerar todos los posibles casos de falla, para un elemento estructural de hormigón armado existen dos posibles tipos de fallas: el primer tipo se denomina falla a fluencia, esto ocurre cuando la viga tiene una cantidad moderada de acero, entonces hay un momento en el que la viga llega a su punto de falla, de tal forma que se ocasionan grietas en la parte de tensión, mientras que el acero llega a su punto de fluencia de tal forma que se alarga de una manera considerable, esta falla es evidente ya que presenta signos de advertencia como: agrietamientos considerables, deflexiones excesivas, de tal forma que son signos vivibles y se pueden tomar las precauciones debidas. El segundo tipo de falla se denomina falla por compresión o aplastamiento, generalmente ocurre cuando se coloca una cantidad excesiva de acero de refuerzo, en la que el acero aun no fluye cuando ya el hormigón ha llegado a una deformación de 0.003, en consecuencia la falla se produce en la zona de compresión de manera repentina, no presentan ninguna señal de advertencia para poder tomar en cuenta las precauciones debidas. Por lo tanto si una viga se la sobrecarga es importante que presente una falla a tensión.

Para realizar el diseño de vigas sometidas a flexión se va a emplear el método de la resistencia, que como condición primordial emplea la ecuación (2.12) y si aplicamos para momentos flectores, tenemos la siguiente desigualdad que siempre debemos garantizar su cumplimiento.

$$\phi Mn \geq Mu \tag{4.1.1. 1}$$

En la ecuación (4.1.1.1) el símbolo ϕ hace referencia al coeficiente de reducción de resistencia que para el diseño a flexión se puede obtener de la tabla 4.1, el subíndice n indica la resistencia nominal, y el subíndice u indica la resistencia última. Para obtener la resistencia última se mayoran las cargas con coeficientes generalmente mayor que la unidad, los factores de mayoración de cargas se pueden observar en la tabla 3.6.



En la figura 4.1.1.5 se observa que el diagrama de distribución de esfuerzos tiene una geométrica compleja en forma de parábola, además de que la distribución de esfuerzos varía dependiendo ciertos factores, tales como: la resistencia de los cilindros, la tasa de aplicación de la carga, y el tiempo de duración de la carga, sin embargo para realizar el análisis a flexión no se requiere conocer exactamente la distribución de esfuerzos para cada caso en particular, basta con conocer la magnitud de la resultante de la fuerza de compresión C , y su localización con respecto al eje neutro. Muchos investigadores han determinado que es posible idealizar una forma geométrica simple para la distribución de esfuerzos siempre y cuando esta forma geométrica produzca la misma intensidad de la fuerza de compresión C y que se aplique en el mismo lugar de falla en el que se aplica la distribución real de esfuerzos. En la tabla 4.1.1.1 se presentan los factores que se han determinado de varios ensayos y que se aplican para determinar la geometría básica de distribución de esfuerzos, siendo un rectángulo, que también se lo domina bloque de esfuerzos equivalentes. (H.NILSON 2001)

	$f'c$ kg/cm ²				
	≤ 280	350	420	490	≥ 560
α	0.72	0.68	0.64	0.60	0.56
β	0.425	0.400	0.375	0.350	0.325
$\beta_1=2\beta$	0.85	0.80	0.75	0.70	0.65
γ	0.85	0.85	0.85	0.86	0.86

Tabla 4.1.1. 1 Parámetros del bloque rectangular de esfuerzos equivalentes.

En la figura 4.1.1.6 se presenta el diagrama de esfuerzos real, y el diagrama de esfuerzos equivalente, con sus respectivas constantes que varían dependiendo la resistencia de cada hormigón.

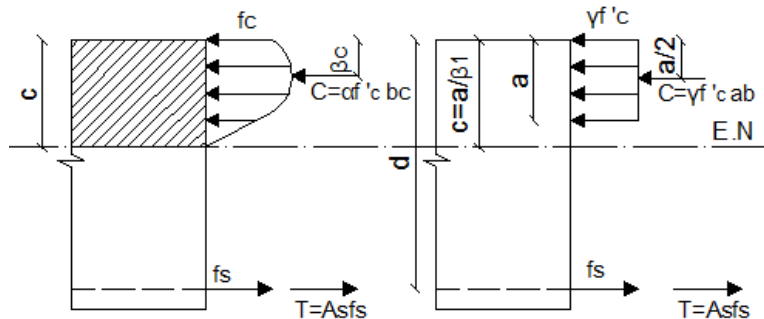


Figura 4.1.1. 6 Diagrama de esfuerzos reales y bloque de esfuerzo equivalente

En la tabla 4.1.1.1 se observa que los valores de γ adoptan un valor de 0.85 para hormigones que varían desde 280 hasta 420 kg/cm^2 , y varia apenas 1.0 centésima para hormigones entre 480 y 560 kg/cm^2 , por lo tanto el valor de γ es independiente de la resistencia de cada hormigón, y se adopta un valor de 0.85 para cualquier resistencia de hormigón, de tal forma que la fuerza de compresión en el bloque rectangular de esfuerzos se expresa mediante:

$$C = 0.85 f'_c ab \quad (4.1.1. 2)$$

Para el parámetro β_1 , en la tabla 4.1.1.1 se observa que depende de la resistencia del hormigón, y varía en un rango de 0.85 hasta 0.65. La ecuación (4.1.1.3) determina el valor de β_1 en función de la resistencia del hormigón y solo se debe aplicar para hormigones que tengan una resistencia mayor a 280 kg/cm^2 .

$$\beta_1 = 1.05 - \frac{f'_c}{1400} \quad (4.1.1. 3)$$

– *Diseño de una viga reforzada con armadura simple.*

Una viga con armadura simple, es aquella que emplea acero de refuerzo solo para resistir la tensión, en la figura 4.1.1.7 se presenta el esquema de deformaciones y el diagrama de esfuerzos que emplea el uso del rectángulo de esfuerzos equivalentes.

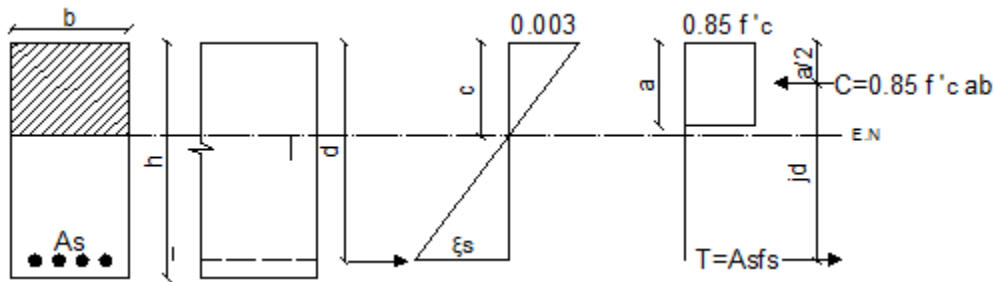


Figura 4.1.1. 7 Viga reforzada con armadura simple

Para el análisis a flexión se realiza un equilibrio de fuerzas y de momentos que se detalla a continuación:

$$0.85 f'_c ab = Asfs \quad (4.1.1. 4)$$

Para lograr una falla a tensión, el acero de refuerzo debe fluir por lo tanto $fs = fy$.

$$a = \frac{Asfy}{0.85 f'_c b} \quad (4.1.1. 5)$$

La ecuación (4.1.1.5) expresa el valor de a , es decir la altura del bloque de esfuerzos equivalentes, y por lo tanto ya es posible aplicar el equilibrio de momentos flectores.

$$Mn = 0.85 f'_c ab \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (4.1.1. 6)$$

$$Mn = Asfy \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (4.1.1. 7)$$



La ecuación (4.1.1.6) y (4.1.1.7) determinan el momento que va a resistir la viga, la primera ecuación en función de la resistencia del concreto, y la segunda en función de la cantidad de acero de refuerzo y si se remplace el valor de a se puede determinar el momento flector en función en la cantidad de acero y la resistencia a la compresión.

$$Mn = Asfy \left(d - 0.59 \frac{Asfy}{f'_c b} \right) \quad (4.1.1. 8)$$

Como se mencionó anteriormente existen dos tipos de fallas: la falla a tensión y la falla a compresión, sin embargo debe haber un punto límite que se encuentre entre la falla a tensión y la falla a compresión, ese estado se denomina falla balanceada y esto ocurre cuando la viga falla por aplastamiento al alcanzar el hormigón una deformación última de 0.003, y para esa misma carga el acero de tensión comienza a fluir, la ecuación (4.1.1.9) es el principio que se aplica para determinar una falla balanceada.

$$\epsilon_s = \epsilon_y = \frac{fy}{Es} \quad (4.1.1. 9)$$

$$cb = \frac{0.003Es d}{fy + 0.003Es} \quad (4.1.1. 10)$$

La ecuación (4.1.1.10) representa la profundidad del eje neutro para una falla balanceada en función de las propiedades mecánicas del acero y la deformación última que alcanza el hormigón, sin embargo es posible reemplazar el valor de cb en función de a_b , debido a que el valor de c está en función de a y de β_1 .

$$a_b = \frac{\beta_1 0.003Es d}{fy + 0.003Es} \quad (4.1.1. 11)$$

Remplazando el valor de a_b en la ecuación (4.1.1.4) podemos determinar la cantidad de acero que se requiere para lograr una falla balanceada.

$$Asb = \frac{0.85f'_c b}{fy} \frac{\beta_1 0.003Es d}{fy + 0.003Es} \quad (4.1.1. 12)$$

La ecuación (4.1.1.12) se puede expresar en función de la cuantía ρ , que expresa la cantidad de acero que se requiere para un área efectiva.

$$\rho = \frac{As}{bd} \quad (4.1.1. 13)$$

Remplazando la cantidad del acero balanceado Asb en la ecuación (4.1.1.12) se determina la cuantía balanceada

$$\rho_b = \frac{\beta_1 0.85f'_c 0.003Es}{fy(fy + 0.003Es)} \quad (4.1.1. 14)$$



La ecuación (4.1.1.14) expresa la cantidad de acero que se requiere para ocasionar una falla balanceada, tomando en cuenta que esta falla es el límite entre una falla a tensión y una falla a compresión. Para garantizar una falla a fluencia se emplea una cuantía máxima que no debe exceder el 50 por ciento de la cuantía balanceada, y también se emplea una cuantía mínima que está en función del momento de agrietamiento del hormigón.

$$\rho_{max} = 0.5\rho_b \quad (4.1.1. 15)$$

$$\rho_{min} = \frac{14}{fy} \quad (4.1.1. 16)$$

Es importante determinar auxiliares de diseño como el factor de resistencia a la flexión Ru que es la relación que existe entre el momento nominal y el ancho de la viga por el peralte efectivo al cuadrado.

$$Ru = \frac{Mn}{bd^2} \quad (4.1.1. 17)$$

$$\rho = \frac{0.85f'_c \left(1 - \sqrt{1 - 2.36 Ru/f'_c}\right)}{fy} \quad (4.1.1. 18)$$

La ecuación (4.1.1.18) expresa la cuantía de acero que se requiere en función de la resistencia del hormigón f'_c , la resistencia de fluencia del acero de refuerzo fy , y del factor de resistencia a la flexión Ru . Es importante recalcar que se debe tener en cuenta los límites de la cuantía máxima y mínima, de tal forma que se pueda garantizar la fluencia del acero de refuerzo, para ello se determina el factor a la resistencia de flexión máximo y mínimo.

$$Ru_{max} = \rho_{max}fy - 0.59\rho_{max}^2 \frac{fy^2}{f'_c} \quad (4.1.1. 19)$$

$$Ru_{min} = 14 - 0.59 \left(\frac{14^2}{f'_c}\right) \quad (4.1.1. 20)$$

Para garantizar que ocurra la falla por fluencia se debe garantizar que el factor Ru se encuentre dentro del siguiente rango:

$$Ru_{min} \leq Ru \leq Ru_{max}$$

En la figura 4.1.1.8 se presenta un esquema del rango de Ru y del tipo de falla que puede ocurrir si se cumple el rango o si no se cumple el rango.

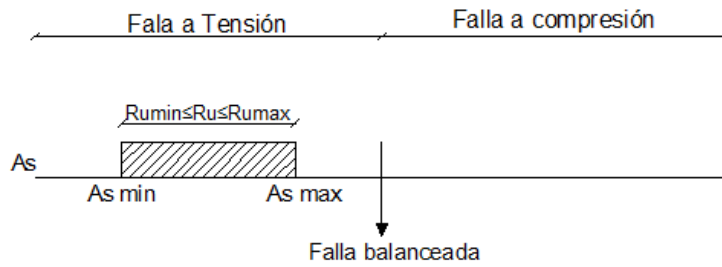


Figura 4.1.1. 8 Rangos del tipo de falla

Para garantizar la fluencia se debe cumplir cualquiera de los criterios que se exponen a continuación.

- $\rho_{min} \leq \rho \leq 0.5 \rho_b$
- $Ru_{min} \leq Ru \leq Ru_{max}$

– Diseño de viga reforzada con doble armadura.

Las vigas de doble armadura poseen acero para la tensión y acero para la compresión, este tipo de vigas poseen una gran cantidad de refuerzo, lo que ocasiona que se produzca una falla por aplastamiento del hormigón, el código (Comité ACI 318S-08 2008) establece que todas las vigas deben ser diseñadas para que ocurra una falla a tensión. Sin embargo cuando no se pueden hacer cambios en las dimensiones de las vigas y la cantidad de acero que se requiere para soportar el Mu es mayor que la cantidad de acero que proporciona la cuantía balanceada, es evidente que ocurrirá una falla a compresión, en la figura 4.1.1.9 se presenta una viga reforzada con doble armadura, el diagrama de deformaciones y el diagrama de esfuerzos.

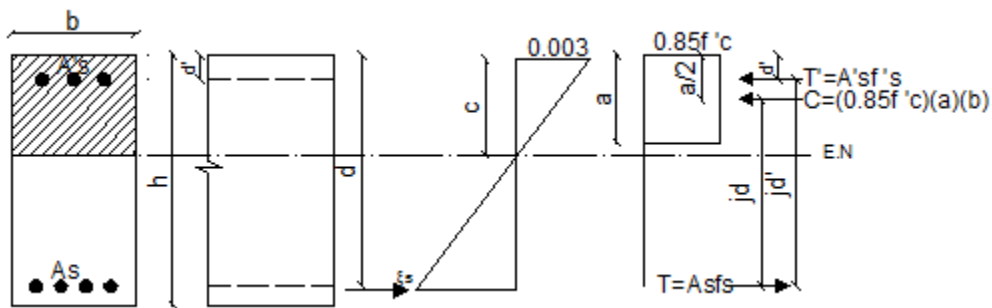


Figura 4.1.1. 9 Viga reforzada con doble armadura.

El análisis de una viga con doble armadura es el mismo que para una viga con simple armadura, primero debemos cumplir con el equilibrio de las fuerzas y posteriormente se debe cumplir con el equilibrio de momentos.

$$0.85f'_c ab + A'sf's = Asfs \quad (4.1.1. 21)$$



$$Mn = 0.85f'_c ab \left(d - \frac{a}{2} \right) + A'sf's(d - d') \quad (4.1.1. 22)$$

Para determinar la altura del bloque de esfuerzos equivalentes se realiza la siguiente hipótesis: el acero a tensión y compresión se encuentran fluyendo, por lo tanto los esfuerzos de los aceros deben ser iguales al esfuerzo de fluencia $f_s = f's = f_y$,

$$a = \frac{Asf_y - A'sf_y}{0.85f'_c b} \quad (4.1.1. 23)$$

Para considerar el valor de a satisfactorio, se debe comprobar que la deformación de cada acero sea mayor a la deformación de fluencia.

$$\frac{0.003(a - \beta_1 d')}{a} \geq \frac{f_y}{E_s} \quad (4.1.1. 24)$$

$$\frac{0.003(\beta_1 d - a)}{a} \geq \frac{f_y}{E_s} \quad (4.1.1. 25)$$

Si se cumplen las condiciones de la ecuación (4.1.1.24) y (4.1.1.25), se garantiza que el acero está fluyendo, y por lo tanto se puede determinar el Mn .

$$Mn = (As - A's)f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) + A'sf_y(d - d') \quad (4.1.1. 26)$$

Si las condiciones de las ecuaciones (4.1.1.24) y (4.1.1.25) no se cumplen, el valor de a debe ser recalculado empleando los esfuerzos que le corresponde a cada acero, pero se debe considerar que los esfuerzos no deben sobrepasar el límite fluencia f_y .

$$a = \frac{Asf_s - A'sf's}{0.85f'_c b} \quad (4.1.1. 27)$$

Una vez que se ha recalculado el valor de a , es posible determinar el Mn que produce el acero de refuerzo a compresión aplicando la ecuación (4.1.1.22). Es importante mencionar que no basta con cumplir que $\phi Mn \geq Mu$, al igual que en las vigas con simple armadura, se debe determinar una cuantía balanceada para poder controlar las cuantías máximas permitidas.

Para que ocurra una falla balanceada el acero a tensión alcanza su punto de fluencia y en el mismo instante el hormigón alcanza su deformación última de 0.003.

$$a_b = \frac{0.003E_s\beta_1 d}{0.003E_s + f_y} \quad (4.1.1. 28)$$



$$f's = 0.003Es \left[1 - \frac{d'}{d} \left(\frac{0.003Es + fy}{0.003Es} \right) \right] \quad (4.1.1. 29)$$

$$a_b = \frac{(\rho_{bII}fy - \rho'f's)d}{0.85f'_c} \quad (4.1.1. 30)$$

Para determinar la cuantía balanceada se debe igualar la ecuación (4.1.1.28) y (4.1.1.30), y despejar la cuantía balanceada ρ_b

$$\rho_{bII} = \frac{0.85f'_c\beta_1}{fy} \frac{0.003Es}{0.003Es + fy} + \frac{\rho'f's}{fy} \quad (4.1.1. 31)$$

Al observar la ecuación (4.1.1.31) notamos que la cuantía balanceada para una viga reforzada con doble armadura se encuentra en función de la cuantía balanceada para una viga reforzada con simple armadura y de la cuantía que le corresponde al acero de compresión.

$$\rho_{bII} = \rho_{bI} + \frac{\rho'f's}{fy} \quad (4.1.1. 32)$$

Para garantizar la fluencia del acero de compresión se debe cumplir los siguientes criterios:

- $\rho_{bII} \leq 0.5 \left(\rho_{bI} + \frac{\rho'f's}{fy} \right)$
- $\epsilon_s \geq fy/Es$
- $\epsilon'_s \geq fy/Es$

– Diseño a flexión de vigas que tienen una sección en forma de T.

Las vigas en forma de T son elementos estructurales que se emplean con una alta frecuencia, una viga T se compone de una sección denominada alma, que hace referencia a la sección rectangular de la viga, y una sección denominada alas o patín, que en realidad es el espesor de la losa en un ancho efectivo de aplicación.

Para el análisis de una viga T se debe considerar la ubicación del eje neutro, para ello se debe analizar las dos posibles situaciones:

- El eje neutro se encuentra ubicado en el patín o ala.
- El eje neutro se encuentra ubicado en el alma.

En la figura 4.1.1.10 se presenta una viga T con el eje neutro en el patín, y en la figura 4.1.1.11 se presenta una viga T con el eje neutro en el alma, ambas figuras presentan el diagrama de deformaciones y de esfuerzos.

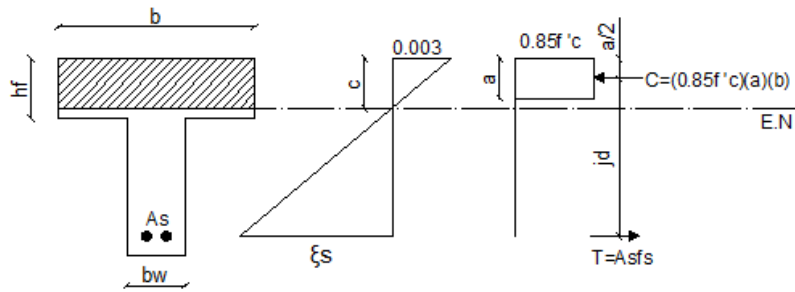


Figura 4.1.1. 10 Viga T con el eje neutro en el patín.

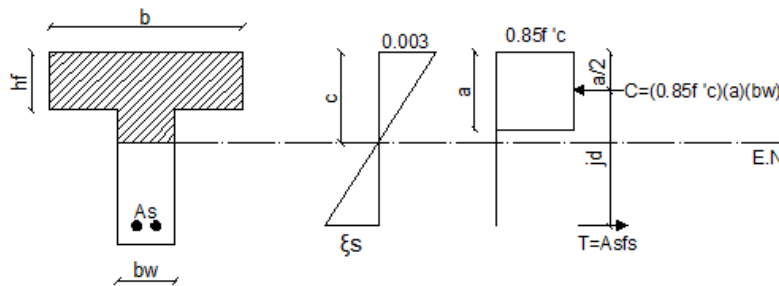


Figura 4.1.1. 11 Viga T con el eje neutro en alma.

Cuando la viga T tiene el eje neutro en el patín, la viga se puede diseñar como una viga rectangular reforzada con simple armadura de ancho efectivo b , mientras que sí el eje neutro se encuentra en el alma, se debe considerar la sección real de la viga T en compresión, en la figura 4.1.1.11 se observa que el diagrama de esfuerzos aplica el mismo criterio que para una viga rectangular, es decir aplica el bloque de esfuerzos equivalentes, sin embargo el análisis a flexión es diferente para cada tipo de viga.

Para comenzar a realizar el análisis se determina la siguiente hipótesis: EL acero a tensión debe fluir, y el área del patín se encuentra comprimida en su totalidad, por lo tanto la viga T se puede diseñar como una viga rectangular de ancho efectivo b y h_f como la altura del bloque de esfuerzos equivalentes.

$$0.85f'_c ab = Asfy \quad (4.1.1. 33)$$

$$As = \frac{Mn}{fyjd} \quad (4.1.1. 34)$$

La ecuación (4.1.1.34) representa la cantidad total de acero que se requiere para poder soportar el Mn , para aceptar la hipótesis se debe comprobar que el eje neutro se encuentra en el patín, por lo tanto se debe calcular la altura del bloque de esfuerzos equivalentes.

$$a = \frac{Asfy}{0.85f'_c b} \quad (4.1.1. 35)$$



La ecuación (4.1.1.35) se puede expresar en función de la cuantía ρ

$$a = \frac{\rho f_y d}{0.85 f'_c} \quad (4.1.1. 36)$$

Como se mencionó anteriormente muchas de las ecuaciones se pueden simplificar haciendo el uso de auxiliares de diseño, por ello la ecuación (4.1.1.36) se puede expresar de la siguiente manera:

$$w = \frac{\rho f_y}{f'_c} \quad (4.1.1. 37)$$

$$a = 1.18 w d \quad (4.1.1. 38)$$

Para determinar la ubicación del eje neutro se aplica la ecuación (4.1.1.39)

$$c = \frac{1.18 w d}{\beta_1} \quad (4.1.1. 39)$$

Si se cumple el criterio $c \leq hf$, el eje neutro está en el patín y la hipótesis es válida y posteriormente se debe verificar que $\emptyset Mn \geq Mu$.

Si no se cumple el criterio $c \leq h$, el eje neutro está en el alma, y para realizar el análisis se debe considerar toda la zona a compresión. Para realizar el diseño se va a emplear un criterio muy similar al de las vigas reforzadas con doble armadura.

Para el análisis se considerara que el acero a tensión se encuentra dividido en dos áreas: A_{sf} que resiste la compresión en el concreto de las salientes del patín y $(A_s - A_{sf})$ que resiste la compresión del concreto en el alma de la sección. Para el análisis se plantea la hipótesis de que el acero a tensión se encuentra fluyendo $f_s = f_y$ y aplicando un equilibrio de fuerzas se puede determinar las dos áreas de acero que se requiere.

$$A_{sf} f_y = 0.85 f'_c h f (b - bw) \quad (4.1.1. 40)$$

$$(A_s - A_{sf}) f_y = 0.85 f'_c a b w \quad (4.1.1. 41)$$

La ecuación (4.1.1.40) permite determinar la cantidad de acero que va a resistir la compresión de las salientes del patín, es posible determinar debido a que todo el patín se encuentra en compresión y por lo tanto la altura del bloque de esfuerzos equivalentes es igual al espesor del patín, es decir $a = hf$, mientras que en la ecuación (4.1.1.41) se desconoce la altura del bloque de esfuerzos equivalentes, aplicando equilibrio de momentos determinamos el Mn en función de las cantidades de acero y por lo tanto podríamos determinar el valor de a al resolver la ecuación cuadrática



$$Mn = 0.85f'_c abw \left(d - \frac{a}{2} \right) + A_{sf} f_y \left(d - \frac{hf}{2} \right) \quad (4.1.1. 42)$$

La ecuación (4.1.1.43) representa la solución de la ecuación cuadrática que tiene como incógnita el valor de a para la sección correspondiente al alma de la viga.

$$a = \frac{0.85f'_c bwd - \sqrt{(0.85f'_c bwd)^2 - 2(0.85f'_c bw) \left[Mn - A_{sf} f_y \left(d - \frac{hf}{2} \right) \right]}}{0.85f'_c bw} \quad (4.1.1. 43)$$

Una vez que se conoce el valor de a ya se puede determinar la cantidad total de acero que se requiere, evidentemente sería la suma del acero que resistirá los esfuerzos de compresión de las salientes de los patines, y del acero que resistirá los esfuerzos de compresión del alma.

$$A_s = \frac{A_{sf} f_y + (A_s - A_{sf}) f_y}{f_y} \quad (4.1.1. 44)$$

Es importante determinar la cuantía del acero total para verificar si se cumple con los requisitos de la cuantía balanceada

$$\rho_w = \frac{A_s}{bwd} \quad (4.1.1. 45)$$

La cuantía balanceada es la misma que se aplica para las vigas con refuerzo de doble armadura, con un ligero cambio en la cuantía del acero a compresión, en lugar de ello se coloca la cuantía del acero que va a resistir los esfuerzos a compresión de las salientes del patín.

$$\rho_{bII} = \rho_b + \frac{A_{sf}}{bwd} \quad (4.1.1. 46)$$

$$\rho_{bII} = \rho_b + \rho'$$

Para garantizar la fluencia del acero se debe cumplir que $\rho_w \leq 0.5 \rho_{bII}$, si no se cumple con el criterio ocurrirá una falla a compresión, lo recomendable es realizar un nuevo diseño variando las dimensiones de la viga T .

Los dos casos que se han analizado han sido situaciones en las que el patín se encuentra en la zona de compresión, como ocurre en la mayoría de caos, sin embargo si ocurriría que el patín se encuentra en la zona de tensión, el diseño de la viga debe ser el mismo que se realiza para una viga rectangular reforzada con armadura simple, la justificación de este criterio se debe a que para el diseño a flexión de vigas no se toma en cuenta el aporte de la resistencia del hormigón a la tracción, por lo tanto no se toma en cuenta el aporte de los patines, solo se toma en cuenta la sección que se encuentra en compresión, un caso particular de esta situación son las vigas que se encuentran en voladizo, donde la parte sometida a



esfuerzos de tracción se localiza en la parte superior. En la figura 4.1.1.12 se observa la sección de compresión y el correspondiente diagrama de esfuerzos para una viga T en voladizo.

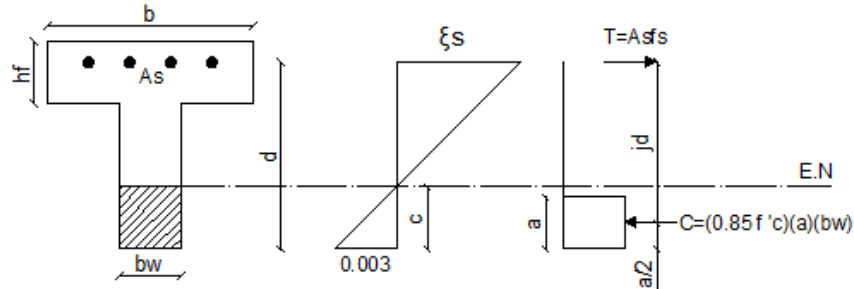


Figura 4.1.1. 12 Viga T en voladizo

4.1.2 DISEÑO A CORTANTE

Una viga de hormigón armado que tiene solo refuerzo longitudinal, no es capaz de resistir los esfuerzos inclinados de flexión, esfuerzos cortantes o la combinación de ambos, de tal forma que en la viga llegan a formarse grietas diagonales en la sección que se encuentre sometida a grandes fuerzas cortantes, es importante no confundir las grietas diagonales, con las grietas verticales que son pon generalmente perpendiculares a la ubicación del refuerzo de tensión y ocurren generalmente donde existen momentos flectores granes, en cambio las grietas diagonales se forman en secciones donde la viga sufre grandes fuerzas cortantes. Dependiendo de las condiciones de apoyo, tipos de cargas, una viga puede llegar a tener varias combinaciones del momento flector M y de la fuerza cortante V , en la figura 4.1.2.1 se presentan algunos ejemplos de combinaciones.

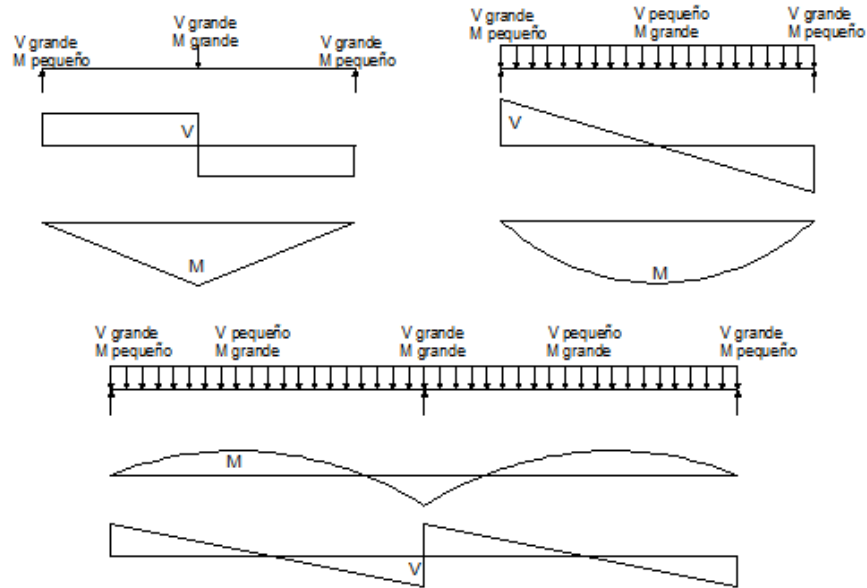


Figura 4.1.2. 1 Combinaciones de fuerzas cortantes y momentos flectores.

Para poder determinar la cantidad de refuerzo a cortante es necesario analizar los esfuerzos cortantes que ocurren en la viga para determinados casos hipotéticos: el primer caso es cuando la viga no sufre ningún tipo de agrietamiento, la ecuación (4.1.2.1) presenta el valor promedio del esfuerzo cortante.

$$v = \frac{V}{bd} \quad (4.1.2. 1)$$

En las secciones de la viga donde la fuerza cortante V es mucho mayor que el momento flector M , las grietas de cortante en el alma se formaban para un esfuerzo cortante promedio v_{cr} cercano a $0.93\sqrt{f'_c}$. En la figura 4.1.2.2 (a) se observa la propagación de la grieta en el alma.

$$v_{cr} = \frac{V_{cr}}{bd} = 0.93\sqrt{f'_c} \quad (4.1.2. 2)$$

El segundo caso hipotético ocurre cuando la fuerza cortante V y el momento flector M son grandes, dando origen a la formación de grietas de cortante y flexión, que se originan a partir del esfuerzo cortante promedio v_{cr} cercano a $0.5\sqrt{f'_c}$. En la figura 4.1.2.2 (b) se observa la propagación de la grieta de cortante y flexión.

$$v_{cr} = \frac{V_{cr}}{bd} = 0.5\sqrt{f'_c} \quad (4.1.2. 3)$$



Para que se produzca una grieta de cortante y flexión, primero se debe agrietar o producir la fisura en la zona de tensión, sin embargo si a la viga se aplica una carga gradualmente mayor, se originan grietas considerables que se extienden de forma perpendicular hasta que debido a los esfuerzos combinados, la grieta se inclinan de forma diagonal y continúa desarrollándose hasta que llega a una parte de la zona de compresión, donde se detiene su propagación.

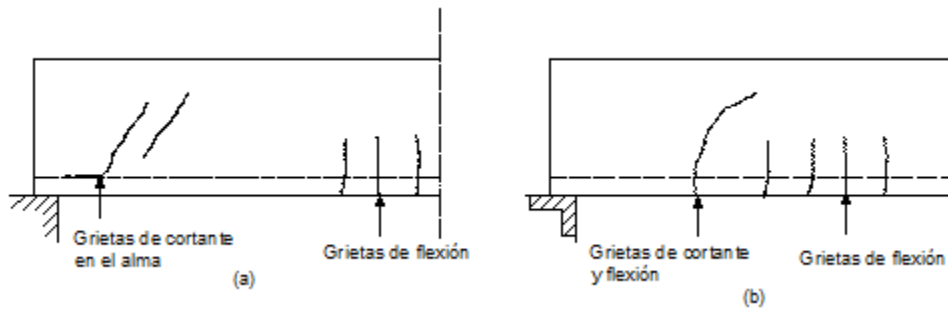


Figura 4.1.2. 2 Agrietamiento en el alma y agrietamiento de cortante y flexión.

Es evidente que la formación de grietas depende de los esfuerzos cortantes y de tensión, pero una vez que ocurre la grieta, los esfuerzos actuantes son menores que los indicados en la ecuación (2.5) y (2.6) ya que esos esfuerzos se han desarrollado para una sección no fisurada, y por lo tanto cuando ocurre un agrietamiento en el hormigón el área efectiva disminuye, de tal forma que la altura de la sección efectiva se considera la altura de la sección de compresión ya que el aporte de tracción es nulo, ya que se ha superado el esfuerzo admisible de tracción.

Para poder reforzar una viga a cortante existen varios tipos de refuerzos, generalmente se emplean estribos verticales perpendiculares al acero longitudinal y espaciados entre sí a lo largo de toda la viga, o hasta una determinada longitud requerida, las formas más comunes de estribos se presentan en la figura 4.1.2.3. Es importante realizar un buen detallamiento de los estribos, ya que deben cumplir con distancias mínimas para cumplir los requerimientos de anclaje y de longitudes de desarrollo.



Figura 4.1.2. 3 Tipos de estribos que se emplean para refuerzo transversal.

Una forma no muy usual de aplicar el refuerzo a cortante, consiste en doblar un determinado ángulo el refuerzo longitudinal que ya no se emplea para soportar los



esfuerzos de tensión ocasionados por la flexión, en la figura 4.1.2.4 se observa los refuerzos longitudinales doblados.

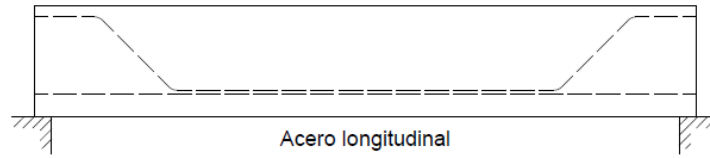


Figura 4.1.2. 4 Viga reforzada a cortante con acero longitudinal doblado hacia arriba.

En la figura 4.1.2.5 se presenta el esquema general de una viga de hormigón armado reforzada tanto para flexión como para cortante, empleando refuerzo longitudinal y transversal respectivamente, es importante recalcar que los estribos se colocan a lo largo de toda la luz de la viga, esto se debe a que el código ACI establece que se debe colocar por lo menos el acero mínimo en las zonas donde teóricamente no se requiera emplear refuerzo a cortante.

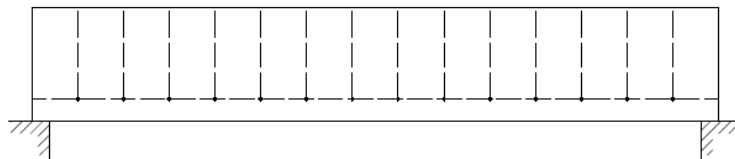


Figura 4.1.2. 5 Viga de hormigón armado con refuerzo longitudinal y transversal.

El refuerzo de acero en el alma no tiene efecto cuando la viga no se encuentra fisurada, pero cuando se forma un agrietamiento se observa en la figura 4.1.2.6, que el plano de falla atraviesa un número n de estribos verticales que proporcionan una fuerza vertical $A_v f_v$, lo que impide el desarrollo de las grietas.

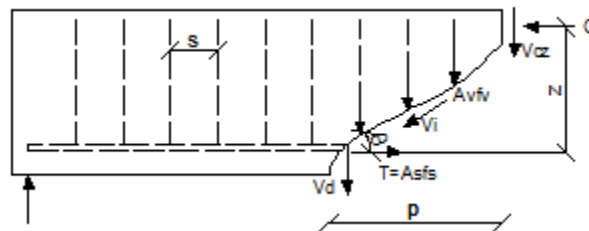


Figura 4.1.2. 6 Fuerzas en el plano de falla de una viga con estribos verticales.

Para determinar la fuerza de aporte del acero de refuerzo se debe emplear un equilibrio de fuerzas, en la figura 4.1.2.6 se observa las fuerzas internas que actúan en la grieta diagonal o plano de falla.

$$V_{ext} = V_{cz} + V_d + V_{iy} + V_s \quad (4.1.2. 4)$$

El cortante exterior es equilibrado por la suma de las siguientes fuerzas: La fuerza proporcionada por la sección de hormigón no fisurada, la fuerza que proporciona



el acero de refuerzo longitudinal que se distribuye internamente debido a la adherencia entre la varilla y el concreto, la fuerza que se origina en el plano donde se desarrolla la grieta, esta fuerza debe ser proyecta hacia el eje vertical, es decir hacia el eje y , y finalmente la fuerza que proporciona los estribos, esta fuerza depende del número de estribos que atraviese la grieta, en la ecuación (4.1.2.5) se define la fuerza V_s en función del número de estribos.

$$V_s = nA_v f_v \quad (4.1.2. 5)$$

El valor de n de la ecuación (4.1.2.5) depende de la longitud proyectada de la grieta y del espaciamiento s que existe entre los estribos verticales.

$$V_s = A_v f_v \frac{p}{s} \quad (4.1.2. 6)$$

Por lo tanto el cortante nominal V_n que debe soportar la sección de hormigón armado, es la suma de la fuerza de contribución del hormigón y la fuerza de contribución de los n estribos que atraviesa la grieta diagonal.

$$V_n = V_c + A_v f_v \frac{d}{s} \quad (4.1.2. 7)$$

- Diseño del refuerzo a cortante.

Para realizar el diseño a cortante se emplea el método resistencia, que como condición primordial aplica la ecuación (2.12) que si se aplica para fuerzas cortantes obtenemos una desigualdad que siempre debemos garantizar su cumplimiento

$$\phi V_n \geq V_u \quad (4.1.2. 8)$$

En la ecuación (4.1.2.8) el símbolo ϕ hace referencia al coeficiente de reducción de resistencia, para el diseño a cortante se puede obtener de la tabla 4.1, el subíndice n hace referencia a la resistencia a cortante nominal, y el subíndice u hace referencia al cortante último, para obtener el cortante último generalmente se mayoran las cargas al multiplicar por coeficientes mayores a la unidad, los factores de mayoración de cargas se pueden observar en la tabla 3.6.

EL cortante nominal V_n es la suma de la fuerza cortante que proporciona el hormigón V_c , y la fuerza cortante que proporciona el refuerzo V_s .

$$V_n = \phi V_c + \phi V_s \quad (4.1.2. 9)$$

Remplazando la ecuación (4.1.2.9) en (4.1.2.8)

$$\phi V_c + \phi V_s \geq V_u \quad (4.1.2. 10)$$



La ecuación (4.1.2.10) se puede expresar de manera general reemplazando el valor de V_s tanto para estribos verticales como para estribos inclinados, de tal forma que se obtiene la ecuación que gobierna el diseño del refuerzo a cortante. Para estribos verticales se emplea la ecuación (4.1.2.11) y para estribos inclinados se emplea la ecuación (4.1.2.12).

$$\phi V_c + \frac{\phi A_v f_y d}{s} \geq V_u \quad (4.1.2.11)$$

$$\phi V_c + \frac{\phi A_v f_y d (\text{sen } \alpha + \text{cos } \alpha)}{s} \geq V_u \quad (4.1.2.12)$$

En el diseño del refuerzo a cortante requiere el diseño para un cortante último V_u ubicado a una distancia d medida desde el apoyo, esta condición se aplica para cargas que se distribuyen a lo largo de la luz, y para cargas concentradas que no se aplican sobre el apoyo.

La resistencia a cortante experimentalmente se define como:

$$V_{cr} = \left(0.5\sqrt{f'_c} + 176 \frac{\rho_w V_u d}{M_u} \right) b_w d \leq 0.93\sqrt{f'_c} b_w d \quad (4.1.2.13)$$

En la ecuación (4.1.2.13) se observa que existe una relación entre la fuerza de cortante última V_u , y el momento flector último M_u , por disposición del código ACI la relación debe siempre tomarse menor a la unidad. La ecuación (4.1.2.13) se aplica cuando se conoce la fuerza cortante y el momento flexionan en una determinada sección de la viga, debido a esta relación se vuelve complejo el empleo de la ecuación para determinar la fuerza cortante del concreto, por ello el código ACI dispone de una ecuación alternativa que se ha desarrollado de forma experimental y permite determinar de una manera más conservadora la fuerza de cortante del hormigón.

$$\phi V_c = \phi 0.53\sqrt{f'_c} b_w d \quad (4.1.2.14)$$

Para poder aplicar la ecuación (4.1.2.13) y (4.1.2.14) la resistencia a la compresión del hormigón debe ser menor o igual a 400 kg/cm^2 .

Si la fuerza cortante proporcionada por el hormigón ϕV_c es el doble que la fuerza de cortante último V_u , teóricamente no se requiere ningún tipo de refuerzo, el código ACI recomienda que por lo menos se debe colocar refuerzo mínimo a lo largo de toda la viga con el objetivo de evitar la formación de una grieta debido a factores externos y por ende el colapso repentino de la viga.

$$A_{vmin} = 0.2\sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_y} \geq 3.5 \frac{b_w s}{f_y} \quad (4.1.2.15)$$



En caso de que el cortante último V_u sea mayor a ϕV_c , es necesario colocar acero de refuerzo en el alma para poder cubrir en totalidad la fuerza cortante requerida. Para poder realizar un diseño satisfactorio se debe conocer el diagrama de fuerzas cortantes, debido a que dependiendo la sección existen momentos cortantes grandes o pequeños, de tal forma que no se requiere la misma cantidad de refuerzo para resistir un cortante muy grande que uno muy pequeño, incluso teóricamente deben haber zonas de la viga donde no se requiera refuerzo a cortante, debido a que la fuerza a cortante del hormigón ϕV_c es el doble que la fuerza cortante última V_u .

Para realizar un diseño a cortante satisfactorio se debe tomar en cuenta la separación s que debe tener cada estribo, de tal forma que si la grieta se desarrolla entre el espaciamiento s y no atraviesa ningún estribo, el refuerzo a cortante no contribuirá a resistir la formación de la grieta, es decir el refuerzo resulta ineficiente y la viga llegará a colapsar de manera inmediata después de haber ocurrido el agrietamiento. El código ACI 11.4.5 establece rangos de separaciones máximas permisibles en función del peralte efectivo de la viga d y de la cantidad mínima de acero requerido.

$$s_{max} = \frac{d}{2} \quad (4.1.2.16)$$

$$s_{max} = \frac{A_{vmin} f_y}{3.5 b_w} \quad (4.1.2.17)$$

En muchos casos de diseño la sección de la viga puede tener dimensiones que satisfacen el diseño a flexión, pero que son muy pequeñas para satisfacer el diseño a cortante y por lo tanto la contribución del acero de refuerzo V_s es demasiado grande, por lo tanto el código ACI establece un límite máximo para V_s , en caso de sobrepasar el límite máximo, las dimensiones de la viga no son las adecuadas y por lo tanto se debe cambiar la sección.

$$V_s \leq 2.1 \sqrt{f'_c} b_w d \quad (4.1.2.18)$$

El código ACI establece que la separación máxima expresada en la ecuación (4.1.2.16) es válida siempre que se cumpla la ecuación (4.1.2.19), en caso de que no se cumpla el requerimiento, la separación máxima debe cambiar, ya no se debe dividir el peralte efectivo d para 2, si no que se debe dividir para 4.

$$V_s \leq 1.1 \sqrt{f'_c} b_w d \quad (4.1.2.19)$$

4.1.3 DISEÑO A TORSIÓN

Las fuerzas de torsión que actúan en los elementos estructurales tienden a retorcer el elemento con respecto a su eje longitudinal, estas fuerzas en muy pocas ocasiones actúan de forma independiente, generalmente siempre van



acompañadas de momentos flectores y fuerzas cortantes y en algunas ocasiones por fuerzas axiales.

Para vigas de hormigón armado, el análisis de torsión se lleva a cabo empleando la analogía del tubo de pared delgada, esta analogía determina que el flujo de cortante q que circula a través de la pared delgada del tubo es constante a lo largo de toda la periferia de la sección, por lo tanto la viga de hormigón armado puede representarse de manera equivalente a un tubo de pared delgada, tomando en cuenta que el concreto que se encuentra dentro de los estribos se encuentra confinado, y el espesor de los recubrimientos se considera como un espesor finito t en la figura 4.1.3.3 se presenta la viga equivalente de hormigón armado.

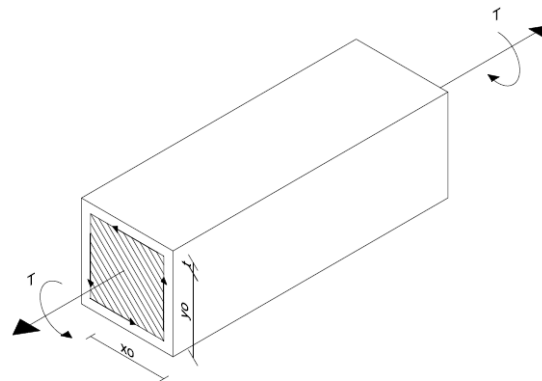


Figura 4.1.3. 1Viga equivalente de hormigón armado.

En la figura 4.1.3.3 se puede observar la dirección del flujo del cortante determinado por las flechas que encierran el área confinada de concreto, las flechas hacen referencia a las fuerzas tangenciales que generan el par torsor en el elemento, determinando los momentos torsionantes con respecto al centro de la figura se puede determinar el torsor total.

$$T = 2qx_0y_0 \tag{4.1.3. 1}$$

La ecuación (4.1.3.1) presenta el momento torsor total T que se produce en una viga rectangular de hormigón armado en una sección confinada, la sección confinada es x_0y_0 , que se puede representar por A_0 .

$$T = 2qA_0 \tag{4.1.3. 2}$$

Remplazando el valor del flujo de cortante q de la ecuación (4.1.3.2) en la ecuación (2.7) se obtiene el esfuerzo cortante unitario que actúa dentro de las paredes del tubo delgado de espesor t .

$$\tau = \frac{q}{t} = \frac{T}{2A_0t} \tag{4.1.3. 3}$$



Universidad de Cuenca

Varios ensayos han determinado que el módulo de ruptura del concreto f'_t con un valor similar a $0.53\sqrt{f'_c}$, para el análisis de torsión se emplea un valor muy conservador similar a $1.1\sqrt{f'_c}$.

$$\tau_{cr} = 1.1\sqrt{f'_c} \quad (4.1.3. 4)$$

Remplazando la ecuación (4.1.3.5) en la ecuación (4.1.3.4) y despejando el valor T se obtiene el momento torsor que ocasiona el agrietamiento.

$$T_{cr} = 1.1\sqrt{f'_c}(2A_o t) \quad (4.1.3. 5)$$

El valor de t se puede determinar en función del área y del perímetro neto de la sección transversal, de modo que $t = A_{cp}/P_{cp}$, y el valor del área confinada A_o hace referencia a un porcentaje del área neta de la sección transversal, es decir que se puede remplazar el valor de A_o por el de A_{cp} .

$$T_{cr} = 1.1\sqrt{f'_c} \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \quad (4.1.3. 6)$$

La ecuación (4.1.3.6) permite determinar de manera razonable el momento torsor de agrietamiento para elementos de hormigón armado independientemente de la forma de su sección (H.NILSON 2001).

Si el momento torsor T que actúa en un elemento de hormigón armado supera el momento torsor de agrietamiento T_{cr} , en el elemento se tiende a formar grietas, que se propagan con una cierta inclinación con respecto al eje vertical como se observa en la figura 4.1.3.4. Después de que ocurre el agrietamiento, la resistencia a torsión del concreto disminuye aproximadamente hasta la mitad de un elemento de hormigón no fisurado, por lo tanto se requiere de refuerzo a torsión para evitar la formación y propagación de grietas.

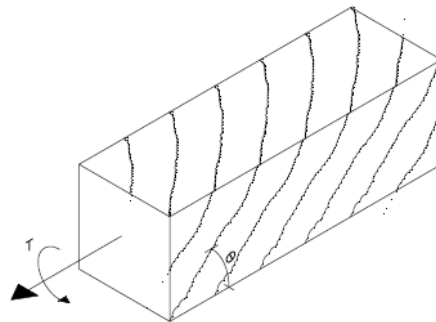


Figura 4.1.3. 2 Viga de hormigón armado agrietada por esfuerzos de torsión.

En la figura 4.1.3.4 se observa una viga de hormigón armado agrietada por efectos de la torsión, el ángulo θ es el que forma la fisura o agrietamiento con respecto al eje vertical del elemento, una vez que la viga se ha agrietado, el área confinada



A_{oh} se define en el eje vertical por x_o , y en el eje horizontal por y_o como se puede observar en la figura 4.1.3.5

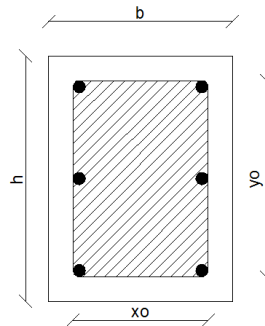


Figura 4.1.3. 3 Sección transversal de una viga de hormigón armado con refuerzo a torsión.

El área de confinamiento A_{oh} y el perímetro p_h se definen en las ecuaciones (4.1.3.8) y (4.1.3.9) respectivamente.

$$A_{oh} = x_o y_o \tag{4.1.3. 7}$$

$$p_h = 2(x_o + y_o) \tag{4.1.3. 8}$$

En la figura 4.1.3.6 se observa solo la sección confinada de la viga, en las paredes verticales como horizontales se observa que actúan las fuerzas cortantes que son las causantes del momento torsor T , la ecuación (4.1.3.9) representa el momento torsor T_2 que se origina por la fuerza cortante V_2 que actúa en la pared horizontal de la periferia de la sección confinada por el refuerzo transversal.

$$T_2 = V_2 \frac{x_o}{2} \tag{4.1.3. 9}$$

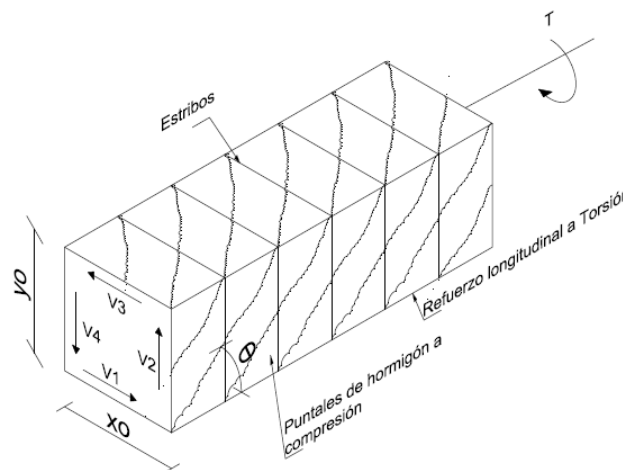


Figura 4.1.3. 4 Sección confinada por los estribos de refuerzo a torsión.

En la figura 4.1.3.6 se observa que la viga se encuentra agrietada, de tal forma que el hormigón contribuye muy poco para resistir el momento torsionante, en este



caso particular, los esfuerzos de tensión del hormigón se han sobrepasado por el momento torsionante generado por la fuerza cortante V_2 que actúa en la cara vertical del elemento. Para determinar el refuerzo requerido el elemento debe estar internamente en equilibrio, por lo tanto la fuerza cortante V_2 debe equilibrarse con la fuerza de contribución de los estribos transversales, en la figura 4.1.3.7 se observa parte de la viga agrietada y las respectivas fuerzas de aporte de cada estribo.

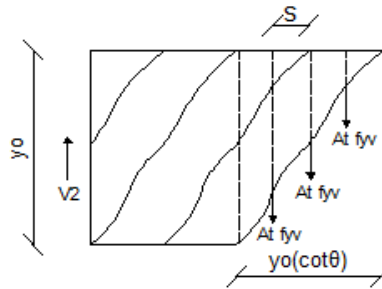


Figura 4.1.3. 5 Fuerzas cortantes que actúan en una viga reforzada a torsión.

La fuerza cortante V_2 que actúa en la viga se determina en función del área transversal del estribo y el ángulo θ de la grieta con respecto a la horizontal.

$$V_2 = \frac{A_t f_{yv} y_o \cot \theta}{s} \quad (4.1.3. 10)$$

Sustituyendo el valor de V_2 de la ecuación (4.1.3.10) en la ecuación (4.1.3.9) se determina el momento torsor de forma general.

$$T_2 = \frac{A_t f_{yv} x_o y_o \cot \theta}{2s} \quad (4.1.3. 11)$$

La ecuación (4.1.3.11) determina el momento torsor que actúa solo en una cara de las cuatro que posee una viga rectangular, para determinar el torsor total T_n se debe realizar una sumatoria de todos los momentos torsores parciales.

$$T_n = \frac{2A_t f_{yv} A_{oh} \cot \theta}{s} \quad (4.1.3. 12)$$

Para lograr el equilibrio de las fuerzas internas ya se consideró el aporte de los estribos, ahora se requiere conocer el aporte de la fuerza que actúa en el plano de falla, es decir la fuerza que actúa en la misma dirección del ángulo θ , en la figura 4.1.3.8 se observa la descomposición de la fuerza de equilibrio V_2 en sus dos componentes, La fuerza que actúa en el plano de falla es $V_2 / \text{sen } \theta$ que se equilibra con la fuerza de compresión proporcionada por los puntales de concreto, y la fuerza que actúa en el eje vertical $V_2 \cot \theta$ requiere ser equilibrada con una fuerza axial ΔN_2 . Para lograr el equilibrio vertical se debe aplicar un refuerzo longitudinal que pueda cubrir todas las fuerzas axiales que actúan en todas las paredes del tubo.

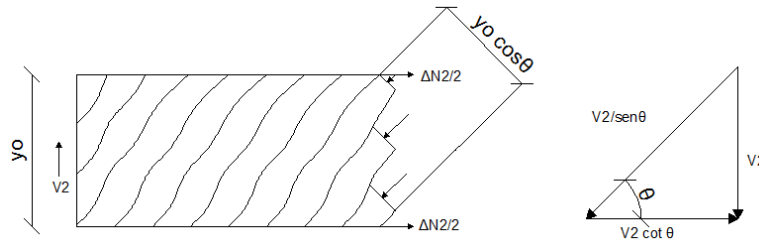


Figura 4.1.3. 6 Fuerzas de compresión diagonal que actúan en la pared vertical de la viga.

Al aplicar el equilibrio de fuerzas en el eje vertical obtenemos que $\Delta N_2 = V_2 \cot \theta$, reemplazando el valor de V_2 de la ecuación (4.1.3.10) se obtiene una expresión general en función de la cantidad de refuerzo transversal y del respectivo espaciamiento entre estribos.

$$\Delta N_2 = \frac{A_t f_{yv} y_o \cot^2 \theta}{s} \quad (4.1.3. 13)$$

La ecuación (4.1.3.13) representa la fuerza axial solo para una fuerza cortante, de tal manera que se debe realizar la suma total del aporte de cada fuerza cortante.

$$\Delta N = \sum_{i=1}^4 \Delta N_i = \frac{A_t f_{yv} \cot^2 \theta}{s} 2(x_o + y_o) \quad (4.1.3. 14)$$

En la ecuación (4.1.3.14) se observa el siguiente término $2(x_o + y_o)$ que se puede reemplazar por el valor de p_h que hace referencia a la periferia del área confinada, en la figura 4.1.3.5 se observa la sección confinada y se puede demostrar que $p_h = 2(x_o + y_o)$.

$$\Delta N = \frac{A_t f_{yv} p_h \cot^2 \theta}{s} \quad (4.1.3. 15)$$

Para poder resistir la fuerza axial se debe de proveer de acero longitudinal a lo largo de la viga, para un diseño de fluencia del acero $\Delta N = A_l f_{yl}$, reemplazando la expresión en la ecuación (4.1.3.15) se puede determinar la cantidad de acero longitudinal que se requiere para el diseño.

$$A_l = \frac{A_t}{s} p_h \frac{f_{yv}}{f_{yl}} \cot^2 \theta \quad (4.1.3. 16)$$

Los elementos estructurales en muy pocas ocasiones se encuentran sometidos únicamente a esfuerzos de torsión, la situación más frecuente ocurre cuando una viga se encuentra sometida a la acción de momentos flectores, fuerzas cortantes y momentos torsionantes, por lo tanto el cortante máximo es la suma de los esfuerzos cortantes y torsionantes.

$$\tau = \tau_v + \tau_t = \frac{V}{b_w d} + \frac{T}{2A_o t} \quad (4.1.3. 17)$$



El código ACI 11.5.3 establece que una vez que ha ocurrido el agrietamiento, el área efectiva es un porcentaje menor que A_{oh} , de tal forma que establecen que el área efectiva es un 85 por ciento del área confinada, por lo tanto $A_o = 0.85A_{oh}$, de igual manera establecen un valor experimental para determinar el espesor del tubo $t = A_{oh}/p_h$, reemplazando el valor de A_o y t en la ecuación (4.1.3.18), se determina el cortante máximo.

$$\tau = \tau_v + \tau_t = \frac{V}{b_w d} + \frac{TP_h}{1.7A_{oh}^2} \quad (4.1.3. 18)$$

La figura 4.1.3.9 presenta la distribución de los esfuerzos para una sección hueca y para una sección maciza, la ecuación (4.1.3.18) determina con una muy buena aproximación el esfuerzo cortante máximo para secciones huecas, debido a que el esfuerzo cortante τ_t se distribuye alrededor del perímetro del tubo hueco, de igual manera los esfuerzos cortantes τ_v solo actúan en la sección conformada por material, en la figura 4.1.3.9 (a) se puede observar la dirección que adopta cada esfuerzo para una sección hueca. Para una sección maciza la ecuación (4.1.3.18) se vuelve conservadora por la acción del esfuerzo cortante τ_v que actúa en toda la sección sólida, a diferencia del esfuerzo τ_t que actúa en el espesor t que se define como la relación entre el área confinada A_{oh} y el perímetro de la periferia del área confinada, en la figura 4.1.3.9 (b) se observa la dirección que adopta cada esfuerzo para una sección maciza, como es el caso para una viga de hormigón armado.

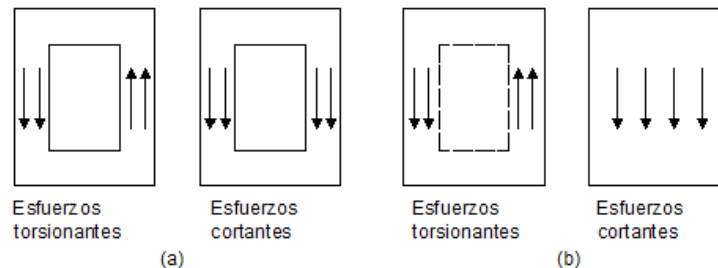


Figura 4.1.3. 7 Esfuerzos torsionantes y cortantes en vigas huecas y macizas; (a) esfuerzos en tubos de pared delgada, (b) esfuerzos en secciones macizas.

El código ACI 11.5.3 establece el esfuerzo cortante máximo como:

$$\tau = \sqrt{\tau_v^2 + \tau_t^2} = \sqrt{\left(\frac{V}{b_w d}\right)^2 + \left(\frac{TP_h}{1.7A_{oh}^2}\right)^2} \quad (4.1.3. 19)$$

Para realizar el diseño del refuerzo a torsión, se parte de la ecuación (2.12) que aplicando para los esfuerzos de torsión se expresa de la siguiente manera:

$$\phi T_n \geq T_u \quad (4.1.3. 20)$$



En la ecuación (4.1.3.20) el símbolo ϕ hace referencia al coeficiente de reducción de resistencia, para el diseño a torsión el valor de ϕ se puede obtener de la tabla 4.1, el subíndice n hace referencia a la resistencia a torsión nominal y el subíndice u se refiere a la resistencia última de torsión. Para obtener el momento torsor último T_u generalmente se mayoran las cargas al multiplicar por coeficientes mayores que la unidad, los factores de mayoración de cargas se pueden observar en la tabla 3.6.

Para determinar el torsor nominal T_n se requiere aplicar la ecuación (4.1.3.12), tomando en cuenta que $A_o = 0.85A_{oh}$.

$$T_n = \frac{1.7A_t f_{yv} A_{oh} \cot \theta}{s} \quad (4.1.3. 21)$$

El *código ACI* establece que se puede diseñar para un momento torsionante último T_u a la distancia del peralte efectivo de la viga, es decir a una distancia d tomada desde el apoyo de la viga, sin embargo si existe un momento torsor muy concentrada a una distancia muy cercana al apoyo, se debe diseñar para dicho momento torsor.

Para vigas T se debe considerar que las alas contribuyen al momento torsor de agrietamiento y si las alas encuentran reforzadas con estribos cerrados, las aletas contribuyen a la resistencia a torsión. Para determinar el área de la sección de hormigón A_{cp} se considera todo el perímetro de la viga T incluyendo el área de aporte de las aletas que sobresalen, mientras que para determinar el área confinada A_{oh} se debe tomar en cuenta la configuración de los estribos cerrados, de modo que puede haber estribos cerrados en el alma y las aletas de la viga T , como también pueden haber estribos solo en el alma, en la figura 4.1.3.10 se observa las diferentes configuraciones de estribos que puede tener una viga T , tomando en cuenta que el área sombreada hace referencia a A_{oh} .

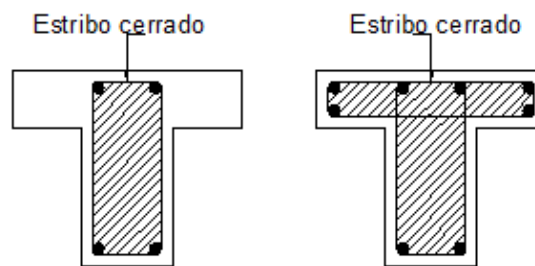


Figura 4.1.3. 8 Diferentes tipos de estribos cerrados para una viga T .

Para despreciar los efectos de la torsión en los elementos estructurales el *código ACI 11.5* establece que el torsor último T_u debe ser menor o igual al 25% del torsor de ruptura T_{cr} que se define con la ecuación (4.1.3.22)



$$T_u \leq \phi 0.27 \sqrt{f'_c} \frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \quad (4.1.3. 22)$$

En las estructuras se debe definir el tipo de torsión a la que se encuentra sometido un elemento, si el elemento se encuentra sometido a una torsión primaria, el código ACI 11.5.2.1 establece que el refuerzo debe diseñarse para soportar la resistencia a torsión requerida por equilibrio estático, si el elemento se encuentra sometido a una torsión secundaria o por compatibilidad, se supone que cuando se genera un agrietamiento existe una distribución interna de esfuerzos, el código ACI 11.5.2.2 establece que para una torsión secundaria el valor del torsor último T_u puede reducirse a $\phi \sqrt{f'_c} (A_{cp}^2 / p_{cp})$, el valor de reducción intenta aproximar la resistencia de torsión al agrietamiento de la viga para una carga combinada de torsión y de flexión.

El código ACI 11.5.3 establece límites de tal forma que el cortante máximo no debe superar al esfuerzo que produce el agrietamiento por cortante.

$$v_{max} \leq \phi \left(\frac{V_c}{b_w d} + 2 \sqrt{f'_c} \right) \quad (4.1.3. 23)$$

Para secciones macizas en la ecuación (4.1.3.23) se reemplaza el valor de v_{max} por el de la ecuación (4.1.3.19) y para secciones huecas se reemplaza por la ecuación (4.1.3.18).

$$\sqrt{\left(\frac{V}{b_w d} \right)^2 + \left(\frac{TP_h}{1.7 A_{oh}^2} \right)^2} \leq \phi \left(\frac{V_c}{b_w d} + 2 \sqrt{f'_c} \right) \quad (4.1.3. 24)$$

$$\frac{V}{b_w d} + \frac{TP_h}{1.7 A_{oh}^2} \leq \phi \left(\frac{V_c}{b_w d} + 2 \sqrt{f'_c} \right) \quad (4.1.3. 25)$$

Si no se cumple con los criterios expuestos en las ecuaciones (4.1.3.24) para vigas macizas o con (4.1.3.25) para vigas huecas, se debe realizar un incremento de la sección de la viga.

Para determinar la cantidad del refuerzo transversal a torsión, de la ecuación (4.1.3.21) se despeja el término A_t y se reemplaza el valor del torsor nominal T_n por el del torsor último T_u

$$A_t = \frac{T_u s}{2 \phi A_o f_{yv} \cot \theta} \quad (4.1.3. 26)$$

El código ACI de igual manera que para la armadura a cortante, establece separaciones máximas entre estribos, los criterios empleados por el ACI 11.5.6.2 son los siguientes: el espaciamiento máximo del refuerzo transversal para torsión no debe exceder del menor valor entre $p_h/8$ y 300 mm.



Como los esfuerzos de torsión van acompañados de esfuerzos cortantes, se debe tomar en cuenta la cantidad total del acero de refuerzo.

$$\left(\frac{A_{v+t}}{s}\right) = \frac{A_v}{s} + 2\frac{A_t}{s} \quad (4.1.3. 27)$$

El *código ACI 11.5.5.2* establece una cantidad mínima de acero que se debe colocar tanto para el refuerzo a cortante como para el refuerzo a torsión.

$$(A_v + 2A_t) \geq \frac{3.5b_w s}{f_{yv}} \quad (4.1.3. 28)$$

De igual manera el *código ACI 11.5.5.1* recomienda una cantidad mínima de acero para el refuerzo longitudinal.

$$A_{lmin} \geq \frac{1.33\sqrt{f'_c}A_{cp}}{f_y} - \left(\frac{A_t}{s}\right)p_h \frac{f_{yv}}{f_{yl}} \quad (4.1.3. 29)$$

En la ecuación (4.1.3.29) se observa el término A_t/s que el *código ACI* recomienda que debe ser mayor a $1.75b_w/f_{yt}$.

4.1.4 LONGITUD DE DESARROLLO, ADHERENCIA Y ANCLAJE

Las vigas de hormigón armado al estar conformado por dos materiales, se requieren que trabajen de manera conjunta, para lograr ese comportamiento debe ocurrir una buena adherencia entre el hormigón y el acero de refuerzo, sin embargo si no existe una buena adherencia, el acero de refuerzo tiende a deslizarse de forma longitudinal con respecto al hormigón adyacente. En la figura 4.1.4.1 (a) se observa una viga de hormigón armado que presenta refuerzo longitudinal para resistir la tracción, y en la figura 4.1.4.1 (b) se observa la flexión en la viga cuando se encuentra sujeta a la acción de cargas, en este caso se observa que en los extremos de la viga el acero de refuerzo se desliza de forma longitudinal con respecto al hormigón adyacente por consecuencia de muy poca o ninguna adherencia entre los materiales, el deslizamiento generalmente ocurre por emplear acero de refuerzo liso.

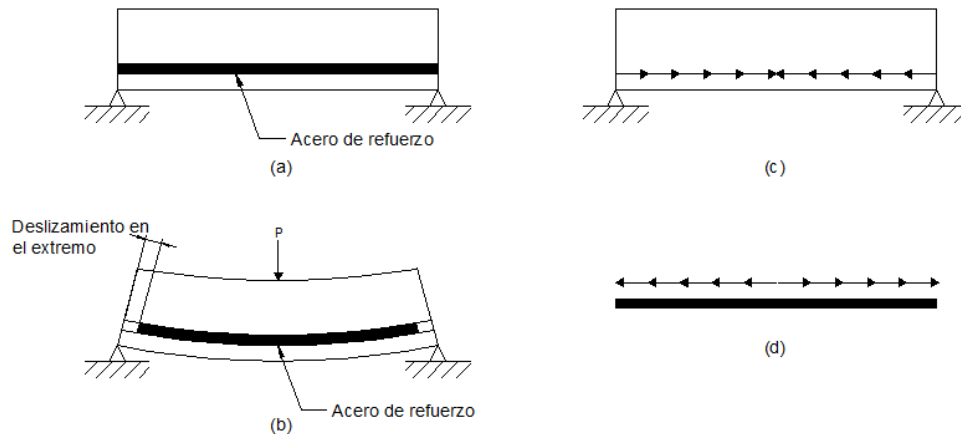


Figura 4.1.4. 1 (a) Viga de hormigón armado antes de ser cargada; (b) deslizamiento del acero de refuerzo; (c) fuerzas de adherencia que actúan en el hormigón; (d) fuerzas de adherencia que actúan en el acero.

En la figura 4.1.4.1 (b) la viga no actúa de forma conjunta, de modo que mientras más se deforme la viga el deslizamiento del acero en los extremos aumentará hasta que se supere la fuerza de tracción del hormigón y la viga llegue a su punto de falla, es evidente que el acero de refuerzo no llegará a fluir y la contribución para resistir la tracción es muy baja, por lo tanto la viga actúa como si no tuviera acero de refuerzo. Para evitar el deslizamiento se puede emplear anclajes en los extremos como se observa en la figura 4.1.4.2 que evitan la falla de la viga aunque exista muy poca adherencia entre los materiales a lo largo de toda la longitud de la viga. En la actualidad el refuerzo liso se ha cambiado por barras corrugadas, estas barras ocasionan dos tipos de fuerzas: la primera son las fuerzas de adherencia que actúan en el hormigón y adoptan una dirección desde las caras exteriores del elemento hacia el centro, la segunda son las fuerzas de adherencia que actúan en el acero de refuerzo y adoptan una dirección desde el centro del elemento hasta las caras exteriores del mismo, en la figura 4.1.4.1 (c) y 4.1.4.1 (d) se observa las fuerzas de adherencia que proporciona el refuerzo de barras corrugadas, en la figura 4.1.4.3 se observa la estructura de una barra corrugada actuando de manera conjunta con el hormigón.

En la figura 4.1.4.2 se presenta una viga de hormigón armado que emplea refuerzo liso, y para evitar el deslizamiento del refuerzo se ha colocado anclajes en forma de ganchos en los extremos, lo que genera un arco atirantado siendo los anclajes los tensores evitando de esta forma el colapso de la viga, aunque la adherencia a lo largo de la viga sea muy poca o nula, una consecuencia de la poca adherencia es la formación de grietas en la zona de tracción.

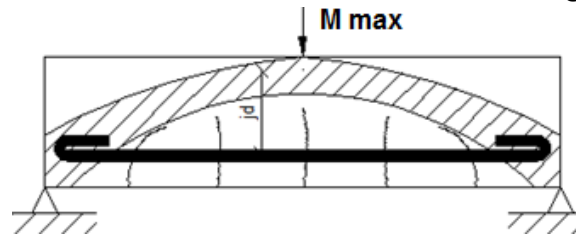


Figura 4.1.4. 2 Arco atirantado en una viga con refuerzo liso a la tracción

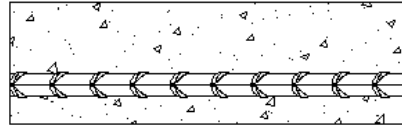


Figura 4.1.4. 3 Viga de hormigón armado empleando barras corrugadas como refuerzo.

En la figura 4.1.4.3 se observa que las corrugaciones permiten crear una superficie de contacto entre el hormigón y el acero en cada espaciado entre corrugaciones, de modo que es posible que se generen las fuerzas de adherencia indicadas en las figuras 4.1.4.1 (c) y 4.1.4.1 (d) y se evite fallas prematuras en los elementos.

Para determinar la longitud de desarrollo el *código ACI 12.2* ha desarrollado una ecuación empírica para determinar la longitud de desarrollo, esta ecuación considera los factores que afectan a la longitud de desarrollo, el *código ACI* recomienda determinar la longitud de desarrollo como múltiplo del diámetro de las barras que se emplean como refuerzo a flexión. La ecuación (4.1.4.1) se denomina ecuación básica para determinar la longitud de desarrollo.

$$\frac{l_d}{d_b} = \frac{f_y \Psi_t \Psi_e \Psi_s}{3.5 \lambda \sqrt{f'_c} \left(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b} \right)} \quad (4.1.4.1)$$

El *código ACI 12.2.3* recomienda que el valor de $(c_b + K_{tr})/d_b$ no debe exceder de 2.5, y el valor de K_{tr} se determina empleando la ecuación (4.1.4.2)

$$K_{tr} = \frac{40A_{tr}}{sn} \quad (4.1.4.2)$$

En la ecuación (4.1.4.1) se observa varios factores que dependen de la ubicación del refuerzo, del recubrimiento, del tamaño de las barras de refuerzo y de la densidad del concreto, el valor de todos los factores se presentan en la tabla 4.1.4.1 que se adoptó del *código ACI 12.2*.



Ψ_t	Factor de ubicación del refuerzo	
	Cuando para el refuerzo horizontal se colocan más de 300 mm de concreto fresco debajo de la longitud de desarrollo o un empalme	1.30
	Otras situaciones	1.00
Ψ_e	Factor de recubrimiento epóxico	
	Barras o alambres con recubrimiento epóxico con menos de 3db de recubrimiento o separación libre menor de 6db	1.50
	Para todas las otras barras con recubrimiento epóxico	1.20
	Refuerzo sin recubrimiento y refuerzo recubierto con cinc	1.00
Ψ_s	Factor según el tamaño del refuerzo	
	Para barras con diámetros menores o iguales a 20 mm	0.80
	Para barras con diámetros mayores a 22 mm	1.00
λ	Factor de concreto con agregado liviano	
	No se debe exceder de 0.75 a menos que se especifique fct	
	Si se emplea hormigón de peso normal	1.00
C_b	Factor de espaciamiento o recubrimiento	
	se debe tomar el menor valor de:	
	1) La distancia desde el centro de la barras hasta la superficie de concreto más cercano	
	2) La mitad del espaciamiento centro a centro entre las barras de refuerzo a tensión	

Tabla 4.1.4. 1 Factores que afectan la longitud de desarrollo código ACI 12.2

El código ACI permite establecer criterios para poder simplificar la ecuación (4.1.4.1), siempre y cuando se cumplan ciertos requerimientos. El primer criterio establece que $K_{tr} = 0$ aun si hay refuerzo transversal presente, de modo que la ecuación (4.1.4.1) se simplifica a la ecuación (4.1.4.3), como consecuencia de esta simplificación, la longitud de desarrollo se incrementa considerablemente.

$$\frac{l_d}{d_b} = \frac{f_y \Psi_t \Psi_e \Psi_s}{3.5 \lambda \sqrt{f'_c} \left(\frac{c_b}{d_b}\right)} \quad (4.1.4. 3)$$

El segundo criterio establece que $(c_b + K_{tr})/d_b = 1.5$ siempre y cuando se cumplan las siguientes condiciones:

- Espaciamiento libre entre barras o alambres que están siendo empalmados o desarrollados no menor que d_b , recubrimiento libre no menor que d_b y estribos a lo largo de l_d no menos que el mínimo que establece el reglamento.
- Espaciamiento libre entre barras o alambres que están siendo desarrolladas o empalmadas no menor a $2d_b$ y recubrimiento libre no menor a d_b .

Para barras con diámetros menores o iguales a 20 mm:

$$l_d = \left(\frac{f_y \Psi_t \Psi_e}{6.6 \lambda \sqrt{f'_c}}\right) d_b \quad (4.1.4. 4)$$



Para barras con diámetros mayores o iguales a 22 mm:

$$l_d = \left(\frac{f_y \Psi_t \Psi_e}{5.3 \lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b \tag{4.1.4.5}$$

Las ecuaciones (4.1.4.4) y (4.1.4.5) son casos particulares de la ecuación (4.1.4.3), pero su uso se restringe debido a los requerimientos establecidos por el código ACI, en caso de no cumplir los requerimientos establecidos, el término $(c_b + K_{tr})/d_b$ debe tener un valor menor que 1.0, ya sea empleando o no refuerzo transversal.

Espaciamiento y recubrimiento	Barras $\leq \phi 20$ mm	Barras $\geq \phi 22$ mm
Espaciamiento libre entre barras o alambres que están siendo empalmados o desarrollados no menor que d_b , recubrimiento libre no menor que d_b y estribos a lo largo de l_d no menos que el mínimo que establece el reglamento. Espaciamiento libre entre barras o alambres que están siendo desarrolladas o empalmadas no menor a $2d_b$ y recubrimiento libre no menor a d_b .	$l_d = \left(\frac{f_y \Psi_t \Psi_e}{6.6 \lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b$	$l_d = \left(\frac{f_y \Psi_t \Psi_e}{5.3 \lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b$
Otros casos	$l_d = \left(\frac{f_y \Psi_t \Psi_e}{4.4 \lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b$	$l_d = \left(\frac{f_y \Psi_t \Psi_e}{3.5 \lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b$

Tabla 4.1.4. 2 Ecuaciones simplificadas para determinar la longitud de desarrollo l_d

Para determinar la longitud de desarrollo se pueden emplear varios métodos, pero hay un factor de reducción que se aplica de forma independiente sin importar el método que se utilizó, el factor toma como referencia la relación que existe entre la cantidad de acero calculada y la cantidad de acero colocada $A_s \text{ calculado} / A_s \text{ colocado}$, es decir si la cantidad de acero que se va a emplear en la construcción de la viga es mayor que la cantidad de acero calculada, la longitud de desarrollo l_d puede disminuir un cierto porcentaje, este factor no se debe aplicar cuando se requiere especificaciones de anclaje o desarrollo del esfuerzo de fluencia f_y , o cuando la estructura se encuentre en una zona altamente sísmica.

- Anclaje del refuerzo a flexión mediante ganchos.

Si el refuerzo a tensión no puede desarrollarse por adherencia, existe la necesidad de colocar anclajes en los extremos de las barras, generalmente se emplean ganchos a 90° o a 180° como se puede observar en la figura 4.1.4.4



4.1.4.10. El código ACI 7.1 establece dimensiones mínimas para cada ángulo de doblamiento.

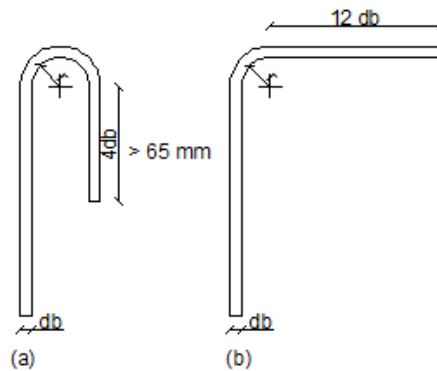


Figura 4.1.4. 4 Ganchos estándar para refuerzo a flexión: (a) ganchos doblados 180°; (b) ganchos doblados a 90°

El código ACI 7.1 también establece ganchos normalizados para el refuerzo transversal, el ángulo del doblamiento se encuentra en función del diámetro de la varillas que se emplean como refuerzo transversal, en la figura 4.1.4.5 se observa los ángulos de dobles y las dimensiones mínimas que debe cumplir el refuerzo transversal, dependiendo del diámetro de la barra.

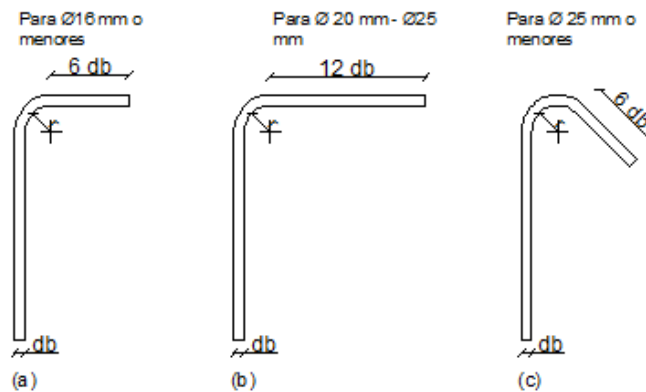


Figura 4.1.4. 5 Ganchos estándar para estribos: (a) 90° para estribos menores a $\phi 16\text{ mm}$; (b) 90° para estribos entre $\phi 20\text{ mm}$ - $\phi 25\text{ mm}$; (c) 135° para estribos menores a $\phi 25\text{ mm}$.

En la tabla 4.1.4.3 se presentan los diámetros mínimos que se deben considerar para ganchos estándar, tanto para refuerzo longitudinal y para estribos, los valores son propuestos por el código ACI 7.2.

Diámetro de la barra	Diámetro mínimo
8mm - 25mm	$6 d_b$
28mm - 32mm - 35mm	$8 d_b$
45mm - 58 mm	$10 d_b$

Tabla 4.1.4. 3 Diámetros mínimos de dobles para ganchos estándar

Si los estribos aplican diámetros de barras que varían desde 8 mm hasta 16 mm el diámetro interior de doblamiento no debe ser menor que 4 veces el diámetro de la barra.



Las vigas con ganchos es sus extremos trabajan de forma combinada, debido a que se toma en cuenta la contribución de la adherencia a lo largo de la parte recta de la barra que llega hasta el gancho, y el anclaje que es suministra el gancho, para que la barra alcance su resistencia se debe emplear una longitud de desarrollo l_d que parte desde una sección critica hasta alcanzar la parte más lejana de la barra, esta longitud de desarrollo l_d involucra dos tramos: el primer tramo que corresponde a la adherencia en la parte recta de la barra hasta que comience el gancho, y el segundo tramo hace referencia a la longitud horizontal que debe tener el gancho, en la figura 4.1.4.6 se puede observar la longitud de desarrollo total l_{dh}

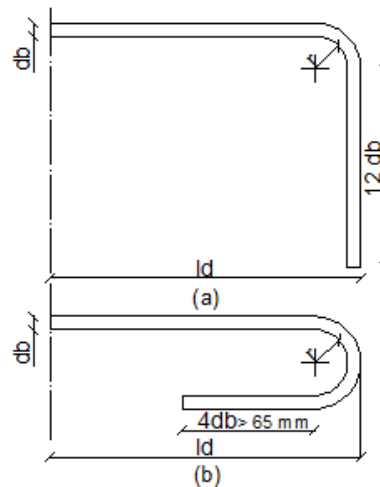


Figura 4.1.4. 6 longitudes de desarrollo total para ganchos: (a) ganchos a 90°; (b) ganchos a 180°.

El código ACI 12.3.2 establece la ecuación (4.1.4.6) para determinar la longitud de desarrollo total l_{dh} .

$$l_{dh} = \left(\frac{0.075 \Psi_e f_y}{\lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b \tag{4.1.4. 6}$$

La longitud total desarrollo l_{dh} puede variar si se toma en cuenta los factores que la afectan, en la tabla 4.1.4.4 se presentan los factores adicionales que se deben considerar.

Criterios	Factor
Para barras con diferentes esfuerzos de fluencia	$f_y/4200$
Para barras con diámetros menores o iguales a 35 mm, con recubrimiento lateral no menor a 65 mm y para ganchos a 90° con recubrimiento en la extensión después del gancho no menor a 50 mm	0.7
Para barras con diámetros menores o iguales a 35 mm,	0.8

cuando el gancho está rodeado vertical y horizontalmente por estribos a lo largo de la longitud de desarrollo total l_{dh} con un espaciamiento no mayor a $3d_b$	
Cuando no se requiera específicamente anclaje o longitud de desarrollo y se dispone de cuantía de refuerzo mayor a la requerida por análisis	$\frac{As \text{ calculado}}{As \text{ colocado}}$
Hormigón con agregados livianos	1.3
Ganchos con recubrimiento epóxico	1.2

Tabla 4.1.4. 4 Factores que afectan la longitud de desarrollo total l_{dh}

Al aplicar los factores de la tabla 4.1.4.4, la longitud total de desarrollo l_{dh} no debe ser menor que $8d_b$, o menor a 150 mm según lo establecido en el código ACI.

- Anclaje para el refuerzo en el alma.

Debido a la configuración de los estribos es casi imposible que el refuerzo transversal alcance a desarrollar su máxima resistencia aplicando solo el criterio de la longitud de desarrollo l_d , para lograr que los estribos alcancen la resistencia a la tensión se aplican ganchos doblados generalmente a 90° ó 135° en el extremo superior de los estribos, en la figura 4.1.4.7 se observa la configuración de los ganchos para estribos para cada ángulo de doblez. Para establecer un anclaje de los estribos estos deben juntarse con el refuerzo longitudinal tanto es su parte superior como en la parte inferior.

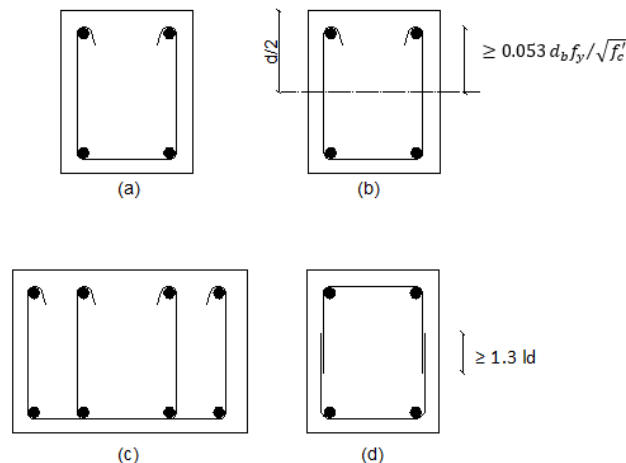


Figura 4.1.4. 7 Anclajes de estribos.

- Longitud de desarrollo para barras a compresión.



En algunas ocasiones se requiere que el refuerzo logre desarrollar su resistencia a la compresión por empotramiento debido a que en muchas edificaciones se realizan empalmes traslapados con barras de compresión en columnas y se requiere transmitir la carga que proporcionan las columnas a las zapatas. Según el autor (H.NILSON 2001) una parte de la fuerza de compresión se transfiere por adherencia a lo largo de la longitud de desarrollo, mientras que la otra parte de la fuerza se transfiere por los extremos de apoyo de las barras, esto se debe a que el hormigón cuando está sujeto fuerzas de compresión no presenta agrietamientos lo que permite obtener longitudes de desarrollo menores que las empleadas a tensión, la ecuación (4.1.4.7) determina la longitud de desarrollo de barras a compresión l_{dc} .

$$l_{dc} = \frac{0.075f_y d_b}{\lambda \sqrt{f'_c}} \tag{4.1.4. 7}$$

La longitud de desarrollo a compresión l_{dc} no debe ser menor que $(0.0044f_y)d_b$, sin embargo existen algunos factores que se deben considera para determinar la longitud de compresión definitiva, estos factores pueden incrementar o reducir dicha longitud, en la tabla 4.1.4.5 se presentan las condiciones y requerimientos para aplicar los factores correspondientes.

criterios	factor
Refuerzo en exceso con respecto al calculado	$\frac{\text{As calculado}}{\text{As colocado}}$
Refuerzo confinado por una espiral cuya barra tiene un diámetro no menor a 6mm y no más de 100mm de paso o dentro de estribos con diámetros de 12mm y espaciados a distancias no mayores que 100mm medidos entre centros	0.75

Tabla 4.1.4. 5 Factores a considerar para la longitud de desarrollo a compresión l_{dc}

- Empalmes de barras.

Empalmes a tracción

Para realizar el empalme entre barras se pueden emplear varios métodos, entre ellos: traslapo de barras, soldadura, o mediante dispositivos mecánicos que garanticen una conexión efectiva completa. El código ACI 12.14.2 establece que no se debe realizar el traslapo para barras cuyo diámetro sea mayor a 36 mm, mientras que para barras de diámetro menor si es posible. Cuando se realiza el traslapo de barras es muy importante que los esfuerzos de adherencia se puedan transmitir de una barra hacia la otra barra. Si se van a emplear empalmes soldados, el código ACI 12.14.3 establece que el empalme debe desarrollar por lo menos el 25 por ciento adicional de su esfuerzo de fluencia, es decir $1.25f_y$. Es muy importante que los empalmes de barras no se realicen en zonas donde los



esfuerzos son máximos, generalmente los empalmes se colocan en zonas donde la cantidad de acero suministrada es el doble que la cantidad de acero calculada.

Para los empalmes a tensión el código ACI 12.15 establece dos tipos: el empalme tipo *A* que consiste en determinar una longitud de traslapeo igual a $1.0l_d$, y el traslapeo tipo *B* que consiste en determinar una longitud de traslapeo igual a $1.3l_d$. Todos los traslapes que se realicen en barras a tensión deben ser del tipo *B*, sin embargo se puede aplicar el traslapeo tipo *A* cuando se cumplen con los siguientes requisitos:

- Cuando el área del acero de refuerzo es al menos el doble que la cantidad de acero determinada por el análisis en todo lo largo de la zona de traslapeo.
- Cuando la mitad o menos, del refuerzo total está empalmado dentro de la longitud de empalme por traslapeo requerido.

La longitud del traslapeo no debe ser nunca menor a 300 mm , ya sea empleando la longitud de traslapeo tipo *A* o *B*.

Empalmes a compresión

Los empalmes se realizan debido a que las columnas de los pisos más elevados tienden a recibir menor carga que las columnas que se encuentra en los pisos inferiores. Las barras a compresión pueden empalmarse mediante el traslapeo de barras, soldadura, o contacto directo entre los extremos. El código ACI 12.16 establece la longitud mínima de la longitud de traslapeo en función del esfuerzo de fluencia del acero. Para barras con $f_y \leq 4200\text{ kg/cm}^2$ la longitud de traslapeo es de $0.0073f_y d_b$, para valores de $f_y > 4200\text{ kg/cm}^2$ la longitud de traslapeo es de $(0.013f_y - 24)d_b$, pero no debe ser nunca menor a 300 mm , para concretos cuya resistencia a la compresión $f'_c < 210\text{ kg/cm}^2$, la longitud de traslapeo debe incrementarse en $1/3$.

4.1.5 CONDICIONES DE SERVICIO

Es importante que los elementos estructurales presenten un buen comportamiento relacionado con el servicio además de un comportamiento controlado para evitar fallas a flexión, cortante, torsión y adherencia. El control de las condiciones de servicio determina las posibles deflexiones que se pueden presentar en los elementos estructurales una vez que la estructura se encuentra en funcionamiento en la que pueden ocurrir dos casos específicos de carga: El primer caso ocurre cuando el elemento se encuentra sobrecargado es decir las cargas que actúan en el elemento están mayoradas, el segundo caso ocurre cuando el elemento se encuentra cargado con las cargas esperadas, es decir que los coeficientes de mayoración de carga son iguales a 1.0. Dependiendo del tipo de servicio que presente la estructura, pueden ocurrir a mayor frecuencia el primer caso o el segundo caso.



Existen 2 tipos de deflexiones: Las deflexiones instantáneas y las deflexiones a largo plazo, las cuales dependen del tipo de carga y del tiempo en que se la aplica a un elemento. Las deflexiones instantáneas se producen por la aplicación de un gran porcentaje de la carga viva de diseño en cortos períodos de tiempo. Las deflexiones a largo plazo se producen por las cargas que permanecen en la estructura, es decir se producen por el peso propio de los elementos estructurales y de elementos adicionales que se tiene la certeza de que van a permanecer en la estructura durante un periodo largo de tiempo, es importante tomar en cuenta las propiedades mecánicas de hormigón referentes a la retracción del fraguado y al flujo plástico, que son los principales factores que determinan las deflexiones a largo plazo en un elemento.

Las vigas de hormigón armado siempre presentan agrietamientos que varían de magnitudes ya sean bien pequeñas como del rango microscópico, hasta magnitudes que pueden ser percibidas por el ojo humano. La presencia de las grietas es necesario para que el acero de refuerzo pueda desarrollarse y alcanzar su límite de fluencia f_y . Antes de que se formen las grietas en el hormigón, el acero se encuentra sujeto a un esfuerzo de n veces el módulo de ruptura del concreto que puede tomar un valor de 35 kg/cm^2 de forma aproximada. El valor de n hace referencia a la relación que existe entre el módulo de elasticidad del acero empleado como refuerzo y del módulo de elasticidad del concreto $n = E_s/E_c$. Para concretos de densidad normal con resistencias a la compresión que varían desde 220 kg/cm^2 a 280 kg/cm^2 y para un módulo de elasticidad del acero $E_s = 2100000 \text{ kg/cm}^2$ el valor de n puede tomarse de forma aproximada igual 8. Cuando el hormigón no se encuentra fisurado el esfuerzo en el acero de refuerzo es 280 kg/cm^2 que es un valor muy bajo en comparación con el esfuerzo de fluencia que es de 4200 kg/cm^2 , de modo que el acero de refuerzo no se encuentra trabajando de la mejor manera. Según el autor (H.NILSON 2001) para cargas normales de servicio, el esfuerzo a tensión en el acero puede llegar a ser entre 8 y 9 veces el esfuerzo que se produce antes del agrietamiento, por lo tanto el esfuerzo en el acero para cargas normales de servicio puede variar de 2240 kg/cm^2 a 2520 kg/cm^2 .

El (Comité ACI 224 2001) para determinar el ancho máximo de la grieta de tensión emplea la ecuación que determinó (Gergely y Lutz).

$$w = 0.076\beta f_s^3 \sqrt{d_c A} \quad (4.1.5. 1)$$

La ecuación (4.1.5.1) se emplea para el sistema de unidades inglés, en donde w es el ancho máximo de la grieta que se presenta en la superficie del hormigón y se expresa en milésimas de pulgada. En la figura 4.1.5.1 (b) se puede observar la ubicación del ancho máximo de la grieta y en la figura 4.1.5.1 (a) se puede observar los parámetros geométricos que se toman en cuenta para aplicar la ecuación.

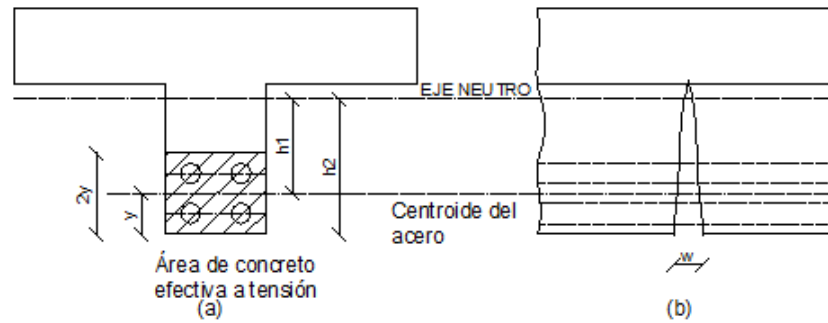


Figura 4.1.5. 1 Parámetros geométricos para determinar el ancho máximo de la grieta w ; (a) sección de viga T; (b) agrietamiento en viga T

Debido a la gran cantidad de factores que afectan el agrietamiento del hormigón, siendo el factor principal el que hace referencia a la condición de exposición del elemento, el valor de w no siempre puede resultar ser el máximo, sin embargo el (Comité ACI 224 2001) establece que la mayoría de las ecuaciones predicen el ancho de agrietamiento máximo probable, lo que implica que aproximadamente el 90 por ciento de los anchos de las fisuras en el elemento estarán por debajo del ancho máximo probable. Para poder emplear un criterio aceptable del ancho máximo probable de agrietamiento el (Comité ACI 224 2001) establece límites máximo en función de la condición a la que estarán expuestos los elementos. En la tabla 4.1.5.1 se observa los diferentes tipos de exposiciones que han sido consideradas.

Condición de exposición	pulgadas	mm
Aire seco o membrana protectora	0.016	0.41
Humedad, aire húmedo, suelo	0.012	0.30
Productos químicos descongelantes	0.007	0.18
Agua me mar y rocío de agua de mar, humedecimiento y secado	0.006	0.15
Estructuras para retención de aguas	0.004	0.10

Tabla 4.1.5. 1 Anchos de fisuras razonables para hormigón armado bajo cargas de servicio

Es importante que el máximo agrietamiento probable w cumpla con los límites que se presentan en la tabla 4.1.5.1 con el objetivo de tratar de evitar la corrosión en el acero de refuerzo. Debido a la causa aleatoria del agrietamiento, los valores límites que se presentan en la tabla 4.1.5.1 se puede superar y con el paso del tiempo el porcentaje de grietas que superan los límites pueden ser significativos, por lo tanto se debe tomar en cuenta esta situación para establecer un buen criterio conservador.

El código ACI emplea dos métodos para el control de las deflexiones: El primer método consiste en imponer límites mínimos de altura para los elementos estructurales en función de la luz, estas condiciones que establece el código ACI sirven para garantizar que el elemento obtenga una suficiente rigidez para evitar



que las deflexiones causen problema durante el servicio de la estructura, en la tabla 4.1.5.2 se presentan las condiciones mínimas que establece el código ACI 9.5.2.

	Simplemente apoyados	Con un extremo continuo	Ambos extremos continuos	Voladizo
Elementos	Elementos que no soporten o estén ligados a divisiones u otro tipo de elementos susceptibles de dañarse debido a deflexiones grandes.			
Losas macizas en una dirección	$l/20$	$l/24$	$l/28$	$l/10$
Vigas o losas nervadas en una dirección	$l/16$	$l/18.5$	$l/21$	$l/8$

Tabla 4.1.5. 2 Alturas mínimas de vigas y losas unidireccionales

Los requerimientos de la tabla 4.1.5.2 solo se aplican para elementos en una dirección que no soporten o estén ligados a particiones o tipos de elementos susceptibles a dañarse debido a las grandes deflexiones. Los valores de la tabla se deben aplicar a concretos de peso normal y acero de refuerzo con límite de fluencia de $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$. Si se emplea concreto de densidad liviana y sus densidades varían desde 1440 kg/m^3 hasta 1840 kg/m^3 , los valores de la tabla 4.1.5.2 se deben multiplicar por el siguiente factor $(1.65 - 0.0003W_c)$ pero no deben ser menores que 1.09, siendo W_c el la densidad del hormigón liviano. Si se emplea acero de refuerzo cuyo punto de fluencia f_y sea distinto a 4200 kg/cm^2 los valores de la tabla 4.1.5.2 se deben multiplicar por $(0.4 + f_y/7000)$.

El segundo método consiste en realizar el cálculo de las deflexiones tomando en consideración que la inercia efectiva de la sección debe ser siempre menor o igual a la inercia de la sección bruta.

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] I_{cr} \leq I_g \tag{4.1.5. 2}$$

El término M_{cr} hace referencia al momento de agrietamiento de la sección que se determina en función del módulo de ruptura $f_r = 0.53\lambda\sqrt{f'_c}$.

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t} \tag{4.1.5. 3}$$



En las estructuras de hormigón armado, la mayoría de sus elementos son continuos, de modo que hay la presencia de momentos flectores positivos en el centro de la luz de la viga y momentos negativos que se producen en los apoyos, para determinar el área efectiva el *código ACI* establece que se realice el promedio de la inercia efectiva positiva y negativa.

$$I_e = \frac{1}{2}(I_{e\ centro} + I_{e\ extremos}) \quad (4.1.5. 4)$$

Estudios realizados por el (ACI committee 435 2000) establecen que se puede obtener una mejor inercia efectiva I_e para elementos prismáticos continuos si se distribuye un 70 por ciento de la inercia efectiva para la que se produce en el centro de la luz y un 30 por ciento para la inercia que se produce en los extremos.

$$I_e = 0.70I_{e\ centro} + 0.30I_{e\ extremos} \quad (4.1.5. 5)$$

Para vigas que poseen un extremo continuo y el otro simplemente apoyado el código (ACI committee 435 2000) recomienda distribuir un 85 por ciento a la inercia efectiva que se produce en el centro de la viga y un 15 por ciento para la inercia efectiva que se produce en un extremo.

$$I_e = 0.85I_{e\ centro} + 0.15I_{e\ extremo} \quad (4.1.5. 6)$$

Por lo tanto para determinar la deflexión máxima se puede emplear la carga que produce el máximo momento positivo de forma que la deflexión calculada en el centro de la viga puede emplearse como una aproximación aceptable de la deflexión máxima.

Para las deflexiones a largo plazo el *código ACI 9.5.2.5* emplea un método sencillo que consta de multiplicar por un factor de deflexión a largo plazo λ_Δ por la deflexión instantánea calculada. El factor λ_Δ se encuentra en función del tiempo y de la cantidad de acero que se coloca en la zona de compresión.

$$\lambda_\Delta = \frac{\xi}{1 + 50\rho'} \quad (4.1.5. 7)$$

En la ecuación (4.1.5.7) se observa que el término ξ es el factor dependiente del tiempo para cargas sostenidas, en la tabla 4.1.5.3 se observa los valores de ξ que establece el código ACI para diferentes periodos de tiempo.

tiempo	ξ
5 años o más	2
12 meses	1.4
6 mese	1.2
3 mese	1



Tabla 4.1.5. 3 Factor ξ en función del periodo de tiempo.

Los valores tomados de la tabla 4.1.5.3 son los pertenecientes a los de la figura 4.1.5.2 que determina una curva ξ -tiempo, en la que el tiempo se expresa en meses.

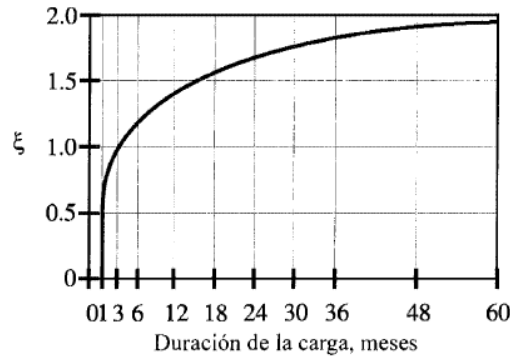


Figura 4.1.5. 2 Variación del parámetro ξ con el tiempo (Comité ACI 318S-08 2008) 9.5.2.5

En la ecuación (4.1.5.7) se observa el siguiente término $1/(1 + 50\rho')$ que es un factor de reducción que hace referencia a la propiedad de la sección, en el caso de que el elemento no presente acero a compresión el factor de reducción adquiere el valor de 1.0 y el factor λ es igual a ξ , mientras que si la sección posee acero de refuerzo a compresión el valor de reducción disminuye considerablemente y de igual manera disminuye el factor λ .

Para controlar las deflexiones calculadas el código ACI 9.5 determina límites máximos que se calculan en función de la longitud de la luz, en la tabla 4.1.5.4 se presentan dichos límites.

Cubiertas planas que no soporten o estén ligadas a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes	Deflexión inmediata debido a la carga viva L	$\frac{l}{180}$
Entrepisos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes	Deflexión inmediata debido a la carga viva L	$\frac{l}{360}$
Sistema de entrepiso o cubierta que soporte o esté ligado a	La parte de la deflexión total que ocurre después de la unión de	



elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes	los elementos no estructurales (la suma de la deflexión a largo plazo debida a todas las cargas permanentes, y la deflexión inmediata debida a cualquier carga viva adicional.	$\frac{l}{480}$
Sistema de entepiso o cubierta que soporte o esté ligado a elementos no estructurales no susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes		$\frac{l}{240}$

Tabla 4.1.5. 4 Deflexión máxima admisible calculada

4.2 DISEÑO DE COLUMNAS DE HORMIGÓN ARMADO

Para el diseño de columnas se emplea el análisis de compatibilidad de deformaciones y la creación de los diagramas de interacción. En la figura 4.2.1 (a) se observa una columna cargada con una fuerza axial P_n actuando a una cierta excentricidad e medida desde el eje de la columna. Debido al efecto que produce la fuerza axial P_n la cara de la columna que se encuentra más cerca a P_n está a compresión, mientras que la carga más alejada a P_n se encuentra a tensión, en la figura 4.2.1 (b) se observa el diagrama de deformaciones correspondiente a una sección de la columna. Para determinar el valor de P_n las fuerzas internas que actúan en el elemento deben estar en equilibrio, en la figura 4.2.1 (c) se observa las fuerzas internas que actúan en la sección de la columna.

$$P_n = 0.85f'_c ab + A'_s f'_s - A_s f_s \tag{4.2. 1}$$

No es suficiente con equilibrar la fuerza, también es necesario que los momentos flectores internos se encuentren en equilibrio con respecto centroide plástico de la sección, que para columnas que emplean un refuerzo longitudinal distribuido de forma simétrica el centroide plástico coincide con el centro de gravedad, por lo tanto los momentos se pueden tomar con respecto al eje central de la sección.

$$M_n = eP_n$$

$$M_n = 0.85f'_c ab \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + A'_s f'_s \left(\frac{h}{2} - d' \right) + A_s f_s \left(d - \frac{h}{2} \right) \tag{4.2. 2}$$

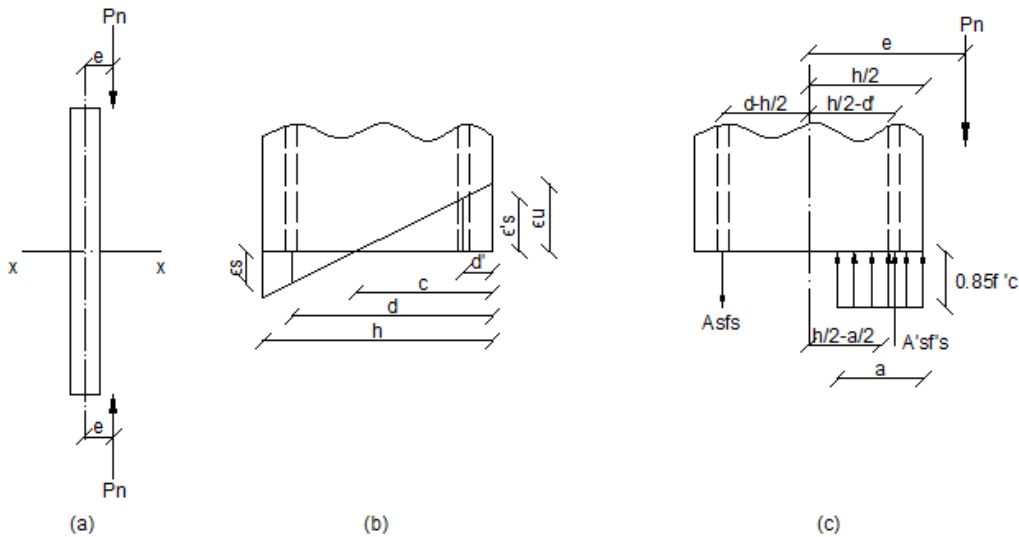


Figura 4.2. 1 Columna sometida a la acción de una carga axial a una determinada excentricidad: (a) columna cargada; (b) diagrama de deformaciones en la sección x-x; (c) Diagrama de fuerzas internas y externas en la sección x-x.

En una columna se pueden presentar varios tipos de fallas dependiendo de la magnitud de la excentricidad. Para excentricidades grandes la falla se inicia por la fluencia del acero de tensión, en donde el esfuerzo $f_s = f_y$. Para excentricidades pequeñas la falla se inicia por el aplastamiento del hormigón, es decir que el hormigón alcanza su deformación máxima ϵ_u antes de que los acero comiencen a fluir, incluso el acero que se encuentra en la cara más lejana con respecto a la carga axial puede encontrarse en compresión y no en tensión. Para una determinada excentricidad se requiere conocer los respectivos esfuerzos de cada acero para determinar si las barras se encuentran fluyendo o no, ya sea en el acero a tensión o en el acero a compresión. Para determinar cada esfuerzo es necesario realizar un análisis de compatibilidad de deformaciones tomando en cuenta que la deformación de fluencia se define como $\epsilon_f = f_y/E_s$.

Para determinar la resistencia de una columna se ha desarrollado un método que consiste en crear un diagrama de interacción de resistencia, el cual consiste en crear la curva fuerza- momento para una determinada columna de prueba y evaluar la máxima resistencia que puede soportar la columna para diferentes valores de excentricidad. El diagrama de iteración depende de la geometría y de la distribución del refuerzo longitudinal en la sección de la columna. En la figura 4.2.2 se presenta los dos tipos de forma de distribución del acero de refuerzo longitudinal y en la figura 4.2.3 se observa la forma usual que presenta los diagramas de interacción.

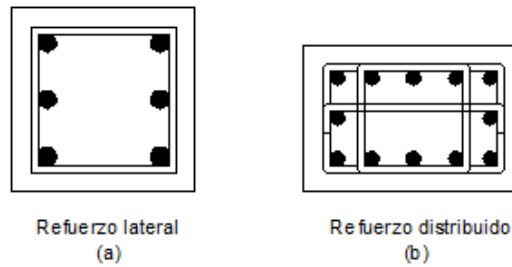


Figura 4.2. 2 Distribución del refuerzo longitudinal: (a) refuerzo solo en las caras laterales; (b): refuerzo distribuido alrededor de toda la sección de la columna.

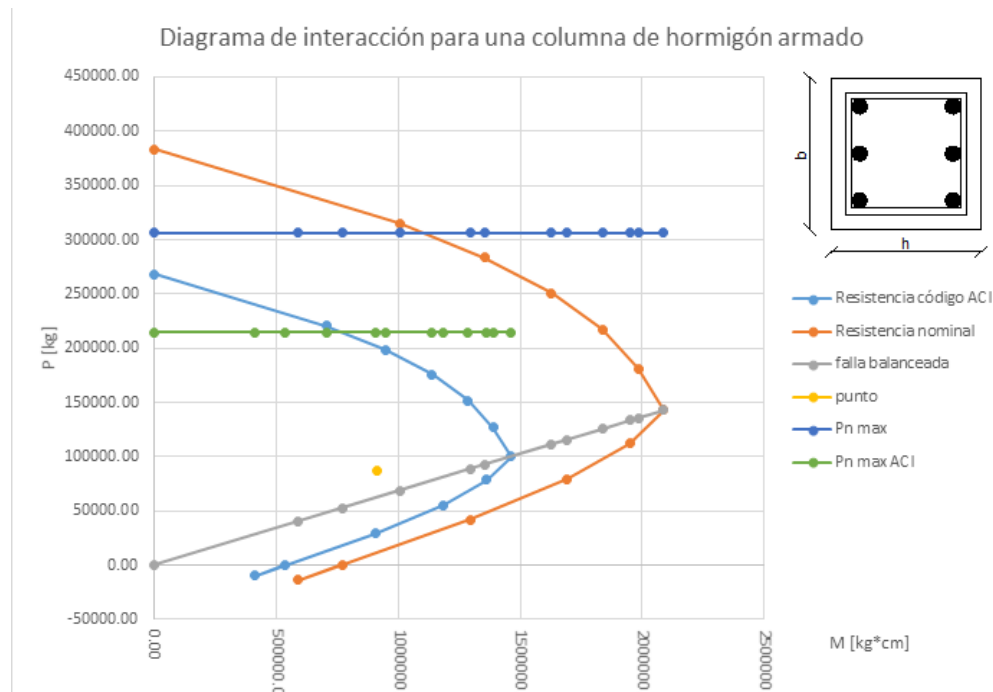


Figura 4.2. 3 Diagrama de interacción para una columna con refuerzo longitudinal aplicado en las caras paralelas a la dirección de la carga P_n .

4.2.1 DIAGRAMAS DE INTERACCIÓN

Procedimiento iterativo para generar un diagrama de interacción para una columna que presente refuerzo longitudinal solo en las caras paralelas a la dirección de la aplicación de la carga P_n .

1. Imponerse valores de c , siempre y cuando se cumpla con el siguiente rango de valores $0 < c \leq h$. Para determinar el primer punto del diagrama se toma el valor de $c = h$.
2. Determina la altura del bloque equivalente de los esfuerzos del hormigón, es decir determinar el valor de a , el cual depende de la resistencia a la compresión f'_c . Para hormigones que su resistencia no superen los 280 kg/cm^2 el valor de a se define como $a = 0.85c$, para hormigones que



su resistencia supere los 280 kg/cm^2 el valor de a se define como $a = c(1.05 - f'_c/1400)$.

3. Determinar la fuerza de compresión en el concreto

$$C = 0.85f'_c ab$$

4. Calcular las deformaciones ϵ_s para el acero de tensión y ϵ'_s para el acero de compresión.

$$\epsilon_s = \epsilon_u \frac{d - c}{c}$$
$$\epsilon'_s = \epsilon_u \frac{c - d'}{c}$$

La deformación ϵ_u se refiere a la deformación última del hormigón, generalmente se emplea un valor de 0.003

5. Determinar los esfuerzos de tensión f_s y de compresión f'_s , ambos esfuerzos de deben superar el esfuerzo de fluencia f_y .

$$f_s = \epsilon_s E_s \leq f_y$$
$$f'_s = \epsilon'_s E_s \leq f_y$$

6. Determinar el valor de la fuerza nominal P_n .

$$P_n = 0.85f'_c ab + A'_s f'_s - A_s f_s$$

7. Determinar el momento nominal M_n .

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

8. El proceso que se lleva a cabo desde el paso número 1 hasta el número 7 determina un par ordenado (M_n, P_n) que constituyen un punto del diagrama de interacción para una determinada distancia de c . Para obtener más puntos y poder trazar la curva de interacción se realiza el mismo proceso de forma repetitiva para diferentes valores de c .
9. Trazar el diagrama de interacción nominal cuando se tenga los puntos necesarios como para poder dibujarlo.

En la figura 4.2.3 se pueden observar dos puntos críticos del diagrama de interacción nominal, el primer punto crítico se da cuando la excentricidad en la columna es nula, por lo tanto el momento nominal M_n también es nulo, por lo tanto $P_n = 0.85f'_c(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}$. El otro punto crítico se encuentra cuando el valor de la fuerza axial es nula, y solo existe la presencia de un momento flector lo que indica que la excentricidad se extiende hasta el infinito. Para determinar este punto se plantean dos hipótesis: la primera hipótesis indica que el acero de refuerzo de



tensión se encuentra fluyendo $f_s = f_y$, y la segunda hipótesis establece que el acero de compresión no se encuentra fluyendo. Una vez planteada ambas hipótesis se iguala la ecuación (4.2.1) a cero y se despeja el valor de a que es la única incógnita en el sistema.

$$0.85f'_c ab + A'_s \left(\frac{a - \beta_1}{a} \right) E_s \epsilon_u - A_s f_y = 0 \quad (4.2.3)$$

Despajando el valor de a de la ecuación (4.2.3):

$$a = \frac{-[A'_s E_s \epsilon_u - A_s f_y] \pm \sqrt{[A'_s E_s \epsilon_u - A_s f_y]^2 - 4[(0.85)f'_c b][-A'_s E_s \epsilon_u \beta_1 d']}}{2[(0.85)f'_c b]} \quad (4.2.4)$$

Al aplicar la ecuación (4.2.4) se determina la altura del bloque de esfuerzos equivalente para el hormigón de compresión, por lo tanto ya se conoce el valor de a y ya es posible determinar el momento nominal M_n para el cual el valor de la fuerza axial P_n es nula aplicando la ecuación (4.2.2).

En la figura 4.2.3 se observa que existen dos diagramas de interacción, el primer diagrama se refiere a la resistencia nominal de la columnas, mientras que el segundo diagrama hace referencia a la resistencia de diseño especificada por el código ACI, para obtener este último diagrama se requiere multiplicar por el coeficiente de reducción de carga ϕ todos los valores que conforman el diagrama de interacción nominal, de forma que se obtienen nuevos valores los cuales se emplean para graficar el diagrama de diseño.

En la figura 4.2.3 se observa una línea recta que parte desde el origen y se prolonga hasta que produce una intersección tanto en el diagrama de interacción nominal como en el diagrama de diseño, esta línea recta corresponde a la excentricidad balanceada e_b que se origina a partir de las condiciones de falla balanceada que corresponde a una fuerza axial P_b y un momento flector M_b , por lo tanto la excentricidad balanceada se define como $e_b = M_b/P_b$ y divide al diagrama de interacción en dos zonas claramente notorias. La primera zona se ubica en la parte superior de e_b y se la denomina zona de falla a compresión, la segunda zona se ubica en la parte inferior de e_b y se la denomina zona de falla de tensión, es muy importante conocer e_b debido a que cuando se realice el diseño de la columna es importante conocer el tipo de falla que controla el diseño. La falla a compresión se produce por el aplastamiento del hormigón y ocurre cuando la excentricidad e es muy pequeña, mientras que la falla a tensión ocurre por la fluencia del acero y ocurre generalmente cuando la excentricidad e es muy grande.



Universidad de Cuenca

La falla balanceada se ocasiona cuando el hormigón alcanza su deformación límite ϵ_u en el mismo instante en el que el acero de tensión ubicado en la parte más lejana de la columna alcanza su punto de fluencia f_y . Entonces para determinar e_b se requiere conocer P_b y M_b , para ello se aplica el mismo procedimiento que se sigue para determinar los puntos del diagrama de iteración con la única diferencia que el valor que c se lo debe remplazar por el valor de c_b . El valor de c_b se determina aplicando la ecuación (4.1.1.10) en la que el valor de ϵ_u se toma como 0.003.

$$c_b = \frac{0.003Esd}{f_y + 0.003Es} \quad (4.1.1.10)$$

Una vez que se ha determinado por completo el diagrama de interacción ya es posible evaluar si la columna puede resistir una determinada fuerza axial de compresión P_u y un determinado momento flector M_u . Para realizar la evaluación de la columna se requiere ubicar el par ordenado (M_u, P_u) y verificar que el punto graficado se encuentre dentro del diagrama de diseño para cumplir con los requisitos de seguridad que establece el código ACI. En caso de que el punto se encuentre fuera del diagrama, dicha columna de prueba no satisface los requerimientos y como solución se puede incrementar las dimensiones de la columna o incrementar la cantidad de refuerzo de acero.

El *código ACI* establece que ninguna construcción es ciento por ciento perfecta, de modo que pueden ocurrir desalineamientos accidentales en la construcción y por efecto de los mismo las excentricidades pueden aumentar y ya no son tan pequeñas como las calculadas, para tratar de controlar estas situaciones el código ACI establece factores de seguridad para determinar el máximo valor de la carga axial cuando la excentricidad es cero, para las columnas que emplean como refuerzo transversal estribos $P_{nmax} = 0.80\phi P_o$ y para columnas que emplean refuerzo en espiral $P_{nmax} = 0.85\phi P_o$. En la figura 4.2.3 se observa una línea recta horizontal que corta al diagrama de interacción de diseño, el valor de esa línea corresponde a P_{nmax} , por lo tanto cuando se realiza la evaluación de resistencia de una columna, el valor de P_u debe ser menor que P_{nmax} .

Si el refuerzo longitudinal no se presenta solo en las caras paralelas a la dirección de donde actúa P_n , si no que se distribuye en el contorno de toda la sección de la columna (Ver figura 4.2.3 b) se debe incrementar los cálculos para determinar las deformaciones de las barras intermedias, es decir en las barras que no se encuentran colocadas a lo largo de las dos caras sometidas a los mayores esfuerzos, por lo general las barras intermedias no alcanzan a superar los esfuerzos de fluencia, incluso cuando los esfuerzos que se producen en el acero de una de las caras laterales haya alcanzado a fluir. Para determinar el diagrama de interacción para este tipo de columnas se requiere emplear un proceso iterativo



muy similar al que se emplea para columnas con refuerzo solo en las caras laterales.

Procedimiento iterativo para generar un diagrama de interacción para una columna que presente refuerzo longitudinal distribuido a lo largo del contorno de toda la sección de la columna.

1. Imponerse valores de c , siempre y cuando se cumpla con el siguiente rango de valores $0 < c \leq h$. Para determinar el primer punto del diagrama se toma el valor de $c = h$.
2. Determina la altura del bloque equivalente de los esfuerzos del hormigón, es decir determinar el valor de a , el cual depende de la resistencia a la compresión f'_c . Para hormigones que su resistencia no superen los 280 kg/cm^2 el valor de a se define como $a = 0.85c$, para hormigones que su resistencia supere los 280 kg/cm^2 el valor de a se define como $a = c(1.05 - f'_c/1400)$.
3. Determinar la fuerza de compresión en el concreto

$$C = 0.85f'_c ab$$

4. Determinar las deformaciones ϵ_{si} .

$$\epsilon_{si} = \left(\frac{c - d_i}{c}\right) \epsilon_u \quad \text{si } \begin{cases} \epsilon_{si} > 0 \text{ la barra está en compresión} \\ \epsilon_{si} < 0 \text{ la barra está en tensión} \end{cases}$$

5. Determinar los esfuerzos correspondientes para cada barra longitudinal.

$$f_{si} = E_s \epsilon_{si} \leq f_y$$

Si el esfuerzo f_{si} es negativo implica que el acero se encuentra en tensión pero de igual manera no debe exceder el valor de f_y

6. Determinar el valor de la fuerza axial nominal P_n

$$P_n = 0.85f'_c ab + \sum_{i=1}^n A_{si} f_{si} \quad (4.2. 5)$$

7. Determinar el momento nominal M_n

$$M_n = 0.85f'_c ab \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2}\right) + \sum_{i=1}^n A_{si} f_{si} \left(\frac{h}{2} - d_i\right) \quad (4.2. 6)$$



8. El proceso que se lleva a cabo desde el paso número 1 hasta el número 7 determina un par ordenado (M_n, P_n) que constituyen un punto del diagrama de interacción para una determinada distancia de c . Para obtener más puntos y poder trazar la curva de interacción se realiza el mismo proceso de forma repetitiva para diferentes valores de c .
9. Trazar el diagrama de interacción nominal cuando se tenga los puntos necesarios como para poder dibujarlo.

El diagrama de interacción para refuerzo distribuido es de forma muy similar que el diagrama de interacción solo para refuerzo lateral. Cuando una columna posee una excentricidad muy pequeña es recomendable emplear refuerzo distribuido, mientras que si la excentricidad es muy grande se recomienda emplear refuerzo lateral en las caras de la columna que van a soportar los mayores esfuerzos.

4.2.2 AUXILIARES DE DISEÑO

Para realizar un diagrama de interacción se requiere elaborar una serie sucesiva de cálculos que varían dependiendo principalmente de la sección de la columna y de la forma de distribución de los refuerzos, en la actualidad varios autores han desarrollado los auxiliares de diseño que consiste en diagramas de interacción que se encuentran en función de la cuantía del acero, de la distribución del refuerzo y de la excentricidad como se puede observar en la figura 4.2.4.

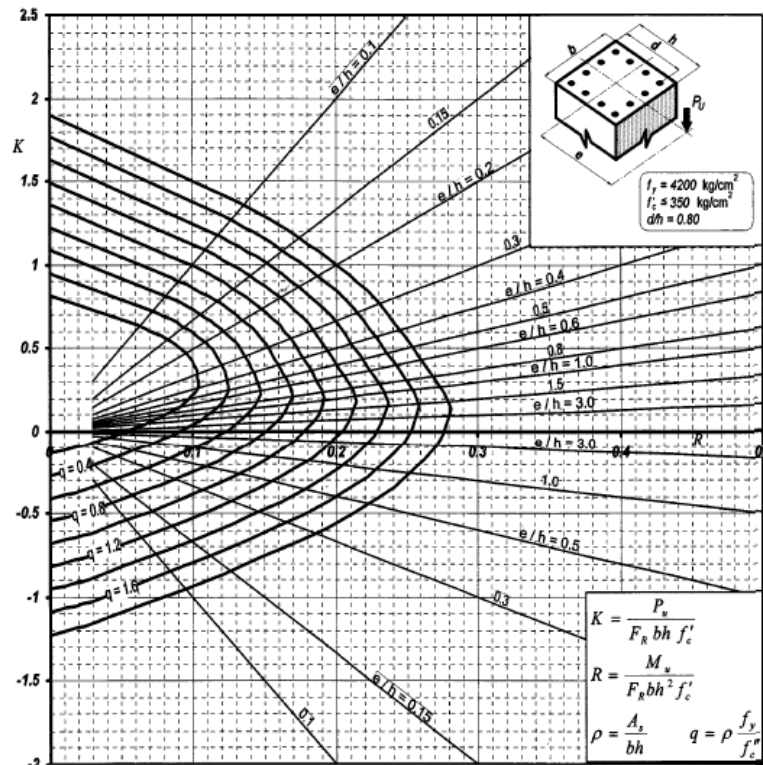


Figura 4.2. 4 Auxiliar de diseño para refuerzo en las 4 caras laterales del elemento. (Gonzales Cuevas and Fernández Villegas 2005)

Para los auxiliares de diseño el valor de d/h varía desde 0.80 hasta 0.95 tanto para refuerzo solo en las caras laterales de la columna, como para refuerzo distribuido alrededor de toda su sección, sin embargo al realizar el dimensionamiento de los elementos, el valor de d/h puede encontrarse fuera del rango, por ejemplo $d/h = 0.83$, para estos caso se deben emplear los auxiliares de diseño para $d/h = 0.80$ y para $d/h = 0.85$ de forma que los valores obtenidos correspondientes a cada auxiliar puedan ser interpolados para $d/h = 0.83$ y de esa manera poder determinar P_u diseño y M_u diseño.

4.2.3 FLEXIÓN BIAIXIAL

La flexión biaxial consiste en la aplicación de una fuerza axial de compresión en un elemento y esta a su vez viene acompañada por la flexión simultánea con respecto a los dos ejes principales de la sección, este caso es muy particular para las columnas esquineras, donde las vigas principales y secundarias llegan a la columna en dos direcciones, de modo que transfieren sus momentos extremos a las columnas en dos planos perpendiculares. La construcción de elementos monolíticos hace que las columnas contribuyan a soportar la flexión que se presenta en los extremos de las vigas.

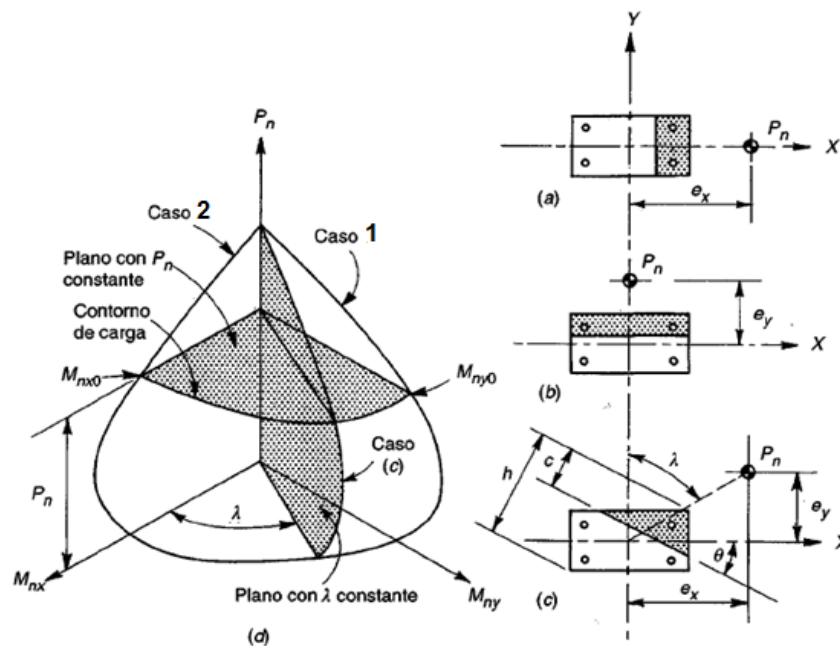


Figura 4.2. 5 Diagrama de interacción biaxial.

Para diseñar columnas bajo el fenómeno de la flexión biaxial se han desarrollado dos métodos que evitan calcular la superficie de falla, los métodos desarrollados son los siguientes: el método del contorno y el método de la carga inversa.

- Método del contorno.



El método consiste en determinar varias familias de curvas para un valor constante de P_n , la expresión que determina la familia de curvas puede expresarse mediante la siguiente ecuación adimensional.

$$\left(\frac{\phi M_{nx}}{\phi M_{nxo}}\right)^\alpha + \left(\frac{\phi M_{ny}}{\phi M_{nyo}}\right)^\alpha = 1.0 \quad (4.2.7)$$

$$M_{nxo} = M_{nx} \text{ cuando } M_{ny} = 0$$

$$M_{nyo} = M_{ny} \text{ cuando } M_{nx} = 0$$

En la ecuación (4.2.7) se observan el término α que dependen de las dimensiones de la columna, de la cantidad del acero de refuerzo, de la curva esfuerzo – deformación que presenta cada material, incluso depende del tipo de refuerzo transversal, ya sean estribos o espirales y de la cantidad de hormigón de recubrimiento, en la figura 4.2.6 se puede observar los diferentes valores que puede tomar el parámetro α en función de las relaciones de momentos nominales.

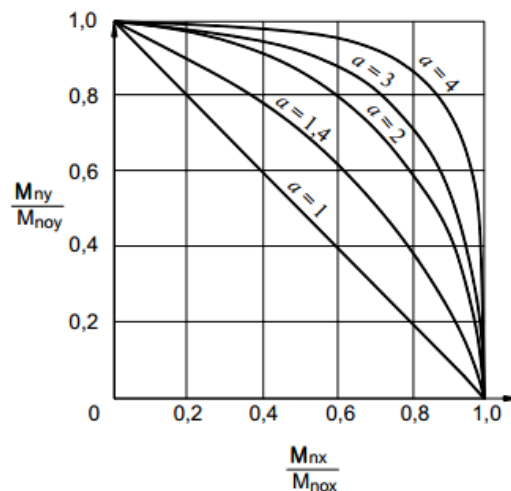


Figura 4.2. 6 Curvas de interacción para valores constantes de P_n (H.NILSON 2001)

Bresler determino que el valor de α varía entre 1.15 – 1.55 y que el valor de 1.50 es razonable para secciones rectangulares y cuadradas que presenten refuerzo distribuido en todo el contorno de la sección.

El beneficio de aplicar este método es que los valores de ϕM_{nxo} y ϕM_{nyo} se pueden determinar con los métodos anteriormente descritos, como el diagrama de interacción uniaxial tanto para refuerzo lateral como para refuerzo distribuido.

- Método de la carga inversa.

Los diagramas de interacción que se presentan en la figura 4.2.5 se pueden graficar de manera alternativa, enés de graficar la carga P_n respecto a los



momentos nominales M_{nx} y M_{ny} , se puede graficar la carga P_n con respecto a las excentricidades e_x y e_y , de forma que se puede obtener una superficie de falla S_1 como la que se presenta en la figura 4.2.7 (a). La superficie de falla S_1 se puede transformar de forma alternativa en una superficie de falla S_2 , para determinar esta superficie, se requiere graficar el valor de la carga inversa, es decir se debe graficar $1/P_n$ con respecto a las excentricidades e_x y e_y . En la figura 4.2.7 (b) se observa la superficie de falla S_2 en la que se presentan tres puntos críticos: el primer punto crítico es el punto A , este punto tiene una excentricidad nula en el eje Y , es decir $e_y = 0$, de forma que para un valor predeterminado de e_x se producirá la falla a una altura de $1/P_{nyo}$, esta carga de falla produce un momento nominal M_{nyo} . EL punto B no presenta excentricidad en el eje X , es decir $e_x = 0$, de forma que para un valor predeterminado de e_y se produce una falla a la altura de $1/P_{nxo}$, esta carga de falla produce un momento nominal M_{nxo} . El punto C no presenta excentricidad en el eje X como en el eje Y , de forma que $e_x = 0$ y $e_y = 0$, esto quiere decir que no se presenta flexión en este punto y la capacidad de carga de la columna es el valor inverso de P_o , por lo tanto el punto C se encuentra ubicado a una altura $1/P_o$. Si se unen los puntos ABC se determina un plano inclinado S'_2 el cual en todos sus puntos tiene una mayor altura que la superficie real de falla S_2 . La altura de un punto ubicado en el plano S'_2 se define como una altura aproximada $1/P_{napprox}$, en cambio cualquier punto que se encuentre en la superficie real de falla S_2 le corresponde una altura $1/P_{nreal}$, de forma que para cualquier par ordenado $(e_x; e_y)$ le corresponde dos valores de fuerza axial, un valor aproximado definido por el plano S'_2 y un valor real definido por la superficie de falla S_2 , por lo tanto se concluye que el valor de $1/P_{napprox}$ siempre es mayor que $1/P_{nreal}$ para cualquier par ordenado $(e_x; e_y)$ de modo que $P_{napprox}$ siempre será menor que P_{nreal} , entonces la determinación de la carga $P_{napprox}$ se determina a partir de la ecuación del plano.

$$\frac{1}{P_n} = \frac{1}{P_{nxo}} + \frac{1}{P_{nyo}} - \frac{1}{P_o} \quad (4.2.8)$$

Sin embargo la ecuación (4.2.8) presenta limitaciones para valores de $P_n \leq 0.10P_o$, esto indica que la fuerza axial es muy pequeña y el diseño va a ser controlado en su mayor parte por la flexión, incluso se puede llegar a obviar los efectos que produce la fuerza axial P_n debido a que es muy baja y el punto de evaluación de la resistencia se ubicará en la parte baja del diagrama de interacción, por lo tanto la falla que ocurriría sería por la fluencia del acero. Cuando ocurre este tipo de situaciones lo conveniente es diseñar el elemento como si estuviera actuando solo la flexión biaxial.



Para cumplir con los requerimientos del código ACI es importante aplicar los coeficientes de reducción de resistencia, para ello se multiplican todos los denominadores de la ecuación (4.2.8) por el factor ϕ y de esa forma se obtiene la ecuación de diseño (4.2.9) que se debe aplicar para determinar la máxima carga ϕP_n que puede soportar una columna, sin olvidar que el código ACI establece factores de seguridad para la máxima carga axial que un elemento puede soportar, de forma que ϕP_n no debe exceder a $0.80 \phi P_o$ si se emplean estribos como refuerzo transversal y no debe exceder a $0.85 \phi P_o$ si se emplea refuerzo en forma de espiral.

$$\frac{1}{\phi P_n} = \frac{1}{\phi P_{nxo}} + \frac{1}{\phi P_{nyo}} - \frac{1}{\phi P_o} \quad (4.2.9)$$

La ventaja de emplear este método es que los valores de P_{nxo} y P_{nyo} se pueden determinar a partir de los diagramas de interacción uniaxial partiendo de la información de las excentricidades e_x y e_y que se determinan en el análisis estructural, siendo posible determinar ϕP_n al aplicar la ecuación (4.2.9).

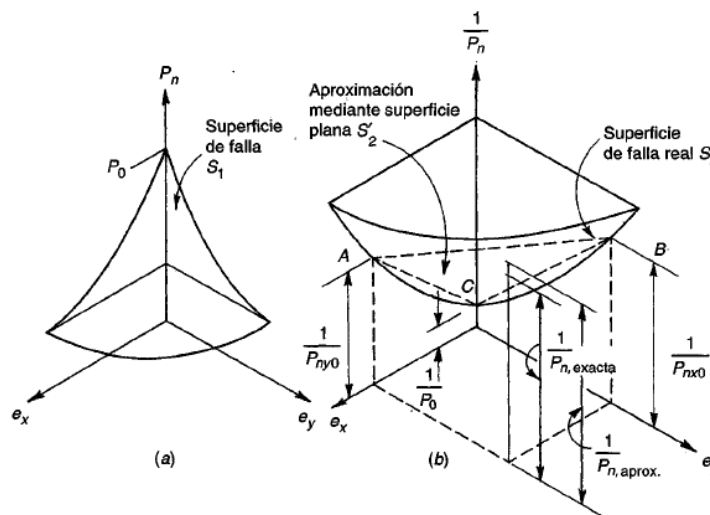


Figura 4.2. 7 Superficies consideradas para el método de la carga inversa

4.3 DISEÑO DE LOSAS

Las losas son elementos estructurales que proporcionan superficies planas, las losas de hormigón armado son un tipo de placas planas que se apoyan sobre columnas, muros de hormigón armado o muros de mampostería. Las losas se clasifican en dos grandes grupos que dependen de las condiciones de apoyo y de la distribución de esfuerzos que ocurre en dichas superficies, el primer grupo de losas se denominan: losas en una dirección o losas unidireccionales debido a que transmiten la carga en dirección perpendicular solo a las vigas de apoyo. (Ver figura 4.3.1 a). El segundo tipos de losas se denomina losas en dos direcciones o



bidireccionales debido a que transmiten la carga en dirección perpendicular a todas las vigas de apoyo, que generalmente se encuentran ubicadas en las cuatro caras de la losa. (Ver figura 4.3.1 b). Existen varios tipos de losas especiales, las cuales se colocan directamente sobre las columnas y no tienen la presencia de vigas, este tipo de losas se las denomina de placa plana y se emplean cuando las cargas que va a resistir la losa son bajas. Para poder mejorar el funcionamiento estructural de este tipo de losas, sobre todo en las secciones críticas que se encuentran cercanas a las columnas, se proporciona unas secciones más amplias de hormigón denominados ábacos o capiteles de columnas. (Ver figura 4.3.2).

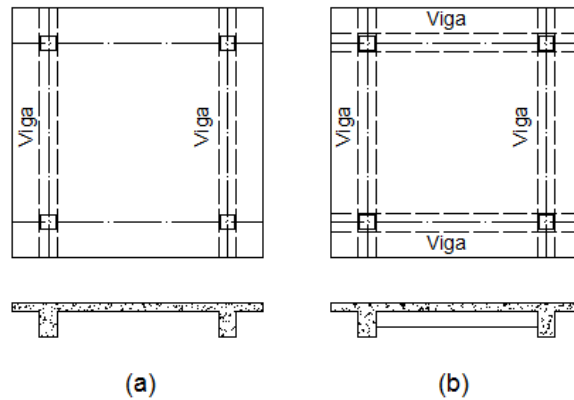


Figura 4.3. 1 Tipos de losas: (a) Losas unidireccionales; (b) losas bidireccionales.

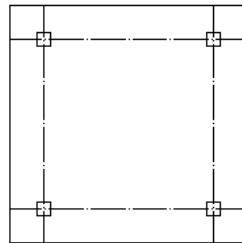


Figura 4.3. 2 Losas de placa.

Para evitar emplear grandes volúmenes de hormigón se han desarrollado las losas alivianadas, también denominadas losas reticuladas o nervadas, las cuales emplean casetones o bloques de alivianamiento para reducir la cantidad de hormigón y por consiguiente reducir la carga muerta de la losa. Este tipo de losas se pueden colocar de manera directa sobre las columnas, o se puede emplear el uso de viguetas, que son vigas más pequeñas en comparación a las vigas principales donde se apoya la losa (Ver figura 4.3.3). El acero de refuerzo de este tipo de losa se ubica entre cada tramo de hormigón que existe entre bloque y bloque, estos tramos se los denominan nervios.

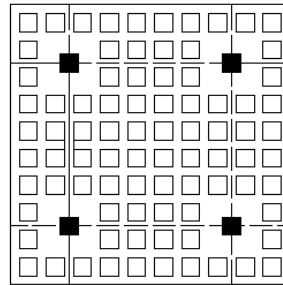
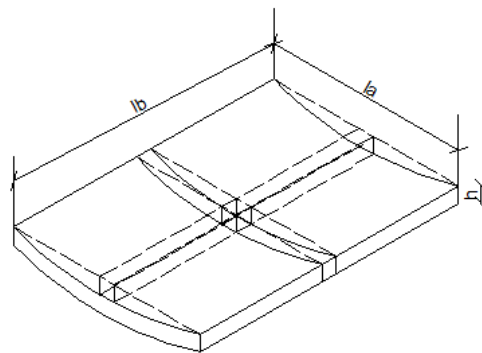


Figura 4.3. 3 Losa aliviada o losa nervada

4.3.1 DISEÑO DE LOSAS UNIDIRECCIONALES

Este tipo de losas solo poseen vigas de apoyo en una dirección, es decir hay la presencia de vigas principales solo en la dirección larga de losa, mientras que no existe la presencia de vigas principales en la dirección corta de la losa, lo que le permite a la losa deformarse de una manera cilíndrica bajo la acción de las cargas como se observa en la figura 4.3.4



Losa simplemente apoyada

Figura 4.3. 4 Deformación de una losa unidireccional apoya simplemente en sus extremos

Para determinar la cantidad del acero de refuerzo longitudinal, se emplean los mismos criterios que para una viga simplemente armada, con la única variación de que el ancho efectivo de la viga es igual a un metro o 100 cm, de forma que el factor de diseño Ru se puede expresar de la siguiente manera:

$$Ru = \frac{M_u}{100\phi d^2} \quad (4.3. 1)$$

De igual manera que para el diseño de vigas el factor Ru debe encontrarse en el siguiente rango $Ru_{min} \leq Ru \leq Ru_{max}$ para poder garantizar la fluencia del acero. El factor Ru_{max} y Ru_{min} se determinan aplicando las ecuaciones (4.1.1.19) y (4.1.1.20) respectivamente.

$$Ru_{max} = \rho_{max} f_y - 0.59 \rho_{max}^2 \frac{f_y^2}{f'_c} \quad (4.1.1.19)$$



$$Ru_{min} = 14 - 0.59 \left(\frac{14^2}{f'_c} \right) \quad (4.1.1.20)$$

Para calcular la cantidad de acero que se requiere emplear en la losa se determina primero la cuantía requerida aplicando la ecuación (4.1.1.18) y se despeja el término As de la ecuación (4.1.1.13) considerando que el ancho efectivo b es de 100 *cm*.

$$\rho = \frac{0.85f'_c \left(1 - \sqrt{1 - 2.36 Ru / f'_c} \right)}{fy} \quad (4.1.1.18)$$

$$\rho = \frac{As}{bd} \quad (4.1.1.13)$$

Para controlar las deflexiones de las losas, el *código ACI 9.5* establece las alturas mínimas de las losas, tomando en consideración las condiciones de apoyo de cada tramo de la losa, es muy importante recalcar que estas condiciones son válidas solo para losas unidireccionales. En la tabla 4.1.5.2 se presentan los requerimiento mínimos que establece el código ACI.

En las losas macizas unidireccionales en ocasiones muy especiales controla el cortante, sin embargo se debe siempre verificar que el cortante último V_u sea siempre menor a la resistencia a cortante ϕV_c proporcionada por el hormigón.

$$V_u \leq 0.53\phi\sqrt{f'_c}100d \quad (4.3.2)$$

En caso que no se cumpla el criterio establecido por la ecuación (4.3.2) se debe emplear el suficiente acero de refuerzo transversal para poder soportar las fuerzas cortantes, la cantidad de refuerzo se determina de igual manera que para una viga rectangular que se analizó en capítulo 4.2.1 (*DISEÑO A CORTANTE*).

La mayor complicación que se presenta en una losa unidireccional consiste en determinar de manera adecuada el diámetro de las barras y el espaciamiento respectivo de las mismas, ya que al emplear barras con diámetros muy grandes la separación es excesiva entre cada barra y puede ocurrir el agrietamiento del hormigón y como consecuencia de ello la falla del elemento. El código ACI 7.6 establece que para muros y losas, exceptuando las losas nervadas, la separación del refuerzo principal por flexión no debe ser mayor que 3 veces el espesor del muro o de la losa, y tampoco no debe exceder de 450 *mm*.

Es importante en las losas que además del acero de refuerzo para flexión se incorpore acero de refuerzo para temperatura y retracción, debido a que con el paso del tiempo el hormigón tiende a acortarse debido al efecto del fraguado. Si la losa estuviera apoyada libremente, la retracción del hormigón ocasiona que la losa se desplazara libremente, pero en la realidad las losas al ser elementos



Universidad de Cuenca

estructurales que generalmente cubren grandes extensiones de áreas en comparación de los demás elementos, deben tener una continuidad para garantizar un comportamiento uniforme, y la continuidad de una losa hace que existan restricciones en los desplazamientos, lo que ocasiona grandes esfuerzos de tensión que producen el agrietamiento del hormigón y estos se distribuyen en todas las direcciones de la losa, de forma que el acero de refuerzo longitudinal además de resistir los esfuerzos de tensión, ayudan a resistir los efectos de la retracción del hormigón pero solo en una dirección, por lo tanto se requiere colocar la mínima cantidad de acero de refuerzo para temperatura y retracción de fraguado en la dirección perpendicular al acero de refuerzo principal, en la tabla 4.3.1 se presentan las cuantías mínimas que establece el *código ACI 7.12* para acero de refuerzo por retracción y temperatura.

En losas donde se empleen barras corrugadas con esfuerzos a fluencia menores a 4200 kg/cm^2	0.0020
En losas donde se empleen barras corrugadas con un esfuerzo a fluencia igual a 4200 kg/cm^2	0.0018
En losas donde se emplee un refuerzo con una resistencia a fluencia mayor a 4200 kg/cm^2 , medida a una deformación unitaria de 0.35 por ciento	$\frac{0.0018 * 4200}{f_y}$

Tabla 4.3. 1 Cuantía mínima por retracción y temperatura ACI 7.12

4.3.2 DISTRIBUCIÓN DE ESFEURZOS EN LOSAS BIDIRECCIONALES

El autor (Proaño 2008) ha desarrollado por medio de un programa computacional dos tipos de tablas de distribución de esfuerzos: la primera tabla se emplea para losas macizas de hormigón armado, y la segunda tabla se emplea para losas nervadas, ya que debido a la implementación de casetones de alivianamiento existe una redistribución de esfuerzos y para cada tipo de tabla el autor ha empleado 18 casos particulares que varían desde losas apoyadas libremente en sus cuatro extremos, hasta losas completamente empotradas, y cada caso para diferentes relaciones entre el lado corto y largo de la losa, variando desde una relación igual a 1.0 hasta una relación mínima de 0.5. Para casos particulares en donde la relación *lado corto/lado largo* es menor que 0.5, implica que el lado largo es considerablemente mayor que el lado corto y por lo tanto la losa podría ser analizada de forma unidireccional. En la tabla 4.3.2 y 4.3.3 se presentan los tipos de losas macizas y nervadas que se emplean con frecuencia en la mayoría de estructuras.



Losa	Fórmula	Coef	Lx/Ly					
			1.00	0.90	0.80	0.70	0.60	0.50
	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y-} = 0.0001 q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	δ m_{y-} m_{y+} m_{x-} m_{x+}	147	178	211	244	273	293
	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y-} = 0.0001 q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	δ m_{y-} m_{y+} m_{x-} m_{x+}	186	239	304	379	460	536
	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y-} = 0.0001 q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	δ m_{y-} m_{y+} m_{x-} m_{x+}	186	213	241	266	286	298
	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y-} = 0.0001 q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	δ m_{y-} m_{y+} m_{x-} m_{x+}	254	309	371	438	504	561
	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	δ m_{y+} m_{x+}	468	571	694	838	999	1167

Tabla 4.3. 2 Coeficientes de distribución de momentos flectores para losas macizas.

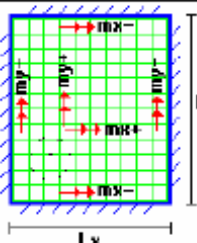
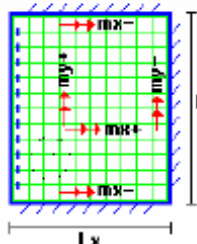
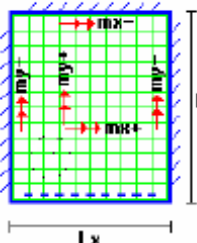
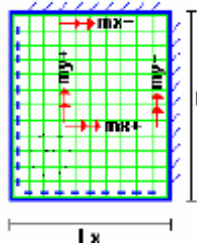
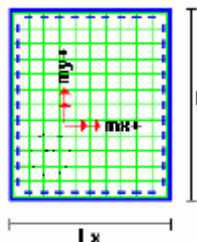
Losa	Fórmula	Coef	Lx / Ly					
			1.00	0.90	0.80	0.70	0.60	0.50
	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y-} = 0.0001 q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	δ m_{y-} m_{y+} m_{x-} m_{x+}	200	241	281	315	336	339
	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y-} = 0.0001 q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	δ m_{y-} m_{y+} m_{x-} m_{x+}	265	347	443	545	635	691
	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y-} = 0.0001 q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	δ m_{y-} m_{y+} m_{x-} m_{x+}	265	297	322	339	345	339
	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y-} = 0.0001 q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	δ m_{y-} m_{y+} m_{x-} m_{x+}	406	489	572	644	693	712
	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	δ m_{y+} m_{x+}	969	1170	1371	1550	1684	1749

Tabla 4.3. 3 Coeficientes de distribución de momentos flectores para losas nervadas.

4.3.3 DISEÑO DE LOSAS MACIZAS BIDIRECCIONALES.

Para determinar la cantidad de acero que se requiere se emplean los mismos criterios que para una viga simplemente armada, tomando en cuenta la distribución de momentos en cada dirección y por lo tanto los aceros de refuerzo son ortogonales entre sí.



$$Ru_x = \frac{M_{nx}}{100\phi d^2} \quad (4.3.3)$$

$$Ru_y = \frac{M_{ny}}{100\phi d^2} \quad (4.3.4)$$

Para garantizar la fluencia del acero el factor Ru calculado con la ecuación (4.3.3) y (4.3.4) deben estar dentro del siguiente rango $Ru_{min} \leq Ru \leq Ru_{max}$. El factor Ru_{max} y Ru_{min} se determinan aplicando las ecuaciones (4.1.1.19) y (4.1.1.20) respectivamente.

$$Ru_{max} = \rho_{max} - 0.59\rho_{max}^2 \frac{fy^2}{f'_c} \quad (4.1.1.19)$$

$$Ru_{min} = 14 - 0.59 \left(\frac{14^2}{f'_c} \right) \quad (4.1.1.20)$$

Para calcular la cantidad de acero que se requiere emplear en la losa se determina primero la cuantía requerida aplicando la ecuación (4.1.1.18) y se despeja el término As de la ecuación (4.1.1.13) considerando que el ancho efectivo b es de 100 cm

$$\rho = \frac{0.85f'_c \left(1 - \sqrt{1 - 2.36 Ru / f'_c} \right)}{fy} \quad (4.1.1.18)$$

$$\rho = \frac{As}{bd} \quad (4.1.1.13)$$

El código ACI 13.3 establece que para determinar los diámetros correctos que se deben emplear en la losa, el espaciamiento entre barras de refuerzo longitudinal a flexión no debe exceder en 2 veces el espesor de la losa, excepto para losas nervadas.

Como se mencionó para losas unidireccionales, muy pocas de las veces la falla a cortante controla el diseño de losas, sin embargo siempre se debe garantizar que el valor de Vu_x y Vu_y sean siempre menores a la resistencia a cortante ϕV_c que proporciona el hormigón.

$$Vu_x, Vu_y \leq 0.53\phi \sqrt{f'_c} 100d \quad (4.3.5)$$

En caso de no cumplir con el criterio establecido en la ecuación (4.3.5) se debe colocar en la losa refuerzo transversal a cortante como se detalló en el capítulo 4.1.2. (DISEÑO ESTRUCTURAL A CORTANTE).



4.3.4 DISEÑO DE LOSAS NERVADAS.

La distribución de momentos flectores para losas nervadas es diferente que para las losas macizas, debido a las nervaduras que se presentan entre cada casetón de alivianamiento. El diseño de las losas nervadas emplea básicamente los mismos principios que el de una viga simplemente reforzada, pero se deben tomar en cuenta las siguientes consideraciones:

- El elemento que soporta toda la resistencia de las cargas es el nervio.
- Para los momentos negativos, la sección que se comprime se encuentra en la parte inferior de la losa y por lo tanto la única sección de hormigón comprimida es la correspondiente al ancho de cada nervio.
- Para los momentos positivos, la sección que se comprime se ubica en la parte superior de la losa, y por lo tanto existe hormigón en todo el metro de franja considerado.

El factor Ru para la flexión negativa se define como:

$$Ru (-) = \frac{M_u}{\phi(\text{Número de nervios}/m)(bw_{\text{nervio}})d^2} \quad (4.3.6)$$

El factor Ru para la flexión positiva se define como:

$$Ru (+) = \frac{M_u}{\phi 100d^2} \quad (4.3.7)$$

En la ecuación (4.3.7) se observa que se toma en consideración todo el ancho de la viga ya que al estar comprimida la parte superior de la losa hay la presencia de hormigón en todo el ancho de la franja y por lo tanto $b = 100 \text{ cm}$.

El valor de Ru tanto para la flexión positiva como negativa para garantizar una falla por fluencia debe estar dentro del siguiente rango $Ru_{min} \leq Ru \leq Ru_{max}$. El factor Ru_{max} y Ru_{min} se determinan aplicando las (4.1.1.19) y (4.1.1.20) respectivamente.

$$Ru_{max} = \rho_{max} f_y - 0.59 \rho_{max}^2 \frac{f_y^2}{f'_c} \quad (4.1.1.19)$$

$$Ru_{min} = 14 - 0.59 \left(\frac{14^2}{f'_c} \right) \quad (4.1.1.20)$$

Para calcular la cantidad de acero en el nervio, se determina primero la cuantía requerida aplicando la ecuación (4.1.1.18) y se despeja el término A_s de la ecuación (4.1.13) considerando que el ancho efectivo b varía dependiendo si se requiere refuerzo a flexión positiva o negativa.

$$\rho = \frac{0.85f'_c \left(1 - \sqrt{1 - 2.36 Ru/f'_c}\right)}{fy} \quad (4.1.1.18)$$

$$\rho = \frac{As}{bd} \quad (4.1.1.13)$$

En las losas nervadas debido a que se reduce el volumen del hormigón, la resistencia a cortante ϕV_c también disminuye. Por lo tanto para calcular el valor de ϕV_c solo se debe tomar en cuenta el número de nervios por metro y el ancho correspondiente del nervio.

$$\phi V_c = 0.53\phi\sqrt{f'_c}d(\text{Número de nervios}/m)(bw_{\text{nervio}}) \quad (4.3.8)$$

Para garantizar que la losa nervada no debe emplear refuerzo transversal a cortante siempre se debe garantizar que ϕV_c sea mayor al cortante último V_u en ambas direcciones.

$$Vu_x, Vu_y \leq 0.53\phi\sqrt{f'_c}d(\text{Número de nervios}/m)(bw_{\text{nervio}}) \quad (4.3.9)$$

En caso de no cumplir con el criterio establecido por la ecuación (4.3.9), la losa requiere necesariamente refuerzo transversal a cortante, que generalmente se emplean ganchos en cada nervio que se sujetan entre el acero de refuerzo positivo y negativo, en la figura 4.3.5 se observa la forma en que se coloca el refuerzo transversal a cortante.

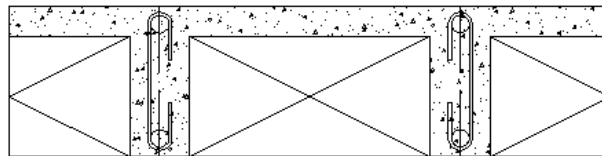


Figura 4.3. 5 Refuerzo transversal a cortante.

La cantidad de acero transversal que requiere la losa se determina de igual manera que para una viga, esto procedimiento se detalló en el capítulo 4.1.2 (**DISEÑO ESTRUCTURAL A CORTANTE**).

Para las losas bidireccionales de igual manera que para las losas unidireccionales, se debe emplear las mínimas cuantías para refuerzo de retracción y temperatura, en la tabla 4.3.1 se presenta las mínimas cuantías determinadas por el *código ACI 7.2* que se deben colocar en ambas direcciones de la losa. Para las losas macizas y nervadas usualmente se coloca malla de acero electrosoldado en la parte superior de la losa.



4.3.5 DEFLEXIONES EN LOSAS BIDIRECCIONALES.

Para el control de las deflexiones para losas bidireccionales el *código ACI 9.5.3* establece alturas mínimas que deben ser consideradas a menos que se realice el respectivo cálculo de las deflexiones. Para losas sin vigas interiores que se extiendan entre los apoyos y que tienen una relación entre lados no mayor que 2, el espesor de la losa no debe ser menor que 125 mm para losas sin ábacos y de 100 mm para losas con ábacos y para evitar el cálculo de las deflexiones se debe cumplir con los criterios establecidos en la tabla 4.3.4.

f_y $\left[\frac{kg}{cm^2} \right]$	Sin ábacos			Con ábacos		
	Paneles exteriores		Paneles interiores	Paneles exteriores		Paneles interiores
	Sin vigas de borde	Con vigas de borde		Sin vigas de borde	Con vigas de borde	
2800	$\frac{l_n}{33}$	$\frac{l_n}{36}$	$\frac{l_n}{36}$	$\frac{l_n}{36}$	$\frac{l_n}{40}$	$\frac{l_n}{40}$
4200	$\frac{l_n}{30}$	$\frac{l_n}{33}$	$\frac{l_n}{33}$	$\frac{l_n}{33}$	$\frac{l_n}{36}$	$\frac{l_n}{36}$
5200	$\frac{l_n}{28}$	$\frac{l_n}{31}$	$\frac{l_n}{33}$	$\frac{l_n}{33}$	$\frac{l_n}{34}$	$\frac{l_n}{34}$

Tabla 4.3. 4 Espesores mínimos de losas sin vigas.

Para losas bidireccionales con vigas que se extienden entre los apoyos en todos los lados, la altura h mínima de la losa debe ser por lo menos igual a la determinada por la ecuación (4.3.10) para losas cuya rigidez media se encuentra en el siguiente rango $0.2 \leq \alpha_{fm} \leq 2.0$

$$h = \frac{l_n \left(0.8 + \frac{f_y}{14000} \right)}{36 + 5\beta(\alpha_{fm} - 0.2)} \geq 12.5 \text{ cm} \tag{4.3. 10}$$

Para valores de α_{fm} mayor que 2.0, la altura h mínima de la losa, debe ser por lo menos igual a la determinada por la ecuación (4.3.11)

$$h = \frac{l_n \left(0.8 + \frac{f_y}{14000} \right)}{36 + 9\beta} \geq 9 \text{ cm} \tag{4.3. 11}$$

El término l_n que se presenta en la ecuación (4.3.10) y (4.3.11) hace referencia a la luz libre en la dirección larga de la losa, mientras que el término β se refiere a la relación entre la luz libre de la losa en la dirección larga y corta.

4.4. DISEÑO ESTRUCTURAL DE MUROS

La principal función de los muros es contener masas de suelo que no son capaces de mantenerse por sí debido a la configuración del material o debido a la pendiente del terreno. Existen diferentes tipos de muros que se emplean dependiendo de las condiciones a la que se encuentra expuesta la estructura, entre los muros principales tenemos: Los muros de gravedad, los muros en voladizo, y los muros con contrafuertes. (Ver figura 4.4.1).

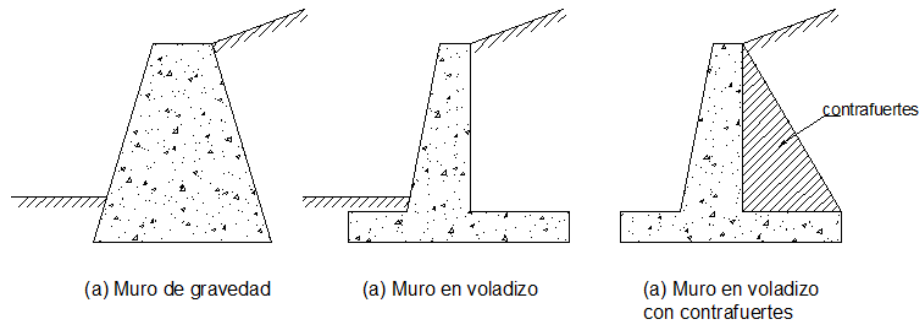


Figura 4.4. 1 Tipos de muros de contención de suelos.

Para estructuras conformadas por pisos subterráneos, se requiere emplear muros para resistir las fuerzas laterales de presión del suelo, pero se debe tomar en consideración que los muros tienen restricción al movimiento, es decir que al colocarse el muro sobre la zapata de cimentación y al estar simplemente apoyado en las vigas de los entre pisos, el muro no será capaz de comprimir el suelo que contiene o de rotar con respecto a la base de cimentación (Ver figura 4.4.2).

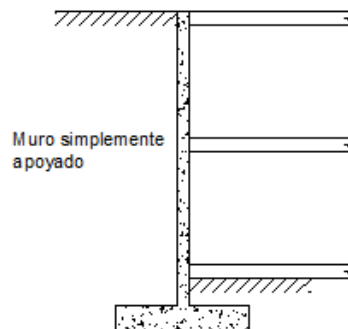


Figura 4.4. 2 Muro con restricción al movimiento.

4.4.1 DISEÑO A FLEXIÓN DE MUROS DE HORMIGÓN ARMADO CON MOVIMIENTO RESTRINGIDO.

El diseño a flexión de un muro es el mismo que se emplea para vigas, con la variación de que el ancho efectivo se considera 100cm y el espesor del muro es constante a lo largo de toda su longitud, por lo tanto el procedimiento para diseñar la pantalla de un muro a flexión es el mismo que para una losa unidireccional ya que los espesores son constantes a lo largo de toda la longitud.



Para determinar la cantidad del acero de refuerzo se calcula el factor Ru aplicando la ecuación (4.4.1) tomando en consideración que el valor de $b = 100 \text{ cm}$ y el momento nominal Mn hace referencia al momento flexionante debido a la acción de las cargas laterales del suelo como se puede observar en la figura 4.4.3.

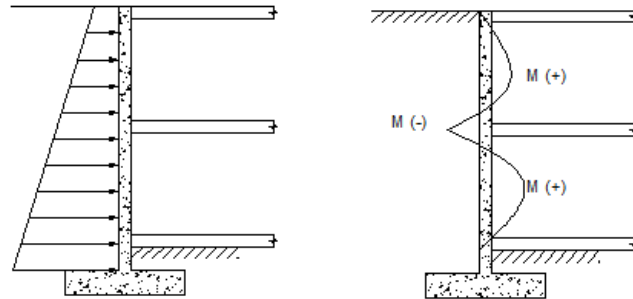


Figura 4.4. 3 Diagrama de momentos flectores en un muro simplemente apoyado.

$$Ru = \frac{M_u}{(\phi)(100)(d^2)} \quad (4.4. 1)$$

La ecuación (4.4.1) determina el valor de Ru para determinada sección o tramo de muro en análisis, sin embargo para garantizar un buen diseño a flexión se debe considerar que la cantidad de acero que se emplea en el muro debe fluir bajo la acción de los momentos flectores de una sobrecarga, para ello se requiere que el valor de Ru se encuentre dentro del siguiente rango $Ru_{min} \leq Ru \leq Ru_{max}$. El factor Ru_{max} y Ru_{min} se determinan aplicando las ecuaciones (4.1.1.19) y (4.1.1.20) respectivamente. En caso de que Ru sea menor a Ru_{min} , se debe emplear la mínima cantidad de acero a flexión como se indica en la ecuación (4.4.2)

$$As_{min} = \frac{14}{fy} 100d \quad (4.4. 2)$$

Para determinar la cantidad del acero de refuerzo primero se debe determinar la cuantía aplicando la ecuación (4.1.1.18) y luego aplicar la ecuación (4.4.3).

$$\rho = \frac{0.85 f'_c \left(1 - \sqrt{1 - 2.36 \frac{Ru}{f'_c}} \right)}{fy} \quad (4.1.1.18)$$

$$As = 100\rho d \quad (4.4. 3)$$

Este procedimiento para determinar la cantidad de acero es válida tanto para momentos flexionantes positivos y negativos.

4.4.2 DISEÑO A CORTANTE DE MUROS DE HORMIGÓN ARMADO CON MOVIMIENTO RESTRINGIDO.

Es muy importante verificar que la resistencia a cortante ϕV_c proporcionada por el hormigón sea superior al cortante nominal V_n , en caso de que no se cumpla con



dicho criterio, el muro requiere emplear refuerzo horizontal a cortante, el *código ACI 11.9.9* establece las ecuaciones que se deben aplicar para calcular la cantidad de acero para refuerzo a cortante horizontal y vertical.

$$\phi 0.53 \sqrt{f'_c} 100d \geq V_n \tag{4.4.4}$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \tag{4.4.5}$$

La ecuación (4.4.5) es la misma ecuación que se aplica para determinar la cantidad de refuerzo a cortante para una viga, sin embargo el *código ACI 11.9* establece que el término d para el caso de muros debe ser remplazado por el término $0.8l_w$, de donde l_w hace referencia a la longitud del muro que se considera para el análisis.

El *código ACI 11.9.8* establece que si la resistencia a cortante ϕV_c proporcionada por el hormigón es superior al cortante nominal V_n se requiere colocar la cantidad mínima de acero de refuerzo a cortante tanto en la dirección horizontal como vertical, las cuantías mínimas requeridas se presentan en la tabla 4.4.1.

Cuantía mínima para refuerzo vertical	ρ_l
Para barras corrugadas no mayores a $\phi 16 \text{ mm}$ y f_y no menor que 4200 kg/cm^2	0.0012
Para otras barras corrugadas	0.0015
Para refuerzo electrosoldado de alambre (liso o corrugado) no mayor que $NW200$ ó $MD200$	0.0012
Cuantía mínima para refuerzo horizontal	ρ_t
Para barras corrugadas no mayores a $\phi 16 \text{ mm}$ y f_y no menor que 4200 kg/cm^2	0.0020
Para otras barras corrugadas	0.0025
Para refuerzo electrosoldado de alambre (liso o corrugado) no mayor que $NW200$ ó $MD200$	0.0020

Tabla 4.4. 1 Cuantías mínimas de acero para muros.

4.4.3 DIMENSIONAMIENTO DE MUROS DE RETENCIÓN TIPO VOLADIZO.

Las dimensiones de un muro deben ser las adecuadas para evitar el deslizamiento del muro y el volcamiento mismo. El autor (Braja 2001) establece un predimensionamiento de las características geométricas del muro en función de la altura del talud. (Ver figura 4.4.4). Sin embargo este predimensionamiento varía

dependiendo de las características del suelo de la cimentación como del suelo de relleno.

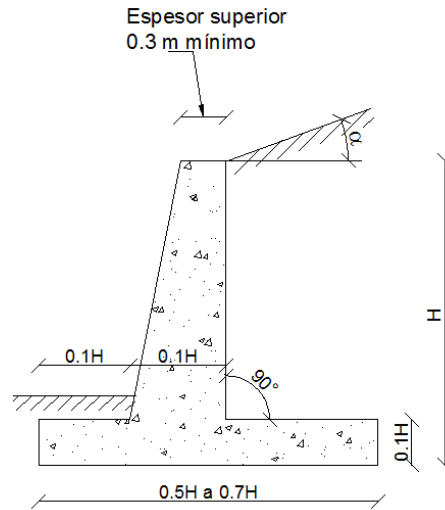


Figura 4.4. 4 Predimensionamiento de muros de retención tipo voladizo.

Para determinar las dimensiones definitivas del muro se verifican tres etapas: la primera etapa consiste en verificar que el muro de retención no se volqué, la segunda consiste en verificar que el muro no se deslice y la tercera consiste en que la dimensión del lado de la base del muro sea la necesaria para evitar que el esfuerzo q min *admisible* sea negativo.

- Verificación al volcamiento.

El factor de seguridad al volcamiento se define como la relación que existe entre los momentos resistentes y los momentos motores. Los momentos motores son aquellos que ocasionan el volteo del muro, en la figura 4.4.5 se puede observar que la única fuerza que ocasiona el momento motor es la fuerza Pa correspondiente al empuje activo de tierras situada en el borde de la base del muro, mientras que las fuerzas que originan los momentos resistentes son: el peso propio del suelo de relleno y el peso propio total del muro, ambos tipos de momentos se toman con respecto al punto C del muro.

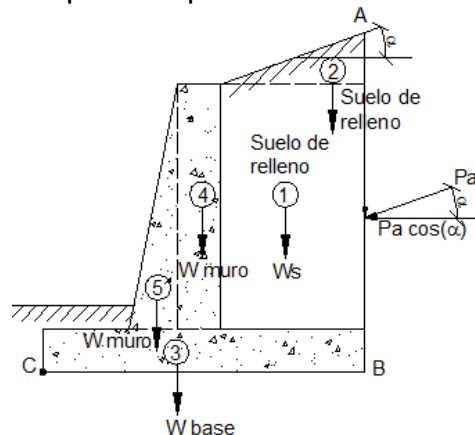




Figura 4.4. 5 Fuerzas que generan los momentos resistentes y los momentos motores.

En la figura 4.4.5 se observa que la fuerza activa P_a tiene un ángulo de inclinación α , por lo tanto la componente horizontal de la fuerza activa es la que produce el momento motor con respecto al punto C del muro ubicado en el centro de área del diagrama de presiones.

$$FS \text{ volteo} = \frac{\sum \text{Momentos resistentes}}{\sum \text{Momentos motores}} = \frac{\sum \text{Momentos resistentes}}{P_a \cos \alpha * \bar{y}} \quad (4.4. 6)$$

En la tabla 4.4.2 se presenta la forma general en la que se calcula los momentos resistentes, cada sección numerada se puede observar en la figura 4.4.5.

Sección	Área	Peso/ longitud unitaria de muro	Brazo de palanca con respecto al punto C	Momento resistente respecto al punto C
1	A1	$W_1 = \gamma_s * A1$	X_1	$Mr = W_1 X_1$
2	A2	$W_2 = \gamma_s * A2$	X_2	$Mr = W_2 X_2$
3	A3	$W_3 = \gamma_c * A3$	X_3	$Mr = W_3 X_3$
4	A4	$W_4 = \gamma_c * A4$	X_4	$Mr = W_4 X_4$
5	A5	$W_5 = \gamma_c * A5$	X_5	$Mr = W_5 X_5$
γ_s Peso específico del suelo de relleno. γ_c Peso específico del hormigón.				$\sum Mr$

Tabla 4.4. 2 Cálculo general de los momentos resistentes.

Para verificar que no exista volcamiento del muro, $FS \text{ volteo}$ debe ser por lo menos igual a 1.5.

- Verificación al deslizamiento.

El coeficiente de deslizamiento es la relación que existe entre las sumatoria de las fuerzas resistentes horizontales y la sumatoria de las fuerzas actuantes horizontales. En la figura 4.4.6 se observa que la fuerza actuante horizontal es la componente rectangular de la fuerza P_a , mientras que las fuerzas resistentes son las ocasionadas por la fuerza de rozamiento que existe entre la base del muro y el suelo donde se asienta y la fuerza de empuje pasiva ubicada en el lado frontal del muro, sin embargo muchos autores recomienda que para efectos de seguridad no se debe tomar en consideración la fuerza pasiva P_p .

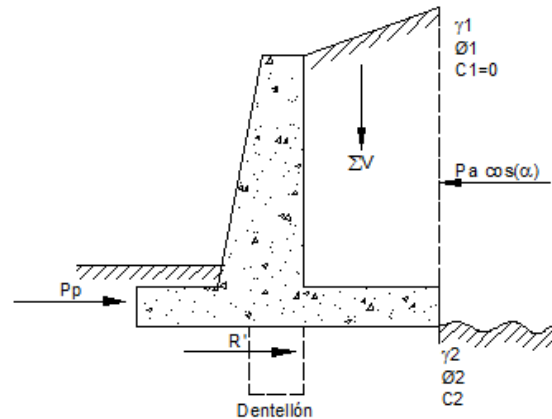


Figura 4.4. 6 Fuerzas resistentes horizontales y fuerzas actuantes horizontales en muros de retención tipo voladizo.

$$FS \text{ deslizamiento} = \frac{\sum \text{fuerzas resistentes horizontales}}{\sum \text{fuerzas actuantes horizontales}} \quad (4.4. 7)$$

Considerando la resistencia a cortante del suelo en la base del muro, las fuerzas resistentes horizontales se pueden expresar en función del ángulo de fricción ϕ_2 y de la cohesión C_2 , por lo tanto la ecuación 4.4.7 se puede expresar de la siguiente manera:

$$FS \text{ deslizamiento} = \frac{(\sum V) \tan(k_1 \phi_2) + B k_2 c_2 + P_p}{P_a \cos \alpha} \quad (4.4. 8)$$

El término k_1 y k_2 de la ecuación 4.4.8 según el autor (Braja 2001) puede variar entre $1/2$ y $2/3$.

Para garantizar que el muro no se deslice el factor de seguridad debe ser por lo menos igual a 1.5, en caso de ser menor se puede incrementar la resistencia al deslizamiento del muro empleando un dentellón ubicado en la base del muro como se puede ver en la figura 4.4.6.

- Dimensión de la base del muro.

Para determinar el lado efectivo B de la base del muro se debe verificar que la fuerza resultante de todas las cargas actúe con una excentricidad e menor al $1/6B$ para garantizar que no existan esfuerzos de tensión en el extremo de la base del muro. La ecuación 4.4.9 determina la excentricidad e medida desde el centro de la base del muro de retención (Ver figura 4.4.7).

$$e = \frac{B}{2} - \frac{\sum \text{Momentos resistentes} - \sum \text{Momentos motores}}{\sum \text{Fuerzas verticales}} \quad (4.4. 9)$$

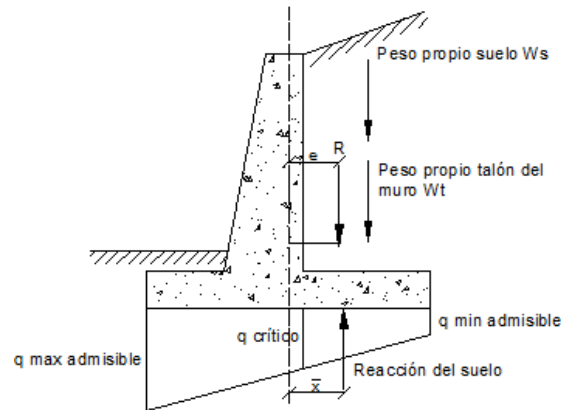


Figura 4.4. 7 Diagrama de cuerpo libre de fuerzas actuantes sobre el talón del muro.

En la figura 4.4.7 se observa el término q crítico, este término hace referencia al esfuerzo existente del suelo por debajo del borde del muro, este esfuerzo se requiere para poder determinar la magnitud de la reacción del suelo.

$$q_c = \frac{\left[\text{longitud talón} + \left(\frac{B * q_{\min}}{q_{\max} - q_{\min}} \right) \right] q_{\min}}{\frac{B * q_{\min}}{q_{\max} - q_{\min}}} \quad (4.4. 10)$$

$$\text{Reacción del suelo} = \left(\frac{q_c + q_{\min}}{2} \right) (\text{longitud talón})(100) \quad (4.4. 11)$$

4.4.4 DISEÑO ESTRUCTURAL DE MUROS DE RETENCIÓN TIPO VOLADIZO.

-Diseño a flexión de la pantalla del muro.

El diseño a flexión es el mismo que el determinado en la sección 4.4.1, con la única diferencia que el valor del peralte efectivo del muro varía, por lo tanto el valor del factor Ru se determina aplicando la ecuación 4.4.12

$$Ru = \frac{M_u}{(\phi)(100)(d \text{ variable}^2)} \quad (4.4. 12)$$

La cantidad de acero se calcula a partir de la ecuación 4.4.13

$$As = \frac{(0.85 f'_c)(100)(d \text{ variable}) \left(1 - \sqrt{1 - 2.36 \frac{Ru}{f'_c}} \right)}{fy} \quad (4.4. 13)$$

Para garantizar un buen diseño a flexión se debe considerar que la cantidad de acero que se emplea en el muro debe fluir bajo la acción de los momentos flectores de una sobrecarga, para ello se requiere que el valor de Ru se encuentre dentro del siguiente rango $Ru_{\min} \leq Ru \leq Ru_{\max}$. En caso de que Ru sea menor a



Ru_{min} , se debe emplear la mínima cantidad de acero a flexión como se indica en la ecuación (4.4.14).

$$As_{min} = \frac{14}{fy}(100)(d \text{ variable}) \quad (4.4. 14)$$

- Diseño a cortante de la pantalla del muro.

Para el diseño a cortante se debe verificar que ϕV_c sea superior al cortante nominal V_n en todos los tramos del muro, es muy importante considerar la variación del peralte efectivo del muro a lo largo de toda la profundidad, la ecuación (4.4.15) determina la resistencia ϕV_c para la sección variable de la pantalla del muro.

$$\phi 0.53 \sqrt{f'_c} (100)(d \text{ variable}) \geq V_n \quad (4.4. 15)$$

En caso de no cumplir con el criterio establecido se debe colocar refuerzo a cortante de igual manera que el determinado en la sección 4.4.2, en caso de cumplir con los requerimientos establecidos se debe colocar las cuantías mínimas presentadas en la tabla 4.4.1

-Diseño a flexión del talón del muro.

En el diseño a flexión de la base se considera la sección crítica en el borde del muro ubicado junto al talón, por lo tanto para determinar el momento flector se multiplican las fuerzas verticales por el respectivo brazo de palanca con respecto a la sección crítica. (Ver figura 4.4.7).

$$M_u = W_s X_1 + W_t X_2 + (\text{Reacción del suelo}) \bar{x} \quad (4.4. 16)$$

El término \bar{x} de la ecuación (4.4.16) es la distancia que existe entre la sección crítica y el punto de aplicación de la reacción R que se encuentra ubicado en el centro de área del diagrama de esfuerzos. (Ver figura 4.4.7).

En el diseño a flexión se calcula de forma prioritaria el factor Ru aplicando la ecuación (4.4.1) y para garantizar un buen diseño a flexión se debe considerar que la cantidad de acero que se emplea en la base del muro debe fluir bajo la acción de los momentos flectores de una sobrecarga, para ello se requiere que el valor de Ru se encuentre dentro del siguiente rango $Ru_{min} \leq Ru \leq Ru_{max}$. En caso de que Ru sea menor a Ru_{min} , se debe emplear la mínima cantidad de acero a flexión como se indica en la ecuación (4.4.2)

Para determinar la cantidad del acero de refuerzo primero se debe determinar la cuantía aplicando la ecuación (4.1.1.18) y luego aplicar la ecuación (4.4.3). Es muy importante que se seleccione los diámetros adecuados de las barras de refuerzo ya que el espaciamiento se encuentra en función de la cantidad de barras a colocar.



-Diseño a cortante del talón del muro.

El cortante nominal V_u se calcula aplicando la sumatoria de todas las fuerzas, se consideran negativas todas las fuerzas en sentido de la gravedad y positivas las fuerzas de sentido contrario.

$$V_u = \text{Reacción del suelo} - W_s - W_t \quad (4.4. 17)$$

Para garantizar el diseño a cortante la resistencia del hormigón ϕV_c debe ser mayor al cortante último V_u , en caso de no cumplir con este requerimiento se debe incrementar el peralte efectivo de la base del muro. La resistencia a cortante ϕV_c del hormigón se calcula aplicando la ecuación (4.4.4).

4.5 CIMENTACIONES SUPERFICIALES

Las cimentaciones son las partes de la estructura que se colocan por debajo de la superficie del terreno, siendo el principal objetivo transmitir las cargas de la estructura hacia el suelo o hacia estratos firmes. Un suelo cuando se encuentra sujeto a la acción de cargas tiende a comprimirse, lo que genera asentamientos en las estructuras

Las cimentaciones superficiales se las denominan zapatas, y estas se clasifican en: zapatas para muros y en zapatas para columnas. Para las zapatas de columnas generalmente se emplean zapatas cuadradas, pero en ocasiones puede darse la circunstancia de que las zapatas se pueden traslapar, para evitar esa situación se emplean zapatas combinadas las cuales pueden soportar más de un elemento en la misma superficie, el empleo de estas zapatas es muy común en las columnas exteriores y de borde, donde muchas de las veces debido a los límites de propiedad las zapatas no se pueden extender, de forma que resulta muchas de las veces más conveniente emplear una zapata combinada que una zapata aislada. En la figura 4.5.1 se observa la vista en planta de una estructura donde se emplean zapatas aisladas para las columnas interiores y zapatas combinadas para las columnas exteriores.

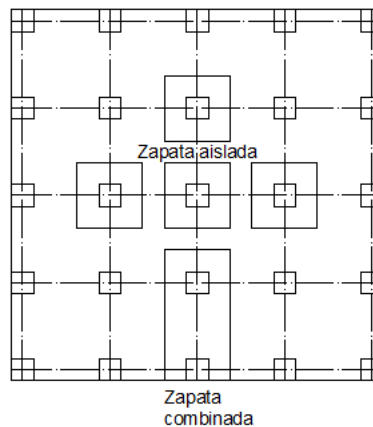


Figura 4.5. 1 Tipos de zapatas.

Para evitar los asentamientos diferenciados de las zapatas se emplean cadenas de cimentación como se puede observar en la figura 4.5.2

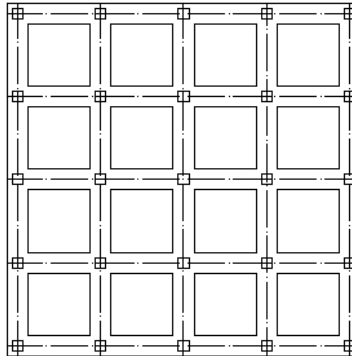


Figura 4.5. 2 Cadenas de cimentación.

Para determinar el área de la zapata se parte de la ecuación básica del esfuerzo $q = Fuerza/Área$, tomando en cuenta que la fuerza puede ser la correspondiente a las cargas de servicio o a las cargas mayoradas. Pero al suponer que los esfuerzos del suelo son elásticos y al saber que las presiones de contacto admisibles q_a poseen un factor de seguridad, el área de la zapata se determina para las cargas no mayoradas. Sin embargo se debe tomar en cuenta que la zapata después de su construcción permanece enterrada bajo suelo, por lo tanto se generan presiones debida al peso del suelo de relleno y al peso de la zapata, estas presiones actúan en dirección contraria a la dirección de la presión de contacto q_a y dependen de la profundidad de la cimentación, por lo tanto se debe determinar una presión efectiva q_e . La figura 4.5.3 presenta el diagrama de presiones que actúan en una zapata después de haber sido construida y enterrada.

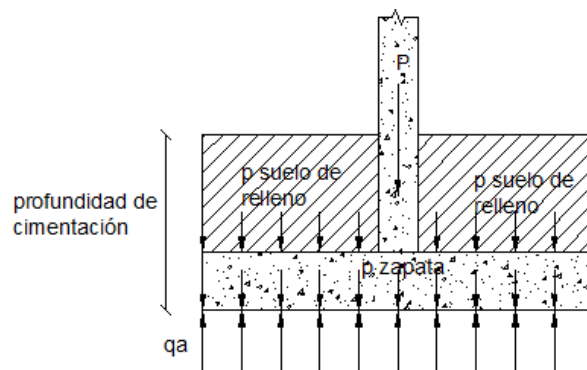


Figura 4.5. 3 Diagrama de presiones en una zapata construida.

De la figura 4.5.3 se puede determinar el esfuerzo admisible q_e como:

$$q_e = q_a - (Peso\ suelo + Peso\ zapata)(Profundidad\ de\ cimentación) \quad (4.5. 1)$$



Partiendo de la ecuación básica del esfuerzo $q = \text{Fuerza}/\text{Área}$ y despejando el valor del área A , es posible determinar la sección que requiere la zapata.

$$A = \frac{CM + CV}{q_e} \quad (4.5. 2)$$

Para incluir los efectos del sismo E , generalmente se incrementa la presión efectiva q_e en un 33 por ciento, de forma que se determina una nueva área A .

$$A = \frac{CM + CV + E}{1.33q_e} \quad (4.5. 3)$$

En el caso de que las zapatas no se encuentren cargadas concéntricamente, es decir que la fuerza axial no actúa en el centro de gravedad de la zapata, la distribución de las presiones de contacto dejan de ser uniformemente distribuidas. Estos casos ocurren de forma general cuando en las caras de las columnas inferiores existe la presencia de momentos flectores, los cuales pueden ser remplazados por un sistema equivalente de fuerzas, es decir la fuerza axial P puede actuar a una determinada excentricidad desde el centro de la columna para producir el mismo momento flector M . El momento flector M intenta volcar a la zapata, de forma que los esfuerzos que se presentan en el lado donde actúa la fuerza axial P son mayores debido a la compresión que ejerce la zapata sobre el suelo, mientras que en el lado opuesto la zapata intenta elevarse del suelo lo que ocasiona esfuerzos menores, por lo tanto se pueden determinar esfuerzos máximo y mínimos a partir de la combinación de los esfuerzos axiales y de flexión. En la figura 4.5.4 se observa las posibles distribuciones lineales de las presiones de contacto, es importante que siempre se presente una distribución de esfuerzos como presenta la figura 4.5.4 (a) donde los esfuerzos que se producen son por compresión y la zapata es capaz de transmitir ese tipo de esfuerzos, mientras que en la figura 4.5.4 (b) se observa que hay la presencia de esfuerzos de tensión, los cuales no pueden ser transmitidos por la zapata y por lo tanto puede ocurrir la falla inmediata del elemento.

$$q_{\max}^{\min} = \frac{P}{A} \pm \frac{Mc}{I} \quad (4.5. 4)$$

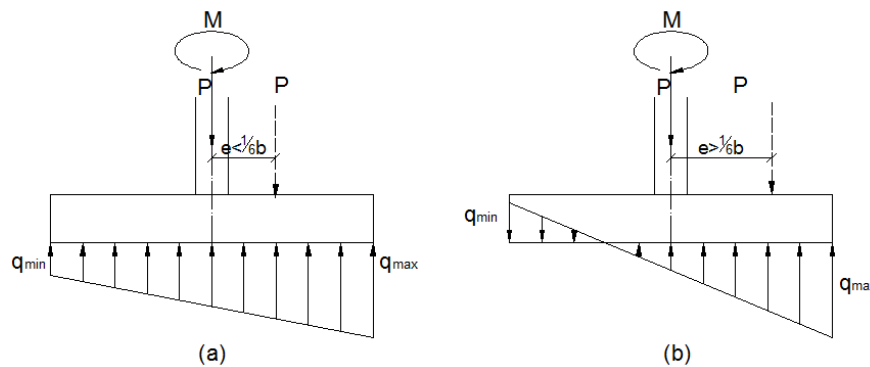


Figura 4.5. 4 Distribución de las presiones de contacto: (a) Esfuerzos de solo compresión; (b) Esfuerzos de compresión y de tensión.



El área requerida de la zapata se determinó para condiciones de servicio, es decir para cargas no mayoradas, sin embargo se debe conocer si el área de la zapata tiene la capacidad de resistir las cargas mayoradas para diferentes condiciones de servicio, debido a la mayoración de estas cargas se requiere una presión de contacto ficticia q_u que se necesita solamente para producir la carga última que se presenta en la zapata, por lo tanto se vuelve a recalcular la presión de contacto pero aplicando las cargas mayoradas.

$$q_u = \frac{1.4CM + 1.6CV}{A} \quad (4.5.5)$$

La presión de contacto ficticia q_u es la que se aplicará para determinar los esfuerzos flectores y cortantes que se van a producir en la zapata y de esa manera se está cumpliendo con los requerimientos del diseño a última resistencia.

4.5.1 DISEÑO DE ZAPATAS PARA COLUMNAS CARGADAS CONCÉNTRICAMENTE.

Las posibles fallas de una zapata son a cortante y a flexión, las fallas a cortante se dividen en dos categorías; la primera es una falla por tracción diagonal, mientras que la segunda falla se produce por el punzonamiento, esta falla se produce debido a la acción de la distribución de la fuerza axial P en la superficie de la zapata, lo que origina una serie de esfuerzos en el contorno del perímetro de la columna y si llegara a ocurrir la falla, esta se propagaría en las dos direcciones formando un ángulo de 45° , la forma de la falla presentará una pirámide truncada. (Ver figura 4.5.5)

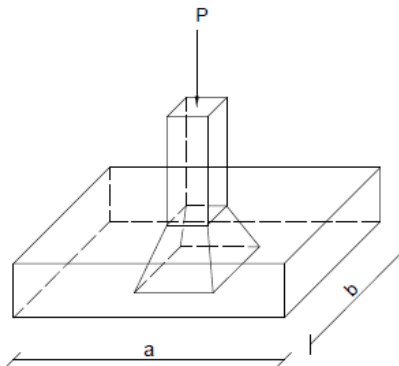


Figura 4.5.5 Falla por punzonamiento.

El cortante nominal por tracción diagonal se define en función del lado de la zapata y del lado de la columna considerando una sección crítica ubicada a una distancia d medida desde el contorno de la columna.

$$V_n = \left(\frac{a}{2} - \frac{p_1}{2} - d \right) b q_u \quad (4.5.6)$$

La ecuación (4.5.7) expresa el cortante nominal para la dirección del eje Y .

$$V_n = \left(\frac{b}{2} - \frac{p_2}{2} - d \right) a q_u \quad (4.5.7)$$

Es evidente que para una zapata cuadrada que soporta una columna cuadrada el valor de V_n es el mismo al aplicar la ecuación (4.5.6) y (4.5.7).

Para garantizar que la zapata no requiere refuerzo a cortante, es necesario que el valor de V_n sea menor o igual a ϕV_c . Para determinar la altura mínima d por tracción diagonal se emplea la ecuación (4.5.8) considerando las respectivas variaciones de términos para cada eje que se analiza, para el eje X se tiene:

$$d = \frac{\left(\frac{a}{2} - \frac{p_1}{2} \right) b q_u}{\phi 0.53 \sqrt{f'_c} b + b q_u} \quad (4.5.8)$$

Para el eje Y:

$$d = \frac{\left(\frac{b}{2} - \frac{p_2}{2} \right) a q_u}{\phi 0.53 \sqrt{f'_c} a + a q_u} \quad (4.5.9)$$

Para determinar el cortante por punzonamiento es importante conocer la sección crítica, en la figura 4.5.6 (b) se puede observar la sección rayada que es la que hace referencia a la superficie crítica, que se define como la diferencia entre el área total de la zapata A y el área del contorno crítico.

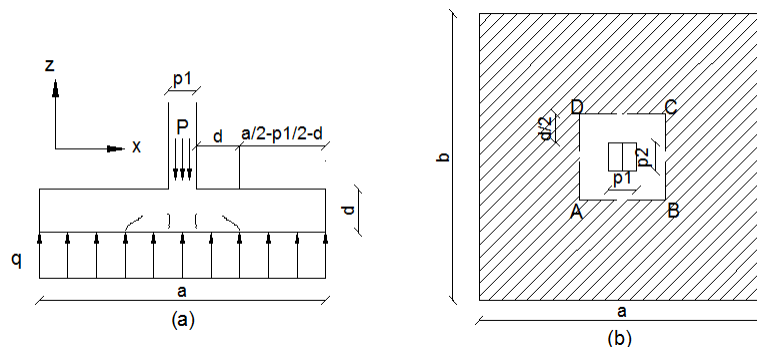


Figura 4.5.6 Zapata aislada: (a) fuerzas que actúan en la zapata; (b) sección crítica para determinar el cortante por punzonamiento

La fuerza de punzonamiento considera el cortante nominal en las dos direcciones de su posible aplicación, por lo tanto no se requiere hacer un análisis para el eje X como para el eje Y, como si se lo requería para determinar el cortante por tracción diagonal.

$$V_n = [ab - (p_1 + d)(p_2 + d)] q_u \quad (4.5.10)$$

Para garantizar que la zapata no requiera refuerzo a cortante por punzonamiento, se debe garantizar que el valor de V_n debe ser menor o igual a ϕV_c que se produce



en el contorno crítico. El *código ACI 11.11* establece diferentes valores de ϕV_c debido a que el contorno crítico se encuentra básicamente en función de la geometría y ubicación de la columna en la zapata, de modo que para columnas ubicadas en el centro de la zapata:

$$\phi V_c = \phi 1.1 \sqrt{f'_c} b_o d \quad (4.5.11)$$

Para columnas que tiene secciones transversales muy alargadas:

$$\phi V_c = \phi 0.27 \sqrt{f'_c} b_o d \left(2 + \frac{4}{\beta_c} \right) \quad (4.5.12)$$

Para el caso particular en que el la relación entre el perímetro crítico y el peralte efectivo de la losa b_o/d es muy grande:

$$\phi V_c = \phi 0.27 \sqrt{f'_c} b_o d \left(2 + \frac{\alpha_s d}{b_o} \right) \quad (4.5.13)$$

El término β_c de la ecuación (4.5.12) se refiere a la relación *lado largo/lado corto* de la columna, el término α_s de la ecuación (4.5.13) se refiere a la ubicación de la columna, para columnas interiores se toma un valor de 40, para columnas de borde se toma un valor de 30 y para columnas de esquina se toma un valor de 20. El término b_o que interviene en las ecuaciones (4.5.11), (4.5.12) y (4.5.13) hace referencia al perímetro o contorno crítico y es evidente que varía dependiendo de la ubicación de la columna dentro de la sección de la zapata, para una columna centrada el perímetro crítico b_o se define por el contorno *ABCD* representado en la figura 4.5.6 (b).

$$b_o = 2P_1 + 2P_2 + 4d \quad (4.5.14)$$

Para determinar el valor mínimo de d para el cortante por punzonamiento de manera conservadora se puede igualar la ecuación (4.5.10) y la ecuación (4.5.11) y despejar la incógnita d tomando en cuenta que el término b_o se define en la ecuación (4.5.14)

$$d^2(-q_u - 1.1\sqrt{f'_c}4) + d(-P_1q_u - P_2q_u - 1.1\sqrt{f'_c}2P_1 - 1.1\sqrt{f'_c}2P_2) + (abq_u - P_1P_2q_u) = 0 \quad (4.5.15)$$

Resolviendo la ecuación cuadrática (4.5.15) se puede determinar la mínima altura efectiva d que debe tener la zapata para no emplear refuerzo transversal a cortante y para evitar una falla por punzonamiento.

Para determinar el momento flexionante se debe establecer el punto referencial al cual se van a tomar los momentos, en la figura 4.5.7 se observa la sección crítica que se ubica en la cara de la columna, tanto para la dirección en el eje X , como para la dirección en el eje Y .

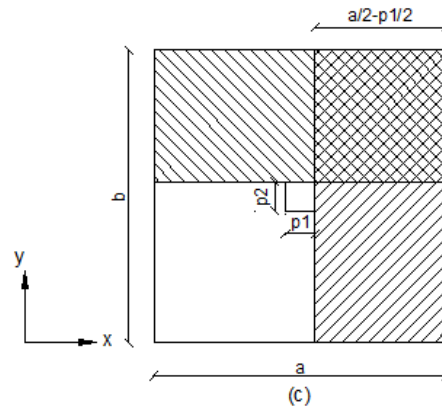


Figura 4.5. 7 Sección crítica la zapata para determinar los momentos nominales en cada dirección.

Momento nominal con respecto al eje X:

$$M_{nx} = \left(\frac{b}{2} - \frac{p_2}{2}\right) a q_u \left(\frac{b}{4} - \frac{p_2}{4}\right) \quad (4.5. 16)$$

Momento nominal con respecto al eje Y:

$$M_{ny} = \left(\frac{a}{2} - \frac{p_1}{2}\right) b q_u \left(\frac{a}{4} - \frac{p_1}{4}\right) \quad (4.5. 17)$$

La cantidad del refuerzo longitudinal que se requiere para resistir M_{nx} y M_{ny} se determina de igual manera que para una viga simplemente reforzada. La cuantía mínima que debe tener una zapata es la que se requiere por retracción y temperatura, según lo establecido por el código ACI 7.12. En la tabla 4.5.1 se presentan las cuantías mínimas en función de la resistencia de fluencia del refuerzo.

En losas donde se empleen barras corrugadas con esfuerzos a fluencia menores a 4200 kg/cm^2	0.0020
En losas donde se empleen barras corrugadas con un esfuerzo a fluencia igual a 4200 kg/cm^2	0.0018
En losas donde se emplee un refuerzo con una resistencia a fluencia mayor a 4200 kg/cm^2 , medida a una deformación unitaria de 0.35 por ciento	$\frac{0.0018 * 4200}{f_y}$

Tabla 4.5. 1 Cuantía mínima por retracción y temperatura

Para zapatas que emplean sección cuadrada, la cantidad de refuerzo longitudinal debe distribuirse de forma uniforme en ambas direcciones, a diferencia de las



zapatas que emplean sección rectangular. Para estos tipos de zapatas el código ACI 15.4 establece la forma de la distribución de la siguiente manera:

- El refuerzo en la dirección larga debe distribuirse uniformemente en el ancho total de la zapata.
- Para el refuerzo en la dirección corta, una porción del refuerzo total $\gamma_s A_s$ se debe distribuir de forma uniforme sobre una franja centrada con respecto al eje de la columna y con un ancho igual a la longitud del lado corto de la zapata. El resto del refuerzo $(1 - \gamma_s)A_s$ deben distribuirse uniformemente en las zonas que quedan fuera de la franja central.

$$\gamma_s = \frac{2}{(\beta + 1)} \tag{4.5. 18}$$

El término β que se presenta en la ecuación (4.5.18) se define como la relación del *lado largo de la zapata/lado corto de la zapata*

4.5.2 DISEÑO DE ZAPATAS PARA COLUMNAS INDIVIDUALES CARGADAS EXCÉNTRICAMENTE.

Esto ocurre cuando existe la presencia de momentos flectores en la cara inferior de la columna y por lo tanto estos momentos se transfieren hacia la zapata y como consecuencia de ello, las zapatas tienden a volcarse si es que la excentricidad que actúa en una de las dos direcciones es muy grande. El diseño para este tipo de zapatas es muy similar al empleado para zapatas cargadas concéntricamente, la diferencia ocurren en la distribución de las presiones de contacto debido a la excentricidad.

Para determinar los esfuerzos máximo y mínimos se aplica la ecuación (4.5.4), tomando en cuenta que la inercia I_y se calcula para una sección rectangular, el momento flector M se determina por el sistema equivalente de fuerzas, es decir $M = Pe_x$, y el término c se refiere a la distancia desde el eje neutro hasta la fibra más lejana en tensión. Estas características se emplean cuando se va a determinar el momento flexionante con respecto al eje Y . Para los esfuerzos máximos y mínimos con respecto al eje X , la inercia I_x se calcula de igual manera para una sección rectangular, el momento flector M se determina por el sistema equivalente de fuerzas $M = Pe_y$, y el término c se refiere a la distancia desde el eje neutro hasta la fibra más lejana en tensión.

$$q_{max/min} = \frac{P}{A} \pm \frac{6Pe_x}{ba^2} \pm \frac{6Pe_y}{ab^2} \tag{4.5. 19}$$

Para determinar el área que requiere la zapata, se deben hacer varios intentos probando con distintos valores de áreas de forma que siempre se cumplan los siguientes criterios:



- El valor de q_{max} debe ser siempre menor que q_e , esto se debe a que el valor de q_e se determinó para el caso en que la carga axial P actuaba de forma concéntrica.
- El valor de q_{min} no debe ser nunca negativo debido a que la zapata no es capaz de transmitir tensión. Ver figura 4.5.4.(b)
- La excentricidad resultante no debe exceder el un sexto del ancho de la zapata, en caso de que no se cumpla con este requerimiento se obtienen q_{min} negativos.

Si se cumplen los criterios anteriormente mencionados el área de la zapata es la efectiva, sin embargo se debe considerar los factores de mayoración de las cargas para poder emplear el diseño a resistencia última, por lo tanto se recalculan los esfuerzos q_{max} y q_{min} para ambas direcciones, para la dirección del eje X :

$$q_{umaxx} = \frac{1.4CM + 1.6CV}{A} \pm \frac{6(1.4CM + 1.6CV)e_x}{ba^2} \quad (4.5. 20)$$

Para la dirección del eje Y :

$$q_{umaxy} = \frac{1.4CM + 1.6CV}{A} \pm \frac{6(1.4CM + 1.6CV)e_y}{ab^2} \quad (4.5. 21)$$

Los esfuerzos q_{umax} y q_{umin} son los esfuerzos últimos, con los cuales se deben determinar los esfuerzos correspondientes a las secciones críticas. Para verificar el diseño a cortante por tracción diagonal, en la figura 4.5.8 se observa las secciones críticas a considerar y los respectivos esfuerzos que se deben calcular ya que la distribución de esfuerzos ya no es uniforme pero sigue siendo lineal.

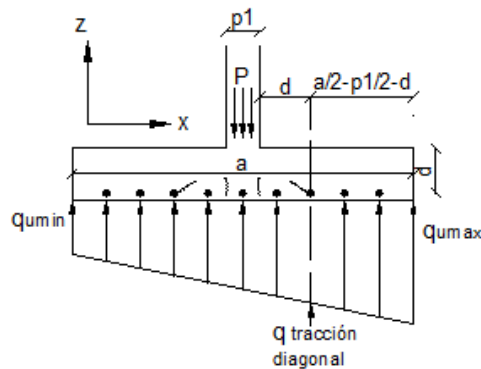


Figura 4.5. 8 Sección crítica y distribución de presiones para determinar el cortante por tracción diagonal para zapatas cargadas excéntricamente.

En la figura 4.5.8 se observa que el agrietamiento del hormigón se inicia a una distancia d medida desde la cara de la columna, es decir una distancia igual al peralte efectivo de la zapata y le corresponde un determinado esfuerzo que actúa



a esa misma distancia, este esfuerzo se lo denomina esfuerzo por tracción diagonal $q_{tracción diagonal}$.

Para determinar $q_{tracción diagonal}$ se realiza una proporción de triángulos, para ello es necesario prolongar la línea del diagrama de presiones hasta que intersecte en la horizontal como se puede observar en la figura 4.5.9.

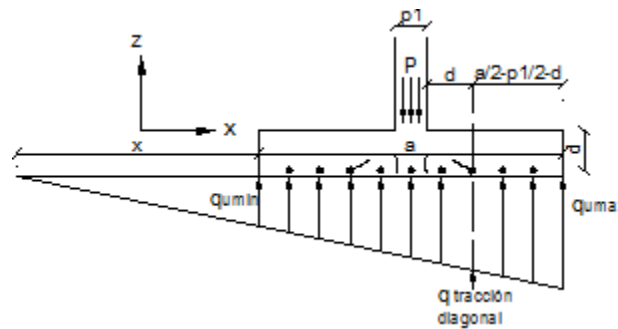


Figura 4.5. 9 Parámetros considerados para determinar $q_{tracción diagonal}$.

Esfuerzo de tracción diagonal para el lado a , en dirección del eje X :

$$q_{tracción diagonalx} = \frac{q_{umaxx}}{x + a} [x + a - (a/2 - P_1/2 - d)] \quad (4.5. 22)$$

El esfuerzo de tracción diagonal para el lado b , en dirección del eje Y :

$$q_{tracción diagonaly} = \frac{q_{umaxy}}{x + b} [x + b - (b/2 - P_2/2 - d)] \quad (4.5. 23)$$

Para determinar el valor de la fuerza cortante V_n por tracción diagonal se aplica la ecuación (4.5.6) y (4.5.7) para cada eje correspondiente, la única variación que existe es que el término del esfuerzo último q_u se reemplaza por el esfuerzo último de tracción diagonal $q_{utracción diagonal}$ que se define en la ecuación (4.5.24) para el eje X , y en la ecuación (4.5.25) para el eje Y .

$$q_{utracción diagonalx} = \frac{q_{umaxx} + q_{tracción diagonalx}}{2} \quad (4.5. 24)$$

$$q_{utracción diagonaly} = \frac{q_{umaxy} + q_{tracción diagonaly}}{2} \quad (4.5. 25)$$

El cortante V_n por tracción diagonal en la dirección X :

$$V_n = \left(\frac{a}{2} - \frac{p_1}{2} - d\right) b q_{utracción diagonalx} \quad (4.5. 26)$$

El cortante V_n por tracción diagonal en la dirección Y :

$$V_n = \left(\frac{b}{2} - \frac{p_2}{2} - d\right) a q_{utracción diagonaly} \quad (4.5. 27)$$



Es importante que V_n por tracción diagonal sea superior a ϕV_c en ambas direcciones para poder garantizar que la zapata no requiere refuerzo a cortante y que el agrietamiento no se produzca.

$$V_n \text{ por tracción diagonal } x \leq \phi 0.53 \sqrt{f'_c} b d \text{ para la dirección en } x$$

$$V_n \text{ por tracción diagonal } y \leq \phi 0.53 \sqrt{f'_c} a d \text{ para la dirección en } y$$

Para verificar el diseño a punzonamiento se aplica la ecuación (4.5.10) en la cual el término q_u se lo reemplaza por $q_{u \text{ punzonamiento}}$ que se define en la ecuación (4.5.30) para el eje X, y en la ecuación (4.5.31) para el eje Y.

$$q_{u \text{ punzonamiento } x} = \frac{q_{u \text{ max } x} + q_{u \text{ min } x}}{2} \quad (4.5. 28)$$

$$q_{u \text{ punzonamiento } y} = \frac{q_{u \text{ max } y} + q_{u \text{ min } y}}{2} \quad (4.5. 29)$$

El cortante V_n por punzonamiento en la dirección X:

$$V_n = [ab - (p_1 + d)(p_2 + d)] q_{u \text{ punzonamiento } x} \quad (4.5. 30)$$

El cortante V_n por punzonamiento en la dirección Y:

$$V_n = [ab - (p_1 + d)(p_2 + d)] q_{u \text{ punzonamiento } y} \quad (4.5. 31)$$

Es importante que el cortante V_n por punzonamiento sea superior a ϕV_c en ambas direcciones para que la falla por punzonamiento no se produzca.

$$V_n \text{ por punzonamiento } x, y \leq \phi 1.1 \sqrt{f'_c} b_o d$$

Para el diseño del refuerzo longitudinal de una zapata cargada excéntrica se requiere determinar los momentos flectores en las dos direcciones, en la figura 4.5.10 se observa las secciones críticas y los correspondientes esfuerzos que se deben considerar.

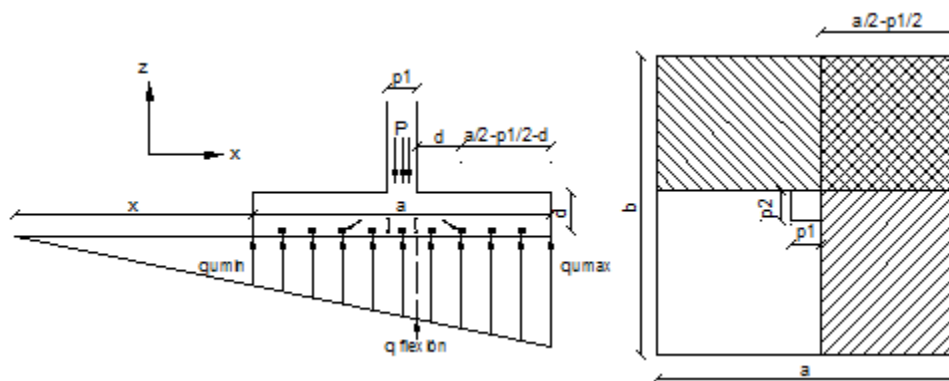


Figura 4.5. 10 Sección crítica y distribución de presiones para determinar los momentos flectores.



Esfuerzo de flexión para el lado a en dirección del eje X :

$$q_{flexiónx} = \frac{q_{maxx}}{x + a} [x + a - (a/2 - p_1/2)] \quad (4.5. 32)$$

Esfuerzo de flexión para el lado b en dirección del eje Y :

$$q_{flexióny} = \frac{q_{maxy}}{x + b} [x + b - (b/2 - p_2/2)] \quad (4.5. 33)$$

La ecuación (4.5.34) define $q_{uflexión}$ para el eje X , y en la ecuación (4.5.35) para el eje Y .

$$q_{uflexiónx} = \frac{q_{uflexiónx} + q_{umaxx}}{2} \quad (4.5. 34)$$

$$q_{uflexióny} = \frac{q_{uflexióny} + q_{umaxy}}{2} \quad (4.5. 35)$$

Momento nominal con respecto al eje X :

$$M_{nx} = \left(\frac{b}{2} - \frac{p_2}{2}\right) a q_{uflexióny} \left(\frac{b}{4} - \frac{p_2}{4}\right) \quad (4.5. 36)$$

Momento nominal con respecto al eje Y :

$$M_{ny} = \left(\frac{a}{2} - \frac{p_1}{2}\right) b q_{uflexiónx} \left(\frac{a}{4} - \frac{p_1}{4}\right) \quad (4.5. 37)$$

La cantidad de refuerzo longitudinal que se requiere para resistir M_{nx} y M_{ny} se determina de igual manera que para una viga simplemente reforzada. La distribución del refuerzo es la misma que se emplea para las zapatas cargadas concéntricamente.

4.6 DISEÑO DE ELEMENTOS DE ACERO

Los perfiles usualmente empleados son secciones I y secciones tubulares cuadradas.

El pandeo del elemento va a depender de:

- Esbeltez: relación longitud (L) entre su radio de giro (r)
- Tipo de conexión en sus extremos (apoyos)
- Excentricidad de la carga (e)
- Imperfecciones en el material del elemento
- Torceduras iniciales
- Esfuerzos residuales de fabricación.



4.6.1 PROPIEDADES DE LOS MIEMBROS

El comportamiento del elemento depende directamente de las características de la sección a emplear, por ende se requiere verificar el tipo de elementos que conforman la sección con sus respectivas características.

4.6.1.1 CLASIFICACIÓN DE LAS SECCIONES SEGÚN PANDEO LOCAL

Las secciones se clasifican según su pandeo local como esbeltas y no esbeltas. La falla depende de la relación ancho-espesor de los elementos de la sección transversal.

$$\lambda = b/t \quad (4.6.1)$$

El esfuerzo crítico por pandeo elástico se determina mediante Euler

$$F_{cr} = \frac{k_c \pi^2 E}{12(1 - \mu^2)(b/t)} \quad (4.6.2)$$

Cuando el esfuerzo crítico alcanza el esfuerzo de fluencia la relación λ queda determinada mediante

$$\lambda_o = \frac{b}{t} = \sqrt{\frac{k_c \pi^2 E}{12(1 - \mu^2) F_y}}$$

Simplificando las constantes se tiene

$$\lambda_o = 0.951 \sqrt{\frac{k_c E}{F_y}} \quad (4.6.3)$$

Considerando para el diseño un margen de seguridad se tiene que:

$$\lambda_r = 0.70 \lambda_o$$
$$\lambda_r = 0.667 \sqrt{\frac{k_c E}{F_y}} \quad (4.6.4)$$

Por evitar el fallo por pandeo local las secciones deben ser diseñadas de tal manera que $\lambda \leq \lambda_r$ para estar dentro del margen de la seguridad.

El valor k_c varía dependiendo del tipo de placa que se tenga presente en la sección.

Tipos de placa

En función de la unión que se tenga entre los elementos de la sección se establecen 2 tipos de placas o elementos:



- Atiesados.- soportado a lo largo de los dos ejes paralelos a la carga. Entre estos se puede tener el alma de un perfil I, los lados de un tubo rectangular.
- No atiesados.- soportado a lo largo de un solo eje paralelo a la carga (el otro queda libre). Entre estos se puede tener las alas de un perfil I, los lados de un ángulo.

Además de esto se debe tener presente el tipo de unión que se tenga en dicho bordes, en la figura 4.6.1 se puede observar los distintos valores de k_c para todos los casos posibles que van desde un empotrado en ambos bordes hasta un apoyado en un solo borde.

Placas	Condiciones en bordes no cargadas	k_c
Atiesada		6.97
		5.42
		4.00
No Atiesada		1.277
		0.425

Figura 4.6. 1 Valores de k_c para secciones atiesadas y no atiesadas

Cabe recalcar que los valores de k_c de la figura 4.6.1 son teóricos, debido a que las placas de las secciones no se encuentran completamente empotradas ni simplemente apoyadas entre sí.

CLASIFICACION DE LAS SECCIONES EN COMPRESION

Según esta relación se pueden clasificar las secciones en:

- Secciones no esbeltas.- la relación $b/t \leq \lambda_r$, tienen perfiles gruesos capaces de alcanzar F_y en toda su sección deformándose plásticamente.
- Secciones esbeltas.- la relación $b/t > \lambda_r$, disminución en la capacidad del esfuerzo soportante.

En la tabla 4.6.1 se pueden observar los valores límites de esbeltez para los miembros sujetos a compresión axial.

CLASIFICACION DE LAS SECCIONES EN FLEXION

Según esta relación se pueden clasificar las secciones en:

- Secciones compactas.- la relación $b/t \leq \lambda_p$ tiene perfiles gruesos capaces de alcanzar F_y en toda su sección deformándose plásticamente.



- Secciones no-compactas.- la relación $\lambda_p < b/t \leq \lambda_r$ pueden alcanzar F_y en algunas fibras pero no en todas.
- Secciones esbeltas.- la relación $b/t > \lambda_r$, gran disminución de su capacidad llegando al pandeo local.

Los valores límites de esbeltez para los elementos en compresión de miembros a flexión están dados en la tabla 4.6.2.

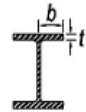
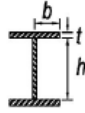


RAZONES ANCHO ESPESOR PARA ELEMENTOS EN COMPRESIÓN MIEMBROS SUJETOS A COMPRESION AXIAL				
Caso	Descripción del elemento	Razón Ancho-Espesor	Razón límite Ancho-Espesor λ_r (Esbelto-No esbelto)	Ejemplos
1	Alas de perfiles laminados	b/t	$0.56 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
2	Alas de perfiles soldados	b/t	$0.64 \sqrt{\frac{k_c E}{F_y}}$	
3	Almas de secciones I con doble simetría	h/t_w	$1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
4	Paredes de secciones rectangulares y cajones de espesor uniforme	b/t	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

Tabla 4.6. 1 Razón ancho espesor - Elementos en compresión.



RAZONES ANCHO ESPESOR PARA ELEMENTOS EN COMPRESIÓN					
MIEMBROS SUJETOS A FLEXIÓN					
Caso	Descripción del elemento	Razón Ancho-Espesor	Razón límite		Ejemplos
			λ_p (C-NC)	λ_r (NC-ESBEL)	
1	Alas de perfiles laminados	b/t	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
2	Alas de perfiles soldados	b/t	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.95 \sqrt{\frac{k_c E}{F_y}}$	
3	Almas de secciones I con doble simetría	h/t _w	$3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
4	Alas de secciones tubulares rectangulares	b/t	$1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
5	Almas de secciones tubulares rectangulares	h/t	$2.42 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

Tabla 4.6. 2 Razón ancho espesor - Elementos en flexión.

4.6.1.2 MODULOS DE SECCION

Módulo de sección elástico S

Es la relación entre el momento de inercia y la distancia “y” del centroide a la fibra más lejana de la sección transversal del perfil.

$$S = \frac{I}{y} \tag{4.6.5}$$

Módulo de sección plástico Z

Se considera a la sección en dos porciones de áreas iguales, se determina el centroide de cada una y se encuentra la longitud entre estos centroides “y”.

El módulo plástico es el producto de las distancia entre centroide por el área de una de las porciones.

$$Z = y * \frac{A}{2} \tag{4.6.6}$$

Factor de forma

Es la relación existente entre el módulo plástico y el módulo elástico.



$$F.F. = \frac{Z}{S}$$

4.6.2 DISEÑO A COMPRESIÓN

Entre los miembros que se encuentra sometidos a esfuerzos de compresión se encuentran las columnas, para lo cual se determina una sección que cumpla con todos estos esfuerzos.

El comportamiento estructural depende directamente de las características físicas del elemento, al tener una longitud corta el elemento falla plastificándose totalmente todas la fibras de la sección transversal, de esta manera alcanza su límite de fluencia F_y ; mientras va aumentando la longitud de la columna se puede tener el caso que solo algunas de las fibras alcanza F_y , a estas columnas se las conoce como intermedias, por otra parte si la longitud es muy grande falla sin que ninguna de las fibras alcanza el límite de fluencia, a estas columnas se las denomina columnas largas.

4.6.2.1 DISPOSICIONES GENERALES

La resistencia de diseño en compresión $\phi_c P_n$ tiene que ser mayor que la carga última que soportará el elemento.

$$P_u \leq \phi_c P_n \quad (4.6. 8)$$

La resistencia de compresión nominal P_n es el menor valor obtenido para el que se de los estados limites como pandeo por flexión, pandeo torsional y pandeo flexo-torsional. El factor de resistencia indicado por el LRFD es

$$\phi_c = 0.90 \quad (4.6. 9)$$

Longitud efectiva

La longitud efectiva L_e se representa como la máxima longitud entre los puntos de inflexión de una barra sometida a compresión. Dicho valor es proporcional a la longitud de la barra $L_e = KL$, el valor de este coeficiente K cambiará en función del tipo de emplazamiento que se tenga en los apoyos del elemento. En la figura 4.6.2 se puede observar los valores de que puede tomar este coeficiente para distintos casos, para cada uno de ellos existen 2 valores, un K teórico y otro de diseño.











Table C-2. Effective Length Factors (<i>K</i>) for Columns						
Buckled shape of column is shown by dashed line						
Theoretical <i>K</i> value	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Recommended design value when ideal conditions are approximated	0.65	0.80	1.2	1.0	2.10	2.0
End condition code		Rotation fixed and translation fixed				
		Rotation free and translation fixed				
		Rotation fixed and translation free				
		Rotation free and translation free				

Figura 4.6. 2 Valores de coeficiente *K*

La esbeltez de la columna es la relación existente entre la longitud de la misma y el radio de giro de la sección a emplear. Para elementos estructurales diseñados a compresión se recomienda un valor de KL/r no mayor a 200, siendo r el radio de giro de la sección a emplear.

Las secciones empleadas comúnmente para columnas suelen ser cerradas o abiertas, cada una tiene diferentes elementos en sus secciones, por ende diferentes características como espesor y ancho, la relación entre estos valores marcará el comportamiento de los elementos.

Fallos del elemento

En función de las características que presente el elemento se pueden encontrar los siguientes tipos de falla:

- Pandeo por flexión
- Pandeo torsional
- Pandeo flexo-torsional
- Pandeo local

Los perfiles usualmente empleados para columnas son secciones tubulares rectangulares o cajas que generalmente se construyen con 2 perfiles tipo C o tipo G y perfiles tipo I soldados o laminados.



Para perfiles I con doble simetría se pueden encontrar varios estados límites dependiendo de los elementos que conformen su sección transversal, por lo que:

- Sin elementos esbeltos.- falla por flexión y torsión.
- Con elementos esbeltos.- falla por flexión, torsión y por pandeo local.

Para perfiles tubulares cuadrados se pueden encontrar:

- Sin elementos esbeltos.- falla por flexión.
- Con elementos esbeltos.- falla por flexión y pandeo local.

Para todos estos casos el valor crítico al que se alcanzará la falla de los elementos es el menor de ellos, por lo que se requiere revisar todos los casos posibles de pandeo que dicho elemento cumpla.

4.6.2.2 PANDEO POR FLEXIÓN DE MIEMBROS SIN ELEMENTOS ESBELTOS

Esta sección aplica para perfiles I con doble simetría y secciones tubulares cuadradas, las dos sin elementos esbeltos.

La resistencia nominal P_n está determinada por el estado límite de pandeo por flexión

$$P_n = F_{cr}A_g \quad (4.6. 10)$$

En función de la relación de esbeltez se puede determinar dos tipos de pandeo:

Pandeo inelástico.- se da cuando

$$\frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{ó} \quad \frac{F_y}{F_e} \leq 2.25$$

El esfuerzo crítico es determinado mediante la ecuación

$$F_{cr} = [0.658^{F_y/F_e}]F_y \quad (4.6. 11)$$

Pandeo elástico.- se da cuando

$$\frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{ó} \quad \frac{F_y}{F_e} > 2.25$$

Para este caso el esfuerzo crítico es determinado mediante

$$F_{cr} = 0.877F_e \quad (4.6. 12)$$

Donde la tensión de pandeo elástico F_e está determinada por la ecuación



$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \quad (4.6.13)$$

4.6.2.3 PANDEO TORSIONAL Y FLEXO TORSIONAL DE MIEMBROS SIN ELEMENTOS ESBELTOS

Esta sección aplica para perfiles I con doble simetría sin elementos esbeltos cuando $L_r > L_b$.

Donde:

L_r : Longitud no arriostrada torsional.

L_b : Longitud no arriostrada del elemento.

La resistencia nominal P_n está determinada por el estado límite de pandeo por flexo-torsión y torsión mediante la ecuación

$$P_n = F_{cr} A_g \quad (4.6.14)$$

Donde F_{cr} debe ser determinado mediante las ecuaciones (4.6.11) o (4.6.12) donde la tensión de pandeo elástico torsional o flexo-torsional F_e es determinada mediante

$$F_e = \left[\frac{\pi^2 E C_w}{(K_z L)^2} + G J \right] \frac{1}{I_x + I_y} \quad (4.6.15)$$

4.6.2.4 PANDEO LOCAL

Esta sección aplica para perfiles I con doble simetría y secciones tubulares cuadradas, las dos con elementos esbeltos.

La resistencia nominal P_n para el estado límite de pandeo por flexión, torsional, flexo-torsional; se determina mediante la ecuación

$$P_n = F_{cr} A_g \quad (4.6.16)$$

Donde F_{cr} es determinado mediante el tipo de pandeo a que se verá afectado.

Pandeo inelástico.- se da cuando

$$\frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{QF_y}} \quad \text{ó} \quad \frac{QF_y}{F_e} \leq 2.25$$

El esfuerzo crítico es determinado mediante la ecuación

$$F_{cr} = Q [0.658^{QF_y/F_e}] F_y \quad (4.6.17)$$



Pandeo elástico.- se da cuando

$$\frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{QF_y}} \quad \text{ó} \quad \frac{QF_y}{F_e} > 2.25$$

Para este caso el esfuerzo crítico es determinado mediante

$$F_{cr} = 0.877F_e \quad (4.6.18)$$

Donde la tensión de pandeo elástico F_e está determinada por la ecuación (4.6.13) o (4.6.15)

El factor de reducción neto Q toma en cuenta todos los elementos de la sección, por lo que para secciones con elementos no esbeltos equivale a 1.0, y para los otros casos equivale a $Q_s Q_a$.

ELEMENTOS ESBELTOS NO ATIESADOS Q_s

Para las alas de un perfil I laminado se determina mediante:

$$\text{Cuando } \frac{b}{t} \leq 0.56 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad Q_s = 1.0 \quad (4.6.19)$$

$$\text{Cuando } 0.56 \sqrt{\frac{E}{F_y}} < \frac{b}{t} < 1.03 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad Q_s = 1.415 - 0.74 \left(\frac{b}{t}\right) \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad (4.6.20)$$

$$\text{Cuando } \frac{b}{t} \geq 1.03 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad Q_s = \frac{0.69E}{F_y \left(\frac{b}{t}\right)^2} \quad (4.6.21)$$

Para las alas de un perfil I soldado se determina mediante:

$$\text{Cuando } \frac{b}{t} \leq 0.64 \sqrt{\frac{Ek_c}{F_y}} \quad Q_s = 1.0 \quad (4.6.22)$$



Cuando $0.64 \sqrt{\frac{Ek_c}{F_y}} < \frac{b}{t} < 1.17 \sqrt{\frac{Ek_c}{F_y}}$

$$Q_s = 1.415 - 0.65 \left(\frac{b}{t}\right) \sqrt{\frac{F_y}{Ek_c}} \quad (4.6. 23)$$

Cuando $\frac{b}{t} \geq 1.17 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

$$Q_s = \frac{0.90Ek_c}{F_y \left(\frac{b}{t}\right)^2} \quad (4.6. 24)$$

Donde:

$k_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}}$ Teniendo en cuenta que para efectos de cálculo debe tomarse no menor a 0.35 ni mayor a 0.76.

ELEMENTOS ESBELTOS ATIESADOS Q_a

Para elementos esbeltos atiesados se determina mediante:

$$Q_a = \frac{A_e}{A} \quad (4.6. 25)$$

Donde:

A : Área seccional total del miembro

A_e : Suma de las áreas efectivas de las secciones basadas en el ancho efectivo reducido

El ancho efectivo reducido b_e , se determina de la siguiente manera:

Para el alma de un perfil I con $\frac{h}{t} \geq 1.49 \sqrt{\frac{E}{f}}$

$$b_e = 1.92t \sqrt{\frac{E}{f}} \left[1 - \frac{0.34}{(b/t)} \sqrt{\frac{E}{f}} \right] \leq b \quad (4.6. 26)$$

Donde

f : Equivale al F_{cr} con F_{cr} calculado con $Q = 1.0$

Para los elementos esbeltos de tubos cuadrados y rectangulares con $\frac{b}{t} \geq 1.40 \sqrt{\frac{E}{f}}$

$$b_e = 1.92t \sqrt{\frac{E}{f}} \left[1 - \frac{0.38}{(b/t)} \sqrt{\frac{E}{f}} \right] \leq b \quad (4.6.27)$$

Donde:

$$f = P_n/A_e \quad (4.6.28)$$

Debido a que el valor de f se torna iterativo, se puede tomar igual a F_y , quedando una estimación ligeramente conservadora en la capacidad de la columna.

4.6.3 DISEÑO A FLEXIÓN

Una viga al estar sometida a una carga longitudinal o puntual en forma vertical, tiene a deformarse comprimiéndose una zona de la misma y la otra quedando en tracción, en la figura 4.6.3 se puede observar la distribución de tensiones en la sección de un perfil I.

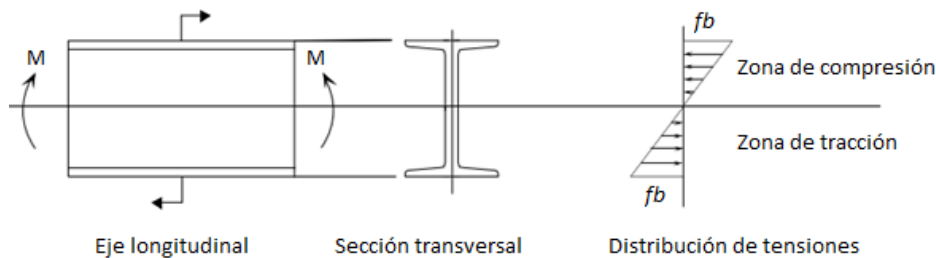


Figura 4.6. 3 Distribución de tensiones para un perfil I.

En función del esfuerzo que asume la sección se puede encontrar:

- Comportamiento elástico.- se da cuando $fb < F_y$
- Inicio de la fluencia.- cuando las fibras exteriores alcanzan el límite de fluencia F_y
- Aumento de la fluencia.- más fibras alcanzan la fluencia
- Distribución plástica total.- todas las fibras alcanzan el límite de fluencia de tal manera que se da el momento plástico M_p de la sección.

En la figura 4.6.4 se observa la distribución de tensiones para los casos mencionados anteriormente.

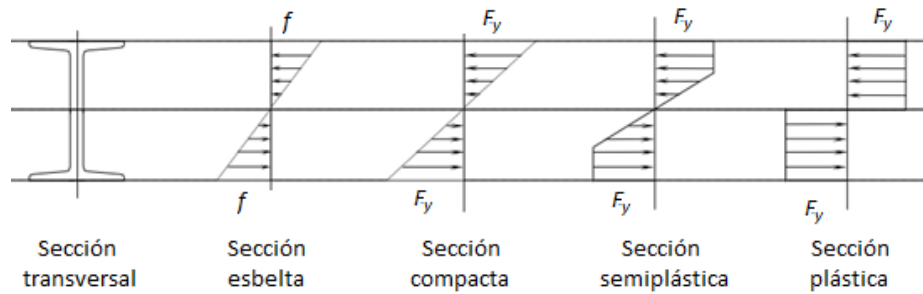


Figura 4.6. 4 Distribución de esfuerzos para flexión.

4.6.3.1. DISPOSICIONES GENERALES

La resistencia de diseño a flexión $\phi_b M_n$ tiene que ser mayor que el esfuerzo último que soportará el elemento.

$$M_u \leq \phi_b M_n \quad (4.6. 29)$$

Cuyo valor de ϕ_b indicado por el LRFD equivale a:

$$\phi_b = 0.90 \quad (4.6. 30)$$

La resistencia de flexión nominal M_n debe determinarse en función de los estados límites a los que sea susceptible el elemento.

Fallos del elemento

En función de las características que presente el elemento se pueden encontrar los siguientes tipos de falla:

- Fluencia
- Pandeo lateral-torsional
- Pandeo local ala
- Pandeo local alma
- Fluencia del ala en tracción

Los perfiles usualmente empleados para vigas son secciones tipo I y secciones tubulares rectangulares o cajas.

Perfiles I

Para secciones I con doble simetría flectadas en torno a su eje mayor se pueden encontrar varios estados límites dependiendo de los elementos que conformen su sección transversal.

Para secciones con almas compactas y siendo sus alas:



- Compactas.- fluencia y pandeo lateral-torsional.
- No compactas y esbeltas.- pandeo lateral-torsional y pandeo local de ala

Para almas no compactas se puede dar fluencia, pandeo lateral torsional, pandeo local del ala y fluencia del ala en tracción.

Para almas esbeltas se puede dar fluencia, pandeo lateral torsional, pandeo local del ala y fluencia del ala en tracción.

Secciones tubulares rectangulares

Para estas secciones tubulares rectangulares y cuadradas con almas compactas o no compactas y alas compactas, no compactas y esbeltas se pueden encontrar los estados límites de:

- Fluencia
- Pandeo local alma
- Pandeo local ala

Para todos estos casos el valor crítico al que se alcanzará la falla de los elementos es el menor de ellos, por lo que se requiere revisar todos los casos posibles de pandeo que dicho elemento cumpla.

Coefficiente de momento

Considera el efecto de la distribución y gradiente de la fuerza de compresión en el patín. Se determina mediante:

$$C_b = \frac{12.5M_{max}}{2.5M_{max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} \leq 3 \quad (4.6.31)$$

Donde:

M_{max} : Valor absoluto del máximo momento en el segmento no arriostrado.

M_A : Valor absoluto en el primer cuarto del segmento no arriostrado.

M_B : Valor absoluto en centro del segmento no arriostrado.

M_C : Valor absoluto en el tercer cuarto del segmento no arriostrado.

Para una viga en volado se toma un valor de C_b igual a 1.0

Todos los momentos son considerados en la distancia L_b existente entre los apoyos laterales.

4.6.3.2 SECCIONES CON ALMA Y ALAS COMPACTAS

Fluencia



La resistencia nominal a fluencia M_n , equivale al momento plástico de la sección por el esfuerzo de fluencia del material.

$$M_n = M_p = F_y Z_x \tag{4.6. 32}$$

Pandeo lateral torsional

Se determinan 3 posibles casos en función de L_b :

- Cuando $L_b \leq L_p$, no aplica el estado límite de pandeo torsional.
- Cuando $L_p < L_b \leq L_r$, su momento nominal se determina mediante:

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_b} \right) \right] \leq M_p \tag{4.6. 33}$$

- Cuando $L_b > L_r$, su momento nominal se determina mediante:

$$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p \tag{4.6. 34}$$

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(L_b / r_{ts} \right)^2} \sqrt{ 1 + 0.078 \frac{Jc}{S_x h_o} \left(L_b / r_{ts} \right)^2 } \tag{4.6. 35}$$

Donde:

L_r : Longitud no arriostrada para pandeo inelástico lateral-torsional.

L_p : Longitud no arriostrada para estado limite de fluencia.

Las longitudes límites L_p y L_r se determinan mediante:

$$L_p = 1.76 * r_y * \sqrt{\frac{E}{F_y}} \tag{4.6. 36}$$

$$L_r = 1.95 * r_{ts} * \frac{E}{0.7F_y} * \sqrt{ \frac{Jc}{S_x h_o} + \sqrt{ \left(\frac{Jc}{S_x h_o} \right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7F_y}{E} \right)^2 } } \tag{4.6. 37}$$

Donde

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x}$$

Y el coeficiente c equivale a 1 para perfiles I.



4.6.3.3 SECCIONES CON ALMA COMPACTAS Y ALAS NO COMPACTAS O ESBELTAS

Pandeo lateral torsional

Considerar los criterios aplicados para perfiles con alma y alas compactas.

Pandeo local de ala en compresión

Para secciones con alas no compactas:

$$M_n = \left[M_p - (M_p - 0.7F_y S_x) \left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) \right] \leq M_p \tag{4.6.38}$$

Para secciones con alas esbeltas:

$$M_n = \frac{0.9 E k_c S_x}{\lambda^2} \tag{4.6.39}$$

Donde:

λ : $bf/2tf$

λ_{pf} : λ_p Esbeltez límite para ala compacta

λ_{rf} : λ_r Esbeltez límite para ala no compacta

k_c : $\frac{4}{\sqrt{h/t_w}}$ No debe tomarse mayor que 0.76 y ni menor que 0.3

4.6.3.4 SECCIONES CON ALMAS NO COMPACTAS

Fluencia de ala en compresión

$$M_n = R_p M_y = R_p F_y S_x \tag{4.6.40}$$

Donde:

R_p : Factor de plastificación del alma.

El momento de fluencia está determinado por:

$$M_y = F_y S_x \tag{4.6.41}$$

El factor de plastificación del alma debe determinarse mediante:

Cuando $\frac{I_{yc}}{I_y} > 0.23$

$$R_p = \left[\frac{M_p}{M_y} - \left(\frac{M_p}{M_y} - 1 \right) \left(\frac{\lambda - \lambda_{pw}}{\lambda_{rw} - \lambda_{pw}} \right) \right] \leq \frac{M_p}{M_y} \tag{4.6.42}$$

Cuando $\frac{I_{yc}}{I_y} \leq 0.23$

$$R_p = 1.0 \tag{4.6.43}$$



Donde:

I_{yc} : Momento de inercia del ala en compresión sobre el eje y

λ_{pw} : Esbeltez límite para alma compacta

λ_{rw} : Esbeltez límite para alma no compacta

El momento plástico de la sección equivale a:

$$M_p = F_y Z_x \leq 1.6 F_y S_x \quad (4.6. 44)$$

Pandeo lateral torsional

- Cuando $L_b \leq L_p$, no aplica el estado límite de pandeo torsional.
- Cuando $L_p < L_b \leq L_r$, su momento nominal se determina mediante:

$$M_n = C_b \left[R_p M_y - (R_p M_y - 0.7 F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_b} \right) \right] \leq R_p M_y \quad (4.6. 45)$$

- Cuando $L_b > L_r$, su momento nominal se determina mediante:

$$M_n = F_{cr} S_x \leq R_p M_y \quad (4.6. 46)$$

Donde

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_t} \right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{Jc}{S_x h_o} \left(\frac{L_b}{r_t} \right)^2} \quad (4.6. 47)$$

Donde:

J : Constante torsional (cm⁴)

Para $\frac{I_{yc}}{I_y} \leq 0.23$, J debe tomarse como cero.

Las longitudes límites L_p y L_r se determinan mediante:

$$L_p = 1.1 r_t \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (4.6. 48)$$

$$L_r = 1.95 * r_t * \frac{E}{0.7 F_y} * \sqrt{\frac{J}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{J}{S_x h_o} \right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 F_y}{E} \right)^2}} \quad (4.6. 49)$$

Radio de giro efectivo para pandeo lateral-torsional r_t :



$$r_t = \frac{b_{fc}}{\sqrt{12 \left(\frac{h_o}{d} + \frac{1}{6} a_w + \frac{h^2}{h_o d} \right)}} \quad (4.6.50)$$

Conservadoramente se puede tomar:

$$r_t = \frac{b_{fc}}{\sqrt{12 \left(1 + \frac{1}{6} a_w \right)}} \quad (4.6.51)$$

Donde:

$$a_w = \frac{h_c t_w}{b_f t_f}$$

Pandeo local de ala en compresión

Para secciones con alas compactas no aplica este fallo.

Para secciones con alas no compactas

$$M_n = \left[R_p M_y - (R_p M_y - 0.7 F_y S_x) \left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) \right] \quad (4.6.52)$$

Para secciones con alas esbeltas:

$$M_n = \frac{0.9 E k_c S_x}{\lambda^2} \quad (4.6.53)$$

Donde:

$$\lambda = bf/2tf$$

$\lambda_{pf} : \lambda_p$ Esbeltez límite para ala compacta

$\lambda_{pf} : \lambda_r$ Esbeltez límite para ala no compacta

$k_c : \frac{4}{\sqrt{h/t_w}}$ No debe tomarse mayor que 0.76 y ni menor que 0.35

Fluencia del ala en tracción

Debido a que es un perfil doblemente simétrico, no aplica el esto límite de fluencia de ala en tracción.

4.6.3.5 SECCIONES CON ALMAS ESBELTAS

Fluencia de ala en compresión

$$M_n = R_{pg} M_y = R_{pg} F_y S_x \quad (4.6.54)$$

Donde:

R_{pg} : Factor de reducción de resistencia en flexión.

M_y : El momento de fluencia esta determinado por:



El factor de plastificación del alma debe determinarse mediante:

$$R_{pg} = 1 - \frac{a_w}{1200 + 300a_w} \left(\frac{h_c}{t_w} - 5.7 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \right) \leq 1 \quad (4.6. 55)$$

Donde:

$$a_w : \frac{h_c t_w}{b_f t_f}$$

Pandeo lateral torsional

$$M_n = R_{pg} F_{cr} S_x \quad (4.6. 56)$$

- Cuando $L_b \leq L_p$, no aplica el estado límite de pandeo torsional.
- Cuando $L_p < L_b \leq L_r$, su momento nominal se determina mediante:

$$F_{cr} = C_b \left[F_y - (F_y - 0.3F_y) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq F_y \quad (4.6. 57)$$

- Cuando $L_b > L_r$, su momento nominal se determina mediante:

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(L_b / r_t \right)^2} \leq F_y \quad (4.6. 58)$$

Las longitudes límites L_p y L_r se determinan mediante:

$$L_p = 1.1 r_t \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (4.6. 59)$$

$$L_r = \pi r_t \sqrt{\frac{E}{0.7F_y}} \quad (4.6. 60)$$

Radio de giro efectivo para pandeo lateral-torsional r_t :

$$r_t = \frac{b_{fc}}{\sqrt{12 \left(\frac{h_o}{d} + \frac{1}{6} a_w + \frac{h^2}{h_o d} \right)}} \quad (4.6. 61)$$

Donde:

$$a_w : \frac{h_c t_w}{b_f t_f}$$

Pandeo local de ala en compresión



$$M_n = R_{pg} F_{cr} S_x$$

Para secciones con alas compactas no aplica este fallo.

Para secciones con alas no compactas

$$F_{cr} = \left[F_y - (F_y - 0.3F_y) \left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{bf}} \right) \right] \quad (4.6. 63)$$

Para secciones con alas esbeltas:

$$F_{cr} = \frac{0.9 E k_c}{\lambda^2} \quad (4.6. 64)$$

Donde:

λ : $bf/2tf$

λ_{pf} : λ_p Esbeltez límite para ala compacta

λ_{rf} : λ_r Esbeltez límite para ala no compacta

k_c : $\frac{4}{\sqrt{h/t_w}}$ No debe tomarse mayor que 0.76 y ni menor que 0.35

Fluencia del ala en tracción

Debido a que es un perfil doblemente simétrico, no aplica el esto límite de fluencia de ala en tracción.

4.6.3.6 SECCIONES I FLECTADAS EN TORNO A SU EJE MENOR

Fluencia

La resistencia nominal a fluencia M_n , equivale al momento plástico de la sección por el esfuerzo de fluencia del material.

$$M_n = M_p = F_y Z_y \quad (4.6. 65)$$

Pandeo local

Para secciones con alas compactas no aplica el estado límite de pandeo local.

Para secciones con alas no compactas

$$M_n = \left[M_p - (M_p - 0.7F_y S_y) \left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) \right] \quad (4.6. 66)$$

Para secciones con alas esbeltas:

$$M_n = F_{er} S_y \quad (4.6. 67)$$

Donde:



$$F_{er} = \frac{0.69 E}{\left(\frac{b}{t}\right)^2} \quad (4.6. 68)$$

λ : b/t relación ancho espesor del ala de la sección

$\lambda_{pf} : \lambda_p$ Esbeltez límite para ala compacta

$\lambda_{pf} : \lambda_r$ Esbeltez límite para ala no compacta

S_y : Módulo de sección en torno a su eje y.

4.6.3.7 SECCION TIPO CAJA

Fluencia

$$M_n = M_p = F_y Z \quad (4.6. 69)$$

Donde:

Z : Módulo plástico de la sección en torno al eje de flexión.

Pandeo local del ala

Para secciones compactas no aplica este estado límite.

Para secciones con alas no compactas:

$$M_n = M_p - (M_p - F_y S_x) \left(3.57 \frac{b}{t} \sqrt{\frac{F_y}{E}} - 4.0 \right) \leq M_p \quad (4.6. 70)$$

Para secciones con alas esbeltas

$$M_n = F_y S_e \quad (4.6. 71)$$

Donde:

S_e : Módulo de sección efectivo determinado con el ancho efectivo del ala en compresión con:

$$b_e = 1.92t \sqrt{\frac{E}{F_y}} \left[1 - \frac{0.38}{b/t} \sqrt{\frac{E}{F_y}} \right] \leq b \quad (4.6. 72)$$

Pandeo local del alma

Para secciones con almas compactas no se considera este estado límite.

Para secciones con almas no compactas

$$M_n = M_p - (M_p - F_y S_x) \left(0.305 \frac{h}{t_w} \sqrt{\frac{F_y}{E}} - 0.738 \right) \leq M_p \quad (4.6. 73)$$



4.6.4 DISEÑO A CORTANTE

4.6.4.1 DISPOSICIONES GENERALES

La resistencia de diseño a corte $\phi_v V_n$ tiene que ser mayor que es esfuerzo último que soportará el elemento.

$$V_u \leq \phi_v V_n \quad (4.6. 74)$$

El factor de resistencia indicado por el LRFD es

$$\phi_v = 0.90 \quad (4.6. 75)$$

La resistencia de nominal de corte V_n , de almas no atiesadas o atiesadas para el estado límite de fluencia en corte y pandeo en corte, es determinado por:

$$V_n = 0.6F_y A_w C_v \quad (4.6. 76)$$

4.6.4.2. MIEMBROS CON ALMAS NO ATIESADAS O ATIESADAS

Resistencia de corte

Perfiles I laminados con $h/t_w \leq 2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

$$\phi_v = 1.0 \quad (4.6. 77)$$

$$C_v = 1.0 \quad (4.6. 78)$$

$$V_n = 0.6F_y A_w \quad (4.6. 79)$$

Todas las demás secciones con doble y simple simetría emplean

Se tiene fluencia cuando $h/t_w \leq 1.10 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}$

$$C_v = 1.0 \quad (4.6. 80)$$

Pandeo inelástico cuando $1.10 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} < h/t_w \leq 1.37 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}$

$$C_v = 1.10 \frac{\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}}{\frac{h}{t_w}} \quad (4.6. 81)$$

Pandeo elástico cuando $h/t_w > 1.37 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}$



$$C_v = 1.51 \frac{E k_v}{(h/t_w)^2 F_y} \quad (4.6. 82)$$

Donde:

$A_w = d * t_w$: Área del alma, altura total multiplicada por el espesor del alma

h : Para secciones laminadas es la distancia libre entre alas menos el filete o radio de esquina; para secciones armadas soldadas es la distancia entre alas.

t_w : Espesor del alma.

k_v : Coeficiente de pandeo del alma

El coeficiente de pandeo del alma se determina mediante:

Para miembros sin atiesadores transversales y con $h/t_w \leq 260$

$$k_v = 5 \quad (4.6. 83)$$

Para almas atiesadas

$$k_v = 5 + \frac{5}{(a/h)^2} \quad (4.6. 84)$$

Excepto cuando en almas atiesadas se tiene $a/h > 3.0$ ó $a/h > \left[\frac{260}{h/t_w} \right]^2$

$$k_v = 5 \quad (4.6. 85)$$

De donde

a : Distancia libre entre atiesadores.

Atiesadores transversales

Cuando $h/t_w \leq 2.46 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}$ no se requiere atiesadores.

El momento de inercia I_{st} de los atiesadores transversales, se emplean para desarrollar la resistencia a corte disponible del alma, debe tener una inercia respecto a un eje que pasa por el centro del alma para pares de atiesadores.

$$I_{st} \geq a t_w^3 j \quad (4.6. 86)$$

Donde:

$$j = \frac{2.5}{(a/h)^2} - 2 \geq 0.5 \quad (4.6. 87)$$

4.6.4.3 TUBOS DE SECCIÓN RECTANGULAR Y CAJÓN

La resistencia de nominal de corte V_n , debe ser determinado con los mismos parámetros considerados anteriormente con la diferencia que $A_w = 2ht$.



Donde:

h : Ancho resistente a la fuerza cortante, tomado como la distancia libre entre alas menos el radio de esquina interior en cada lado.

t : Espesor de diseño de la pared.

t_w : Equivale a t .

k_v : Coeficiente de pandeo del alma igual a 5

4.6.5 DISEÑO A FLEXO COMPRESIÓN

Debido a que casi ningún elemento se va a ver sometido a un esfuerzo puro, se requiere verificar el comportamiento del elemento para esfuerzos combinados de flexión y compresión.

El comportamiento de una columna tiende a dar $\frac{P_r}{P_c} \geq 0.2$

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0 \quad (4.6. 88)$$

Por otra parte, las vigas presentan una relación $\frac{P_r}{P_c} < 0.2$

$$\frac{P_r}{2P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0 \quad (4.6. 89)$$

Donde:

P_r : Resistencia axial requerida.

P_c : Resistencia axial disponible.

M_r : Resistencia a flexión requerida.

M_c : Resistencia a flexión disponible.

4.7 DISEÑO DE PAVIMENTO RÍGIDO EMPLEANDO EL MÉTODO SIMPLIFICADO DEL PCA

El PCA ha desarrollado tablas que consideran un periodo estructural de diseño de 20 años. Para poder emplear este método simplificado se requiere conocer el módulo resiliente conjunto entre la subrasante y la sub-base. El módulo resiliente conjunto se establece en función del soporte de la subrasante, en la tabla 4.7.1 se observa que el valor de módulo resiliente K varía desde una subrasante con soporte bajo, hasta una de soporte muy alto.



Tipo de suelo	Soporte	K [MPa/m]
Suelos de grano fino, en los que predominan partículas del tamaño del limo y la arcilla.	Bajo	20 – 34
Arenas y mezclas de grava y arena con cantidades moderadas de limo y arcilla.	Medio	35 – 49
Arenas y mezclas de grava y arena relativamente libres de finos plásticos.	Alto	50 – 60
Subbases tratadas con cemento.	Muy Alto	70 – 110

Tabla 4.7. 1 Valores del módulo resiliente para diferentes tipos de soporte de subrasante.

Para determinar el espesor de la losa aparte de conocer el módulo resiliente conjunto de la subrasante-subbase, se debe conocer el módulo de rotura del hormigón MR y la categoría de carga por eje a la que pertenece el tráfico vehicular. Para determinar la categoría de carga por eje es necesario disponer del tráfico promedio diario anual $TPDA$, del porcentaje de vehículos comerciales que circularán en el pavimento y de la descripción vial, por lo tanto para designar la categoría de carga por eje a la que corresponde determinado tráfico se aplica los criterios establecidos en la tabla 4.7.2



Categoría de carga por eje	descripción	Tránsito			Máximas cargas por eje (KN)	
		TPD	TPDC		Ejes simples	Ejes Tándem
			%	Diario		
1	Calles residenciales, carreteras rurales y secundarias (bajo a medio)	200 – 800	1 – 3	hasta 25	98	160
2	Calles colectoras, carreteras rurales y secundarias (alto). Calle, arterias y carreteras primarias (bajo).	700 – 5000	5 – 18	40 – 1000	115	195
3	Calle, arterias y carreteras primarias (medio). Vías expresas y autopistas urbanas e interestatales (bajo a medio).	3000 – 12000 (2 carriles) 3000 – 50000 + (4 carriles o más)	8 – 30	500 – 5000 +	133	230
4	Calle arterias, carreteras primarias y vías expresas (alto). Autopistas urbanas e interestatales (medio a alto).	3000 – 20000 (2 carriles) 3000 – 150000 (4 carriles o más)	8 – 30	1500 – 8000 +	151	267

Tabla 4.7. 2 Categorías de carga por eje.

Para determinar el espesor óptimo de la losa de hormigón es importante determinar el tipo de junta que se va a proporcionar al pavimento. Los tipos de juntas que sugiere las tablas del PCA son: Juntas de trabazón de agregados y juntas con pasadores, dependiendo del tipo de junta que se determine varía la tabla de diseño. Es importante también que se determine si el pavimento presentará la construcción de bermas o no, ya que un pavimento al presentar bermas brinda una distribución de esfuerzos muy diferente en comparación a un pavimento que no presente bermas.

EL método del PCA establece un total de 7 tablas de diseño que varían en función de la categoría de los ejes, del módulo resiliente combinado, del módulo la rotura del hormigón, del tipo de junta y de la presencia o ausencia de bermas.

Para el caso del parqueadero en el Campus Central de la Universidad de Cuenca se considerará que el TPDA será la máxima capacidad de vehículos que pueden



estar estacionados. En el capítulo 3 se estableció que el número total de espacios disponibles del parqueadero es de 660 vehículos por piso, por lo tanto $TPDA = 660$ vehículos livianos.

El periodo de vida útil del pavimento se estima en 40 años por lo cual no se requiere realizar ningún ajuste al $TPDA$ determinado ya que el número de vehículos que pueden circular en el estacionamiento no varían a lo largo del tiempo ya que es un número fijo.

Para determinar la categoría de carga por eje, se asume una descripción similar al de una calle residencial, debido a que la circulación vehicular es muy baja ya que la mayoría del tiempo los vehículos pasarán estáticos y se observa que el $TPDA$ máximo para esta categoría es de 800 vehículos, por lo tanto se asume que el tráfico que circulará en el parqueadero corresponde a la categoría de carga por eje número 1.

El tipo de suelo correspondiente a la subrasante se estima que es un suelo de soporte medio, por lo tanto el módulo resiliente combinado K varía entre $35 - 49 MPa/m$, por lo tanto se adopta un valor de $K = 35 MPa/m = 328 kg/cm^2$.

El módulo de ruptura del concreto varía aproximadamente entre el 10 y el 20 por ciento de su resistencia a la compresión. Para el diseño se va a considerar un concreto con una resistencia a la compresión $f'_c = 240 kg/cm^2$ y un módulo de ruptura promedio correspondiente al 15 por ciento de la resistencia a la compresión.

$$MR = 36 kg/cm^2 = 3.6MPa \tag{4.7. 1}$$

Por lo tanto para el diseño del pavimento se asume un módulo de ruptura $MR = 3.8 MPa$.

Por último se considera que el pavimento rígido presentará juntas con trabazón de agregados debido a que el tráfico vehicular de circulación es muy bajo, sin embargo el pavimento presentara acero longitudinal para contrarrestar los efectos de temperatura y fraguado. En tabla 4.7.3 se observa todos los datos necesarios para determinar el espesor de la losa por medio del método simplificado de la PCA .

Datos requeridos	
Categoría de carga por eje	1
Módulo resiliente combinado K	35 MPa
Módulo de ruptura de concreto MR	3.8 MPa
Tipo de Juntas	Pasadores
Presencia de Bermas	No



Tabla 4.7. 3 Datos requeridos para el diseño del pavimento rígido por medio del método simplificado de la PCA.

De acuerdo con los datos expuestos en la tabla 4.7.3 el diseño del pavimento se realizará mediante la tabla 4.7.4 que ha sido tomada de (Fonseca 2002) y presenta el diseño de un pavimento rígido para la categoría 1 de carga por eje con juntas de trabazón de agregados sin pasadores.

Tabla 6.14
TPD-C Admisible - categoría 1 de carga por eje pavimentos con juntas de trabazón de agregados (sin pasadores)

	Sin berma o sardinel de concreto				Con berma o sardinel de concreto				
	Espesor de losa (mm)	Soporte subrasante -subbase (MPa/m)			Espesor de losa (mm)	Soporte subrasante -subbase (MPa/m)			
		Bajo (20-34)	Medio (35-49)	Alto (50-60)		Bajo (20-34)	Medio (35-49)	Alto (50-60)	
MR = 4.4 MPa	120		0.1	0.3	MR = 4.4 MPa	100		0.1	0.4
	130	0.2	1	4		110	0.3	2	6
	140	2	11	33		120	4	21	60
MR = 4.1 MPa	150	18	77	210	MR = 4.1 MPa	130	38	160	410
	160	110	407			140	240		
	170	500							
MR = 3.8 MPa	130		0.2	0.7	MR = 3.8 MPa	110		0.3	1
	140	0.4	2	8		120	0.8	5	15
	150	4	19	54		130	9	41	110
MR = 3.8 MPa	160	27	110	290	MR = 3.8 MPa	140	65	260	650
	170	140	530			150	360		
	180	600							
MR = 3.8 MPa	140	0.1	0.4	1	MR = 3.8 MPa	110		0.8	0.2
	150	0.7	4	12		120	0.1	9	3
	160	5	26	72		130	2	9	26
MR = 3.8 MPa	170	32	130	350	MR = 3.8 MPa	140	14	63	170
	180	150	570			150	90	340	
						160	430		

Notas:
 1. El análisis de fatiga controla el diseño.
 2. Un valor fraccional de TPD-C indica que el pavimento puede soportar un mínimo ilimitado de automóviles y camiones de 2 ejes y 4 llantas, pero solo unos pocos camiones pesados por semana (TPDVC de 0.3 X 7 días = 2.1, indica dos camiones pesados por semana).

Tabla 4.7. 4 Tabla de diseño de pavimentos para tráfico de categoría 1 de carga con juntas de trabazón de agregados sin pasadores.

Para determinar el espesor del pavimento se realiza el siguiente procedimiento:

- En la tabla 4.7.4 se ubica la sección de pavimentos sin bermas.
- Seleccionamos el grupo de casillas que corresponden al módulo de ruptura del concreto $MR = 3.8 MPa$.
- Seleccionamos el tipo de soporte subrasante – subbase, en este caso corresponde a un nivel medio debido a que el módulo resiliente combinado $K = 35 MPa$.



- Seleccionamos el espesor de losa que satisface el tráfico promedio diario de vehículos comerciales. Un espesor de losa de 160 mm es capaz de soportar un $TPDC = 26$. En la tabla 4.7.2 se observa que el tráfico correspondiente a una categoría 1 el $TPDC$ aproximado es igual a 25, por lo tanto el espesor de la losa del pavimento rígido es satisfactorio tomando en consideración que la mayor parte de vehículos que circularan en el estacionamiento son vehículos livianos.
- El espesor de la subbase a colocar será de 100 mm , sin embargo la calidad de la subbase debe ser la adecuada para lograr un módulo resiliente combinado mayor o igual a $35\text{ MPa} = 357\text{ kg/cm}^2$.

El pavimento rígido debido a los efectos de temperatura tiende a dilatarse y a contraerse, este efecto repetitivo ocasiona el agrietamiento temprano del pavimento, para evitar este agrietamiento temprano es necesario que el pavimento presente acero longitudinal de refuerzo, juntas transversales y longitudinales. Sin embargo al colocar juntas en los pavimentos se debe requerir de mecanismos que permitan transmitir la carga vehicular de una losa hacia la otra. Los mecanismos que se emplean comúnmente son pasadores lisos y juntas con trabazón de agregados. En la figura 7.4.2 se observa las dimensiones mínimas que debe tener la junta transversal que emplea trabazón de agregados.

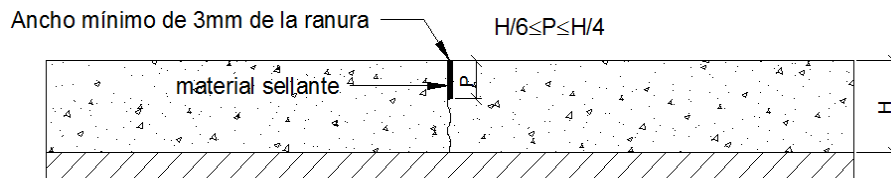


Figura 4.7. 1 Pavimento rígido con junta transversal empleando trabazón de agregados.

Para el diseño de las juntas transversales se considera un ancho de ranura igual a 5 mm y una profundidad $P = 4\text{ cm}$.

El *PCA* recomienda que para el tráfico liviano la trabazón de agregados funciona eficazmente con juntas espaciadas 4.50 m . Para el diseño del pavimento se toma en consideración la recomendación empleada por el *PCA*.

La cantidad del acero longitudinal de refuerzo se determina aplicando las cuantías mínimas para retracción y temperatura que indica el código ACI 7.11

$$A_s = 0.0018bh \quad (4.7. 2)$$

Se considera un ancho efectivo $b = 100\text{ cm}$ de pavimento.

$$s = 0.0018(100)(16)$$



$$A_s = 2.88 \text{ cm}^2/\text{metro de pavimento}$$

El refuerzo por retracción y temperatura preferiblemente se coloca mallas en lugar de barras longitudinales.

CAPÍTULO 5: IMPLEMENTACIÓN DE HOJAS ELECTRÓNICAS PARA DISEÑO.

El presente capítulo se basa en la explicación del funcionamiento de las hojas electrónicas que han sido creadas para realizar el diseño de elementos de hormigón armado y de acero estructural.

5.1 HOJAS ELECTRÓNICAS PARA DISEÑO DE ELEMENTOS EN HORMIGÓN ARMADO.

Las hojas electrónicas que se han desarrollado permiten realizar el diseño de los siguientes elementos: vigas, columnas, losas, zapatas y muros.

Indicaciones Generales del manejo del manejo de las hojas electrónicas:

- Se presentan cinco archivos de Microsoft Excel llamados: diseño de vigas, diseño de columnas, diseño de losas, diseño de muros, diseño de zapatas.
- Al abrir cualquiera de los archivos se puede observar celdas de color amarillo y celdas de color rojo. Las celdas de color amarillo le indican al usuario que debe ingresar los respectivos datos, mientras que las celdas de color rojo indican los mensajes o valores que se deben tomar en consideración.
- Todas las hojas presentan los respectivos parámetros empleados para cada diseño, los parámetros se encuentran de forma visible en la hoja electrónica.
- Las hojas electrónicas presentan la facilidad de elegir las unidades de ingreso de una lista despegable. Entre las principales unidades tenemos:
 - Para unidades de longitud se dispone de: Metros, centímetros, milímetros, pies y pulgadas.
 - Para unidades de momentos flectores y torsores se dispone de: kg-m, kg-cm, lb-ft, lb-in y ton-m.
 - Para unidades presión se dispone de: kg/m², kg/cm², MPa, KPa, Ksi.y N/mm²
 - Para unidades de peso: kg, lb, ton.
- En todos los archivos se requiere ingresar las características geométricas de la sección del elemento ya sean vigas, columnas, losas y muros.



- En todos los archivos se requiere ingresar las siguientes características mecánicas de los materiales; módulo elástico del acero, resistencia a la compresión del hormigón y esfuerzo de fluencia de las barras de refuerzo.
- Las hojas electrónicas presentan valores por defecto como: los coeficientes de reducción de carga cuyos valores son los indicados en la tabla 4.1 y los factores de mayoración considerando 1.2 para carga muerta y 1.6 para carga viva.
- En todas las hojas de diseño se permite escoger el diámetro en mm de las barras de refuerzo de una lista despegable, los diámetros disponibles son los siguientes: 8, 10, 12, 14, 16, 18, 20, 22, 25, 28 y 32. Una vez que se selecciona el diámetro de la barra, automáticamente se calcula el número que se requiere y el espaciamiento respectivo.

5.1.1 HOJAS ELECTRÓNICAS PARA EL DISEÑO DE VIGAS

Al abrir el archivo *diseño de vigas* se presentan seis pestañas que le permite realizar los siguientes diseños: flexión en una viga rectangular, flexión en vigas T, cortante, torsión, longitud de desarrollo y condiciones de servicio. Todas estas pestañas se encuentran conectadas, por lo tanto, si se ingresan los datos de la geometría de la sección para una viga rectangular o T, ya no es necesario volver a introducirla en las demás pestañas.

Este archivo le permite diseñar vigas de forma rectangular o T, y en todas las demás pestañas se presenta una celda que le indica si el tipo de viga a analizar.

- Flexión viga rectangular.

Esta pestaña permite calcular la cantidad de acero de refuerzo para la flexión positiva y negativa. Los datos de entrada son el momento flector, la luz de la viga, y los recubrimientos. En la figura 5.1.1 se puede observar la sección de ingreso de datos.

DISEÑO A FLEXIÓN POSITIVA EMPLEANDO SIMPLE ARMADURA				
2	flexión	positiva		Tipo de apoyos
3	Mu	29849.873	kg*m	Ambos extremos continuos
4	Mu	2984987.300	kg*cm	
5	Dimensiones de la viga rectangular			
6	b	40.000	cm	SIMPLE ALTURA MÍNIMA
7	h	50.000	m	
8	Luz	8.000	mm	
9	Dimensiones de la Viga rectangular [cm]			
10	b	40.000	cm	
11	h	50.000	cm	
12	recubrimiento flexión	5.000	cm	RECUBRIMIENTO ACEPTABLE
13	recubrimiento cortante	5.000	cm	RECUBRIMIENTO ACEPTABLE
14	d	45.000	cm	Recubrimiento

Figura 5.1. 1 Datos de entrada para el diseño de una viga rectangular.



El resultado del diseño determina si el momento nominal de flexión es eficiente o no es eficiente. (Ver figura 5.1.2). En caso de ser no eficiente se emplea el diseño a doble armadura.

37	<i>Ru</i>	54.595	As/cm2	RU FUERA DEL RANGO
38	<i>ρ</i>	0.012	cm2/cm2	
39	<i>As requerido</i>	16.393	cm2	ACERO SA
40	<i>Mn</i>	2709806.906	kg*cm	
41	<i>ØMn</i>	2438826.216	kg*cm	MOMENTO NO EFICIENTE NECESITA DOBLE ARMADURA

Figura 5.1. 2 Resultados del diseño a flexión para armadura simple.

En la hoja electrónica se presenta una sección para realizar el diseño a doble armadura, el único dato de ingreso es la distancia del recubrimiento y de igual manera la hoja electrónica presenta si el momento nominal es eficiente o no. En la figura 5.1.3 se presenta los resultados del diseño a doble armadura.

21	<i>A's total</i>	3.440	cm2	
22	<i>A's a compresión</i>	3.440	cm2	
23	<i>A's tensión</i>	3.440	cm2	
24	<i>As requerido DA</i>	19.833	cm2	ACERO DA
25	<i>Ø Varilla</i>	10.000	mm	
26	<i>Sección</i>	0.785398164	cm2	
27	<i># Varillas</i>	5		
28	<i>Mn</i>	3316652.556	kg*cm	
29	<i>ØMn</i>	2984987.3	kg*cm	MOMENTO EFICIENTE
30				DISEÑO DE DOBLE ARMADURA SATISFACTORIO
31				
32				

FLEXIÓN VIGA RECTANGULAR
FLEXIÓN VIGA T
CORTANTE
TORSIÓN
LONG

Figura 5.1. 3 Resultados del diseño a doble armadura.

Si el diseño es con simple armadura o con doble armadura, por último se determina el diámetro de las barras de refuerzo y se verifica que el número requerido de barras tengan un espaciamento aceptable. (Ver figura 5.1.4)

42	NÚMEROS DE VARILLAS PARA REFUERZO A TENSIÓN		
43	<i>Ø Varilla</i>	22.000	mm
44	<i>Sección</i>	3.801	cm2
45	<i>As diseño</i>	22.808	cm2
46	<i># Varillas</i>	6.000	
47	<i>filas</i>	1.000	
48	<i># Varillas/fila</i>	6.000	
49	<i>Espaciamento filas</i>	3.000	cm
50	<i>Espaciamento</i>	4.000	cm
51	<i>b calculado</i>	30.000	cm

Figura 5.1. 4 Cantidad y separación de las barras de refuerzo longitudinal.

EL procedimiento para la flexión negativa es el mismo, solo que el valor del momento flector se debe ingresar en la celda B67. Es muy importante que se respete la ubicación de los momentos flectores ya que las demás pestañas se encuentran anidadas entre sí.

- Flexión viga T.



Los datos de entrada son los mismos que para una viga rectangular con la única variación respecto a su geometría. (Ver figura 5.1.5).

	A	B	C	D
1	flexión	positiva		
2	M_u	500.000	ton*m	Tipo de apoyos
3	M_u	50000000.000	kg*cm	
4				
5	Dimensiones de la viga T			
6	b	100.000	cm	
7	h	200.000	cm	CUMPLE ALTURA MÍNIMA
8	bw	40.000	cm	
9	hf	15.000	cm	
10	Luz	10.000	m	

Figura 5.1. 5 Datos de entrada para vigas T

El resultado de diseño que presenta la hoja electrónica establece si el momento nominal es eficiente o no es eficiente. En la figura 5.1.6 se presentan los resultados de diseño para una viga T.

54	Número de varillas de refuerzo y espaciamientos			
55	A_s total	70.46	cm ²	
56	M_n	55555555.56	kg*cm	
57	ϕM_n	50000000	kg*cm	MOMENTO EFICIENTE
58	ϕ Varilla	28	mm	
59	Sección	6.16	cm ²	
60	A_s diseño	73.89	cm ²	CUMPLE REQUERIMIENTO DE A_s
61	# Varillas	12		
62	Filas	1		
63	# Varillas / fila	12		
64	Espaciamiento varillas	2.73	cm	ESPACIAMIENTO NO ACEPTABLE
65	Espaciamiento filas	3.00	cm	ESPACIAMIENTO ACEPTABLE
66	b calculado	40	cm	

Figura 5.1. 6 Resultados del momento nominal para viga T.

Si el momento es eficiente se selecciona el diámetro de las barras de refuerzo, y se verifica que el número requerido de barras tengan un espaciamento aceptable. (Ver figura 5.1.6).

Para la flexión negativa es el mismo procedimiento, tomando en consideración que el momento flector negativo se debe colocar en la celda B69. Es muy importante respetar el orden ya que las demás pestañas se encuentran anidadas entre sí.

- Diseño a cortante.

Los datos de entrada que se requiere son: El cortante último V_u y el cortante V_{ud} ubicado a una distancia d medido desde el apoyo de la viga. Si se selecciona el tipo de viga rectangular, todos los parámetros geométricos al igual que los parámetros mecánicos del material se extraen de forma automática de la pestaña flexión de viga rectangular, y sucede lo mismo si se selecciona el tipo de viga T. En la figura 5.1.7 se presenta la sección de ingreso de datos.



	A	B	C	D	E	F
1	DISEÑO A CORTANTE					
2	Vu	30000	kg			
3	Vud	26625	kg			
4	Cargas de trabajo					
5	Vu	30000	kg			
6	Vud	26625	kg			
7						
8	Tipo	viga rectangular				
9	Dimension de la viga					
10	bw	30	cm			
11	h	50	cm			
12	d	45	cm			
13	b patin		cm			
14	hf		cm			
15	redubrimiento	5	cm			
16	luz	8	m			

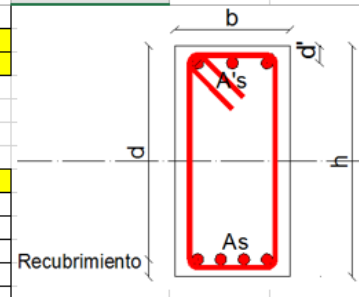


Figura 5.1. 7 Ingreso de datos para el diseño a cortante.

El resultado del diseño es una tabla resumen que indica la separación de los estribos en 4 diferentes tramos, pero si la separación entre estribos es muy corta el usuario puede incrementar el diámetro y verificar la separación más adecuada, por defecto se coloca refuerzo de 8 mm de diámetro.

	A	B	C	D	E	F
43	Tramo	ϕ	# Estribos	Separación [cm]	Longitud [m]	Longitud Acumulada [m]
44	1	8	1	22.5	0.225	0.225
45	2	8	28	9	2.52	2.745
46	3	8	3	23	0.69	3.435
47	4	8	2	23	0.46	3.895

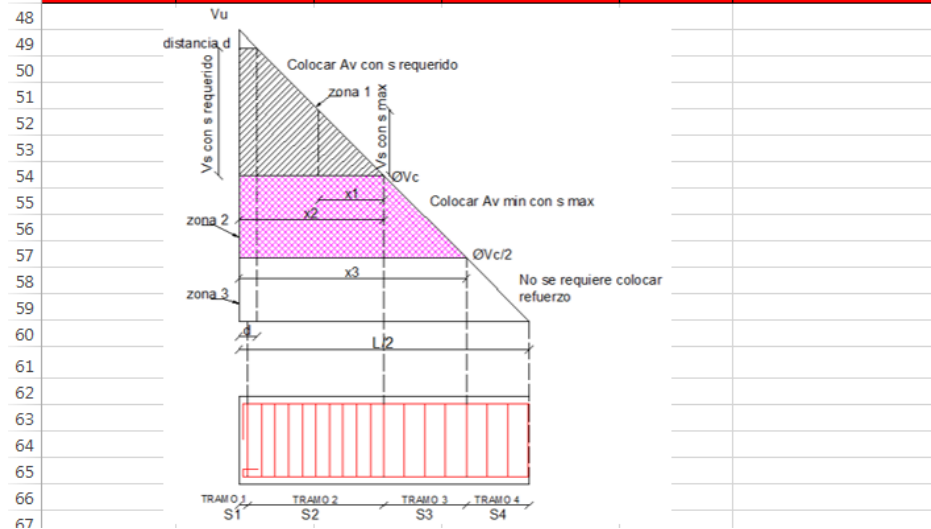


Figura 5.1. 8 Resultados del diseño a cortante.

Si en la tabla resumen se presentan valores negativos, significa que se debe colocar la mínima cantidad de acero transversal a lo largo de toda la viga.

- Diseño a torsión.

Los datos de entrada que se requieren son el momento torsor y el cortante último ubicados a una distancia d medidas desde el apoyo. De igual manera se puede



seleccionar el tipo de viga a analizar y automáticamente se extraen los datos desde la pestaña del diseño de flexión. (Ver figura 5.1.9).

	A	B	C	D	E	F
1	DISEÑO A TORSIÓN					
2	Vud	26625	kg			
3	Tud	1200	kg*m			
4	Cargas de trabajo					
6	Vud	26625	kg			
7	Tud	120000	kg*cm			
9	Tipo	viga rectangular				
10	bw	30	cm			
11	h	50	cm			
12	d	45	cm			

Figura 5.1. 9 Datos de entrada para el diseño a torsión.

El resultado del diseño es una tabla resumen en cual se presentan dos posibles soluciones; la primera determina la separación de los estribos de torsión y cortante por separado, mientras que la segunda opción presenta una separación de estribos que combina, por defecto el diámetro del refuerzo es de 8mm. En la figura 5.1.10 se observa el resultado del diseño de torsión.

	A	B	C	D	E	F	G	H
55	s max torsión seleccionado	15	cm					
56	s requerido a torsión	18	cm			ESPACIAMIENTO NO ACEPTABLE		
57	s combinado	6	cm			ESPACIAMIENTO ACEPTABLE		
59	Av+2At	2.010619299	cm ²			CUMPLE REQUERIMIENTO		
60	Al	3.351032164	cm ²			COLOCAR AL MÍNIMO		
61	Al min	4.007636194	cm ²					
62	x1	2.58451732	m					
63	X2	2.529476636	m					
64	bt+d	0.65	cm					
65	X3	3.179476636	m					
66	Torsión							
67	Tramo	ø	# Estribos	Separación [cm]	Longitud [m]	Longitud Acumulada [m]		
68	1	8	21	15	3.15	3.15		
70	Cortante							
71	Tramo	ø	# Estribos	Separación [cm]	Longitud [m]	Longitud Acumulada [m]		
72	1	8	1	23	0.23	0.23		
73	2	8	26	9	2.34	2.57		
75	Torsión Y Cortante							
76	Tramo	ø	# Estribos	Separación [cm]	Longitud [m]	Longitud Acumulada [m]		
77	1	8	53	6	3.18	3.18		

Figura 5.1. 10 Resultados del diseño a torsión.

La presencia de separaciones negativas en la tabla resumen indican que no se requiere refuerzo a torsión o cortante, según sea el caso respectivo.

- Longitud de desarrollo.

Esta sección se ha desarrollado como un complemento para el diseño a flexión, lo único que se requiere es seleccionar el tipo de viga a analizar, y si se desea conocer la longitud de desarrollo para la flexión positiva o negativa, dando como resultado dos tablas de cálculo; la primera emplea la ecuación general para



determinar la longitud de desarrollo, mientras que la segunda emplea la formulación simplificada. El criterio de selección queda a criterio del diseñador. (Ver figura 5.1.11).

35	ld	80.71	∅	177.57	cm
36	factor reducción por la	0.89	∅		
37	ld reducida	71.91	∅	158.20	cm
38					
39	Fórmulas simplificadas para determinar ld				
40	ld 1	66.50	∅	146.30	cm
41	ld 1 reducida	59.25	∅	130.34	cm
42	ld 2	100.70	∅	221.53	cm
43	ld 2 reducida	89.71	∅	197.37	cm

Figura 5.1. 11 Resultados de longitud de desarrollo.

La hoja electrónica también calcula la longitud de desarrollo para ganchos estándar, ya sean a 90° o 180°. (Ver figura 5.1.12).

47	LONGITUD DE DESARROLLO PARA VARILLAS CON GANCHOS		
48	l hb	44.73	cm
49	f1	1.00	Para barras con diferentes valores de fy
50	f2	0.70	Para varillas menores que 35mm y recubrimiento lateral menor o igual 60mm, empleando ganchos a 90
51	f3	1.00	Gancho esta rodeado de estribos con una espaciamiento menor a 3db
52	f4	0.87	Factor de reducción en función de la cantidad de acero
53	f5	1.00	Concreto de agregados livianos
54	f6	1.00	Ganchos con recubrimiento epóxico
55	factor total	0.61	
56	l hb	27.34	cm
57	Ángulo dobléz	90.00	grados
58	Diámetro dobléz	9.00	cm
59	R doblado	4.50	cm
60	longitud del gancho	26.40	cm

Figura 5.1. 12 Longitud de desarrollo para ganchos estándar.

- Condiciones de servicio.

Los datos de ingreso son: la carga viva, la carga muerta, el porcentaje considerado para cargas instantáneas. De igual manera se debe seleccionar el tipo de viga a analizar y el tipo de la densidad del concreto.

Para calcular la deflexión se debe seleccionar un tipo de las siguientes condiciones de apoyo:

- Extremos continuos 1: La inercia efectiva promedio se considera como el 50 por ciento de la inercia efectiva positiva y negativa
- Extremos continuos 2: La inercia efectiva promedio se considera como el 70 por ciento de la inercia efectiva positiva y un 30 por ciento de la inercia efectiva negativa



- Un extremo continuo y el otro simplemente apoyado: La inercia efectiva promedio se considera como un 85 por ciento de la inercia efectiva positiva y un 15 por ciento de la inercia efectiva negativa.

Es necesario seleccionar el tipo de viga en función de la carga y condiciones de apoyo para establecer la deflexión mediante las fórmulas de la teoría de la elasticidad. Los tipos de vigas varían desde el literal a hasta el literal f. Por último se selecciona el tiempo para el cual se requiere determinar la deflexión, los tiempos que permite seleccionar la hoja electrónica son: 3, 6, 12 meses y 5 años o más. En la figura 5.1.13 se observa los resultados de la deflexión correspondiente al tipo de viga seleccionada.

	A	B	C	D	E	F	G
49	Seleccione la viga en función del tipo de apoyo y de la carga aplicada		literal			TIPOS DE CARGAS	
50			b				
51							
52	Deflexión Δ_{cv+cm}	1.51	cm				
53	ξ	1.00	3 meses				
54	λ	1.00					
55	Deflexión Δ_{cm}	0.75	cm	Carga muerta			
56	Deflexión Δ_{cv}	0.73	cm	Instantáneas			
57	Deflexión Δ_{cv}	0.18	cm	Largo plazo			
58	Deflexión total	1.67	cm				
59							
60							

Figura 5.1. 13 Resultados de la deflexión.

5.1.2 HOJAS ELECTRÓNICAS PARA EL DISEÑO DE COLUMNAS DE HORMIGÓN ARMADO.

Al abrir el archivo *diseño de columnas* se presentan dos pestañas que permiten el diseño de: columnas con refuerzo lateral y columnas con refuerzo distribuido. Los datos de entrada correspondiente a la geometría de la sección es el mismo para ambos diseños. En la figura 5.1.14 observa la sección de ingreso de datos.

	A	B	C
1			
2	Pu	120000	kg
3	Mu x	610000	kg*cm
4	Mu y	1200000	kg*cm
5			
6	Pu	120000	kg
7	Mu y	1200000	kg*cm
8	mo	0.1	
9	Dimensiones de la columna		
10	b	30	cm
11	h	60	cm
12	l	3	m
13			

Figura 5.1. 14 Datos de ingreso para diseñar columnas.

- Diseño de columnas con refuerzo lateral.



Universidad de Cuenca

Los datos de entrada que se requieren son la fuerza axial y el momento flector. Para diseñar las columnas de debe seleccionar el diámetro y el número total de barras se refuerzo longitudinal. La hoja electrónica presenta un número de barras mínimo de cuatro y un máximo de veinte, variando de dos en dos.

Para verificar si la columna es capaz de resistir la fuerza axial y el momento flector se presiona el botón *Calcular carga axial máxima* y como resultado se puede observar el diagrama de interacción acompañado de un mensaje indicando si el diseño es satisfactorio o no. (Ver figura 5.1.15).

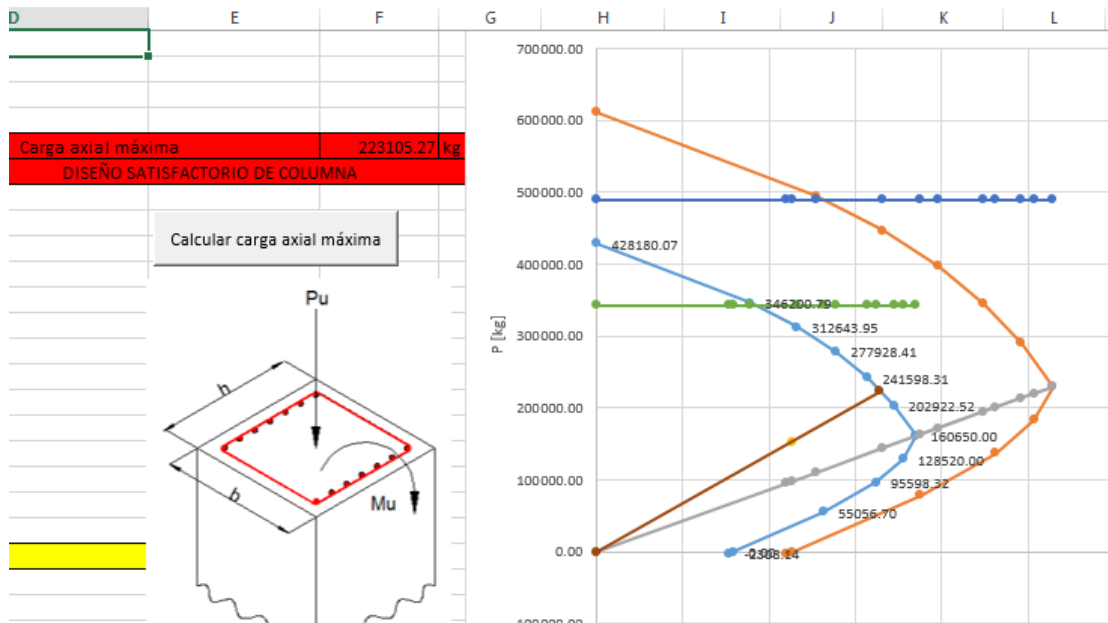


Figura 5.1. 15 Diagrama de interacción para columnas con refuerzo lateral.

- Diseño de columnas con refuerzo distribuido.

Los datos de entrada que se requieren son la fuerza axial, el momento flector con respecto al eje x, y el momento flector con respecto al eje y. Para diseñar las columnas se debe seleccionar el diámetro y el número total de barras de refuerzo longitudinal. La hoja electrónica presenta la siguiente posibilidad de distribución de refuerzo; 8, 12, 16 y 20 barras en todo el contorno de la columna.

Para determinar si columna es capaz de resistir la fuerza axial y los momentos flectores se realiza el siguiente procedimiento:

- Se selecciona la excentricidad e_x .
- Se presiona el botón *Calcular la capacidad máxima de la columna*.
- Se selecciona la excentricidad e_y .
- Se presiona el botón *Calcular la capacidad máxima de la columna*.
- Verificar el mensaje indicando si el diseño es satisfactorio o no.



En la figura 5.1.16 se presenta el diagrama de interacción de una columna con refuerzo distribuido acompañado de la tabla resumen que indica las observaciones del diseño. Es muy importante verificar si la carga axial de diseño es mayor al diez por ciento de la capacidad de la columna, en caso de ser inferior, la columna debe ser diseñada por otro método.

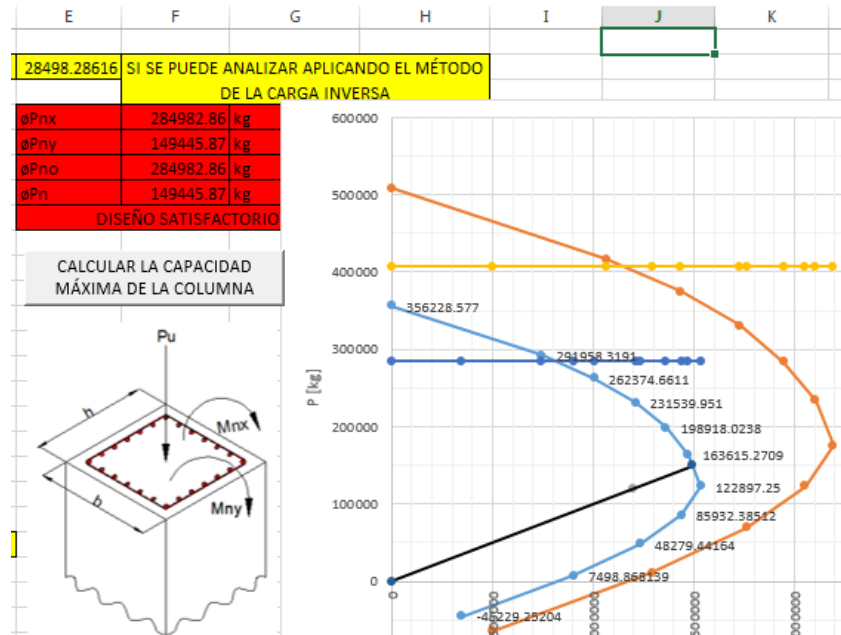


Figura 5.1. 16 Diagrama de interacción para columnas con refuerzo distribuido.

5.1.3 HOJAS ELECTRÓNICAS PARA EL DISEÑO DE LOSAS BIDIRECCIONALES.

Al abrir el archivo *diseño de losas* se presentan dos pestañas: losas macizas bidireccionales y losas nervadas bidireccionales.

- Losas macizas bidireccionales.

Los datos de entrada que se requieren son: la carga viva, la carga muerta, y las dimensiones de la losa, considerado que L_x hace referencia al lado corto del panel de losa a analizar. En la figura 5.1.17 se observa la sección de ingreso de datos.

	A	B	C	D	E
1	Carga Viva	250	kg/m ²		
2	Carga Muerta	100	kg/m ²		
3	Cargas de trabajo [kg/m ²]				
4	Carga Viva	250	kg/m ²		
5	Carga Muerta	100	kg/m ²		
6					
7	Características Mecánicas del Hormigón y del Acero de refuerzo				
8	f'_c	240	kg/cm ²		
9	F_y	4200	kg/cm ²		
10	E_s	2000000	kg/cm ²		
11	Peso hormigón	2400	kg/cm ²		



Figura 5.1. 17 Datos de ingreso para losas macizas.

Para realizar la distribución de esfuerzos en la losa se debe seleccionar el tipo de panel a analizar y presionar en el botón que se encuentra bajo el dibujo correspondiente. En la figura 5.1.18 se puede observar los tipos de paneles disponibles.

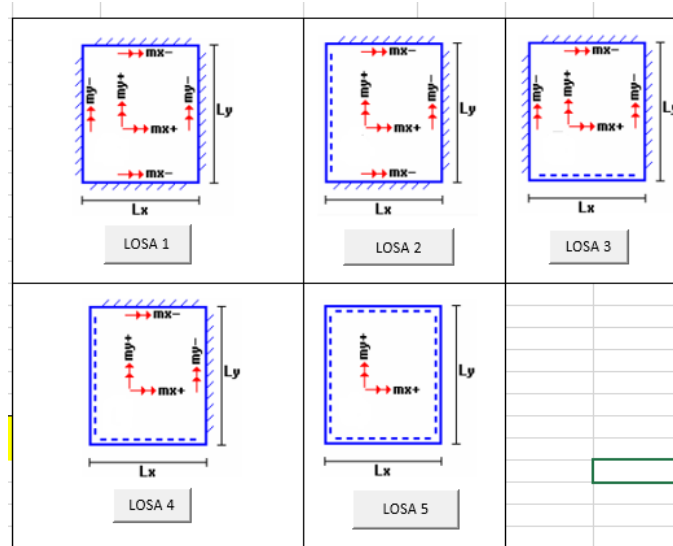


Figura 5.1. 18 Tipos de paneles de losas macizas.

Al presionar el botón como resultado del diseño se presenta una tabla resumen donde se determina la cantidad de acero y verifica si el diseño es válido o no es válido, además la tabla resumen permite escoger el diámetro de las barras para determinar una separación aceptable. En la figura 5.1.19 se presenta el diseño de la losa maciza.

	Momento	Ru	As	Diámetro [mm]	Sección [cm ²]	# Barras	Espaciamiento	b calculado	Observaciones del diseño
68	Momento								
69	Muy (-)	19.72	5.95	12	1.13	5	25	100	ESPACIAMIENTO VÁLIDO DISEÑO VÁLIDO
70	Muy (+)	9.00	4.00	10	0.79	5	25	100	ESPACIAMIENTO VÁLIDO DISEÑO VÁLIDO
71	Mux (-)	16.51	4.94	10	0.79	6	20	100	ESPACIAMIENTO VÁLIDO DISEÑO VÁLIDO
72	Mux (+)	6.35	4.00	10	0.79	5	25	100	ESPACIAMIENTO VÁLIDO DISEÑO VÁLIDO

Figura 5.1. 19 Tabla resumen del diseño de losas macizas.

- Losas nervadas bidireccionales.

Los datos de entrada que se requieren son: la carga viva, la carga muerta, las dimensiones de la losa, y las dimensiones de los casetones de alivianamiento. La hoja electrónica presenta por defecto casetones de 40cm x 40cm y altura de 20cm. En la figura 5.1.20 se presenta la sección de ingreso de datos.

19	Dimensiones de la losa	
20	espesor	10.00 cm
21	Lx	8.00 m
22	Ly	8.00 m
23	Dimensiones del bloque de alivianamiento	
24	largo (x)	40.00 cm
25	ancho (y)	40.00 cm
26	altura	20.00 cm
27	# Bloques /m2 (x)	2
28	# Bloques /m2 (y)	2

Figura 5.1. 20 Datos de entrada para losas nervadas bidireccionales.

Para realizar la distribución de los esfuerzos se presiona el botón que se encuentra debajo del panel correspondiente y se presenta de forma automática una tabla resumen indicando las cantidades de acero que se requiere por cada nervio. En la figura 5.1.21 se observa los tipos de paneles, mientras que en la figura 5.1.22 se observa la tabla resumen de diseño.

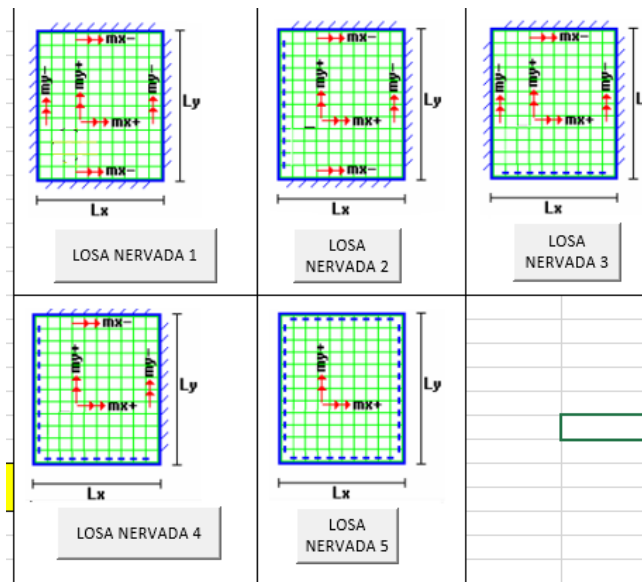


Figura 5.1. 21 Tipos de paneles de losa nervada

88	# Nervios Y	2.00	Tabla resumen del diseño de la losa nervada						
89	Momento	Ru	As cm2/m	As cm2 /nervio	As cm2 colocar/nervio	Diámetro mm	Sección cm2	# Barras/nervio	Observación del diseño.
90	Muy (-)	40.64	5.91	2.95	2.95	2.95	16	2.01	1 DISEÑO SATISFACTORIO
91	Muy (+)	3.72	2.42	1.21	1.80	1.80	14	1.54	1 DISEÑO SATISFACTORIO
92	Mux (-)	40.64	5.91	2.95	2.95	2.95	16	2.01	1 DISEÑO SATISFACTORIO
93	Mux (+)	3.72	2.42	1.21	1.80	1.80	14	1.54	1 DISEÑO SATISFACTORIO

Figura 5.1. 22 Resultados de diseño de losa nervada.

5.1.4 HOJAS ELECTRÓNICAS PARA EL DISEÑO DE ZAPATAS.

Al abrir el archivo *diseño de zapatas* se debe ingresar los siguientes datos: Cargas de servicio, carga sísmica, momentos flectores con respecto al eje x, momentos flectores con respecto al eje y, propiedades mecánicas del suelo de cimentación,



profundidad de cimentación y los factores de mayoración que la hoja electrónica tiene por defecto 1.2 para carga muerta, 1.6 para carga viva y 1.0 para carga de sismo. En la figura 5.1.23 se observa la sección de ingreso de datos.

	A	B	C
1	Cargas en la zapata		
2	Carga Viva	60000.00	kg
3	Carga Muerta	40000.00	kg
4	Carga Sismo	20000.00	kg
5	Propiedades del suelo		
6	qa	2.50	kg/cm2
7	Profundidad de cimentación	1.00	m
8	Peso suelo más peso zapata	1900.00	kg/m3
9			
10	Propiedades mecánicas del hormigón y del acero de refuerzo		
11	f'c	240.00	kg/cm2
12	fy	4200.00	kg/cm2
13	Es	2000000.00	kg/cm2
14	Factores de carga		
15	factor viva	1.60	
16	factor muerta	1.20	
17	factor sismo	1.00	

Figura 5.1. 23 Datos de ingreso para diseñar zapatas.

Para complementar el ingreso de datos se requiere colocar las dimensiones de la columna, considerando que el lado P_1 está en dirección del lado a de la zapata, el material de la columna ya sea de hormigón o de acero y por último se selecciona el tipo de zapata. El tipo de zapata puede ser para muro o para columnas centrales. Se debe considerar que cuando se coloca columnas de acero se debe colocar las dimensiones de la placa considerando que LP_1 está en dirección del lado a de la zapata.

Una vez ingresado todos los datos se debe seleccionar el lado a y el lado b de la zapata, los lados son correctos cuando la celda presenta el mensaje de: *sección válida*. En la figura 5.1.24 se observa todos los parámetros considerados para el diseño del lado a de la zapata.

	A	B	C	D
51	Dimensionamiento definitivo			
52	a (lado largo)	260.00	cm	
53	b (lado corto)	280.00	cm	
54	Área definitiva	72800.00	cm2	
55	β	1.08		
56	DISEÑO DE ZAPATA LADO A			
57	ESFUERZOS GLOBALES DEL SUELO			
58	q max total	2.04	kg/cm2	SECCIÓN ACEPTABLE
59	q1	2.78	kg/cm2	
60	q 2	2.19	kg/cm2	
61	q 3	2.32	kg/cm2	
62	q 4	1.73	kg/cm2	

Figura 5.1. 24 Parámetros considerados para el diseño de zapatas.

Si la sección de la zapata es válida, la hoja electrónica calcula los esfuerzos del suelo considerados para la falla a cortante y flexión. Para completar el diseño de la



zapata se impone un peralte efectivo d y se verifica que cumpla con todos los criterios de diseño a tracción diagonal y punzonamiento, en la figura 5.1.25 se puede observar con mayor detalle.

	A	B	C	D
63	ESFUERZOS DEL SUELO PARA CORTANTE			
64	q max definitivo	2.55	kg/cm ²	
65	q min definitivo	1.96	kg/cm ²	SECCIÓN ACEPTABLE
66	d tracción diagonal	28.08	cm	Posibles valores
67	d punzonamiento	34.28	cm	Posibles valores
68	d	37.00	cm	
69	bo perímetro crítico	348.00	cm	
70	qu tracción diagonal	2.47	kg/cm ²	
71	qu punzonamiento	2.25	kg/cm ²	
72	ESFUERZOS DEL SUELO PARA FLEXIÓN			
73	qu flexion y	2.66	kg/cm ²	
74	FUERZAS CORTANTES			
75	Vn tracción diagonal	72303.64	kg	
76	Vn punzonamiento	186508.32	kg	
77	Vu tracción diagonal	47037.31	kg	CUMPLE TRACCIÓN DIAGONAL
78	Vu punzonamiento	146948.96	kg	CUMPLE PUNZONAMIENTO
79	MOMENTOS FLEXIONANTES CON RESPECTO AL EJE Y			
80	Mny	4102755.82	kg*cm	

Figura 5.1. 25 Diseño a tracción diagonal y punzonamiento de la zapata.

Si las observaciones presentadas indican que se cumple con el diseño a tracción diagonal y punzonamiento, el valor del peralte efectivo d es aceptable y por último se selecciona el diámetro de las barras de refuerzo para el diseño de flexión. (Ver figura 5.1.26).

	A	B	C	D
88	As colocar	34.53	cm ²	
89	ø varilla	18.00	mm	
90	sección de varilla	2.54	cm ²	
91	# Varillas	14.00		
92	recubrimiento vertical	8.00	cm	CUMPLE NORMATIVA
93	recubrimiento horizontal	5.00	cm	
94	H	45.00	cm	
95	separación	20.80	cm	CUMPLE NORMATIVA
96	b calculado	280.40	cm	

Figura 5.1. 26 Resultados del diseño a flexión de la zapata.

En caso de emplear zapatas rectangulares la hoja electrónica posee la distribución del acero de refuerzo para el lado largo de la zapata según lo indicado por el código ACI. (Ver figura 5.1.27).



B	C	D	E
Distribución de acero para zapatas rectangulares.			
Franja central	260.00	cm	
γ_s	0.96		
$A_s \gamma_s$	33.25		
ϕ varilla	12.00	mm	
sección de varilla	1.13	cm ²	
# varillas	30.00		
separación en la franja	8.70	cm	CUMPLE NORMATIVA
$(1 - \gamma_g) A_s$	1.28	cm ²	
ϕ varilla	10.00	mm	
sección de varilla	0.79	cm ²	
# varillas	2.00		
separación sobrante	10.00	cm	CUMPLE NORMATIVA
b calculado	272.30	cm	

Figura 5.1. 27 Distribución del refuerzo a flexión para zapatas rectangulares.

5.1.5 HOJAS ELECTRÓNICAS PARA EL DISEÑO DE MUROS.

Al abrir el archivo diseño de muros se presenta las siguientes tres pestañas: Cargas laterales, diseño de muros de voladizo y diseño de muros apoyados.

- Cargas laterales.

Los datos que se deben ingresar son los siguientes: Datos de las características físicas y mecánicas del suelo de relleno, datos geométricos del muro, coeficientes de aceleración sísmica y datos de sobrecarga. En la figura 5.1.28 se puede observar la sección de ingreso de datos.

	A	B	C
1	Datos del suelo de relleno		
2	γ	1970.00	kg/m ³
3	ϕ	30.00	Grados
4	C	0.00	kg/cm ²
5	Tipo de grano	Grueso	
6	IP	11.46	%
7	Tipo de suelo	Blandos	
8	Datos del muro		
9	Datos del muro		
10	H	6.30	m
11	Espesor	30.00	cm
12	θ	0.00	Grados
13	δ	0.00	Grados
14	α	0.00	Grados
15	Datos sísmicos		
16	Datos sísmicos		
17	Ao	0.25	g

Figura 5.1. 28 Datos de entrada para determinar la distribución de la presión lateral de tierras.

Para determinar el diagrama de distribución la hoja electrónica permite escoger uno de los siguientes tres estados del suelo: estado en reposo, estado activo de Rankine y estado Activo de Coulomb. Después de seleccionar el estado del suelo la hoja electrónica determina la carga de presión de tierras superior y la carga inferior considerando las dos siguientes hipótesis: la primera hipótesis es la carga lateral del suelo más la sobrecarga; la segunda hipótesis es la carga lateral del



Universidad de Cuenca

suelo más el incremento dinámico por el sismo y la sobrecarga. Para el incremento dinámico por el sismo la hoja electrónica permite seleccionar entre la teoría de Mononobe Okabe, la norma chilena y la norma venezolana. En la figura 5.1.29 se presenta los correspondientes diagramas de presión.

60	Diagrama de presiones	Carga Lateral+Sobrecarga	Diagrama de presiones	Carga Lateral+Sismo+Sobrecarga
61	Carga superior	100.00 kg/m ²	Carga superior	2168.50 kg/m ²
62	Carga inferior	6010.00 kg/m ²	Carga inferior	8078.50 kg/m ²
63	Empuje total	18330.00 kg	Empuje total	30741.00 kg
64	Diagrama de presiones	Carga Lateral+Sobrecarga		
65	factor de mayoración	1.60		
66	carga superior	160.00 kg/m ²		
67	carga inferior	9616.00 kg/m ²		

Figura 5.1. 29 Distribución de presiones laterales del suelo.

- Diseño de muros de voladizo.

Los datos de entrada que se requieren son los mismos empleados para la pestaña de *cargas laterales* incluyendo la geometría del muro. En la figura 5.1.30 se puede observar los datos de entrada.

	A	B	C	D	E
1	Datos del suelo de relleno				
2	γ	1970.00 kg/m ³			
3	ϕ	30.00 Grados			
4	C	0.00 kg/m ²			
5	Tipo de grano	Grueso			
6	IP	30.00 %			
7	Datos del muro				
9	H	6.30 m			
10	Espesor superior	0.30 m			
11	Espesor inferior	0.70 m			
12	θ	0.00 Grados			
13	δ	0.00 Grados			
14	α	0.00 Grados			
15	Datos sísmicos				
16	Ao	0.25 g			

Figura 5.1. 30 Datos de entrada para el diseño de muros en voladizo.

Para diseñar la pantalla del muro se presiona en el botón *calcular caso 1*, *calcular caso 2* y por último se presiona el botón *Diseñar la pantalla del muro*. El caso 1 calcula las fuerzas cortantes y momentos flectores de la carga del suelo más la sobrecarga, el caso 2 calcula para la carga del suelo, la sobrecarga y el incremento dinámico y el botón *diseñar pantalla de muro* selecciona las fuerzas cortantes y momentos flectores mayores entre ambos casos, determina si la sección de muro satisface el cortante y calcula la cantidad respectiva de acero requerido para flexión. En la figura 5.1.31 se presenta la tabla resumen del diseño de los muros de voladizo.



71	recubrimiento	8	cm										
72	Ø Flexión	0.9				Diseñar pantalla del muro		Calcular el número de Barras					
73	Ø Cortante	0.85											
74	Y [m]	Espesor Muro	Vu [kg]	Mu [kg-m]	ØVc [kg]	Ru	As requerido [cm ²]/m	As mínimo [cm ²]/m	As colocar [cm ²]/m				
75	1.00	36.35	1295.81	578.85	19785.24	CUMPLE	0.80	0.54	6.54	6.54			
76	2.00	42.70	3731.96	3179.51	24216.42	CUMPLE	2.93	2.45	7.69	7.69			
77	3.00	49.05	7308.45	9098.14	28647.61	CUMPLE	6.00	5.97	8.83	8.83			
78	4.00	55.40	12025.28	19630.93	33078.79	CUMPLE	9.71	11.27	9.97	11.27			
79	5.00	61.75	17882.45	36074.05	37509.98	CUMPLE	13.88	18.46	11.11	18.46			
80	6.00	68.10	24879.97	59723.65	41941.16	CUMPLE	18.37	27.68	12.26	27.68			
81	6.30	70.00	27201.59	68417.57	43270.52	CUMPLE	19.78	30.86	12.60	30.86			

Figura 5.1. 31 Tabla resumen del diseño de la pantalla del muro en voladizo.

Si se desea se puede seleccionar el diámetro de la barras y presionar el botón *Calcular número de barras*. Este botón determina el espaciamiento entre las barras.

-Diseño de muros apoyados.

Esta sección sirve para el diseño de muros de retención de tierra que se encuentran simplemente apoyados, este diseño solo sirve como máximo para dos niveles de pisos, es decir para un muro que tiene como máximo dos vanos.

Los datos de ingreso son: la carga lateral mínima, la carga lateral máxima, longitud del tramo a, longitud del tramo b y las características mecánicas de los materiales. En la figura 5.1.32 se puede observar los datos de ingreso con mayor detalle.

	A	B	C	D	E	F
1	Datos de la carga					
2	Carga mínima	160.00	kg/m ²			
3	Carga máxima	9616.00	kg/m ²			
4	Datos del muro					
6	La	3.00	m			
7	Lb	3.00	m			
8	espesor	35.00	cm			
10	Propiedades mecánicas del hormigón y del acero de refuerzo					
11	f'c	240.00	kg/cm ²			
12	fy	4200.00	kg/cm ²			
13	Es	2000000.00	kg/cm ²			
14	Peso específico Ho	2400.00	kg/m ³			

Figura 5.1. 32 Datos de ingreso para muros apoyados.

Después de haber ingresado todos los datos, se presiona el *botón calcular momentos*, este botón calcula el diagrama de las fuerzas cortante y momentos flectores a los que va a estar sometido la pantalla del muro de retención. (Ver figura 5.1.33).

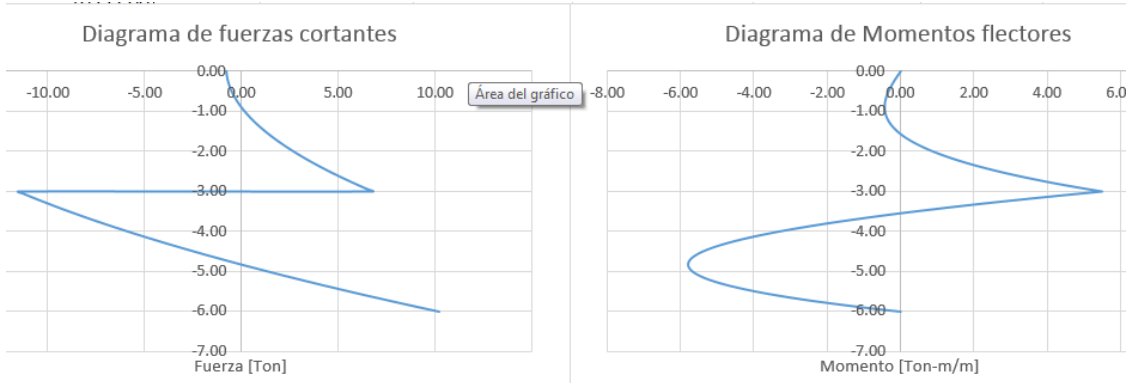


Figura 5.1. 33 Momentos flectores y fuerzas cortantes en la pantalla del muro apoyado.

Por último el usuario debe presionar el *botón diseñar pantalla del muro* y automáticamente en la parte inferior de la hoja electrónica se presenta una tabla resumen indicando la cantidad de acero de refuerzo longitudinal que se requiere para cada tramo del muro, además verifica si la cantidad de acero no excede la cantidad máxima permitida. Si el usuario desea en esa misma tabla resumen puede elegir el diámetro de las barras y presionar el *botón número de barras*, este botón calcula la separación y el número de barra que se van a colocar para determinado diámetro.

	Tipo de Momentos	Momento [Kg-m]	Ru	As calculado	As requerido	Observación	Ø Barra [mm]	Sección n [cm ²]	# Barras	Separación n [cm]	máxima
173											
174	M max (+) Tramo 1	376.05	0.67	0.43	9.00	CANTIDAD DE ACERO VÁLIDA	14	1.5394	5	20	CUMPLE NORMATIVA
175	M max (+) Tramo 2	22.49	8.84	5.83	9.00	CANTIDAD DE ACERO VÁLIDA	14	1.5394	5	20	CUMPLE NORMATIVA
176	M max (-) Tramo 1	350.79	8.38	5.52	9.00	CANTIDAD DE ACERO VÁLIDA	14	1.5394	5	20	CUMPLE NORMATIVA
177	M max (-) Tramo 2	350.79	8.38	5.52	9.00	CANTIDAD DE ACERO VÁLIDA	14	1.5394	5	20	CUMPLE NORMATIVA
178		Rumin	13.52	As min	9.00						
179		Rumax	44.61	As max	32.88						

Figura 5.1. 34 Resumen del diseño de la pantalla del muro apoyado.

5.2 HOJAS ELECTRÓNICAS PARA DISEÑO EN ACERO

Se presenta un solo libro en el que se debe tener presente:

- El ingreso de los datos para trabajar permite variar las unidades tanto de longitud, áreas y momentos.
- Todos los cálculos realizados son trabajados en kilogramos y centímetros.
- Los resultados presentados están en kilogramos y metros.
- En las celdas de color tomate se deberá ingresar los respectivos valores de diseño, ya sean valores de longitud, esfuerzos y dimensionamientos de secciones.
- Las celdas que están con un color gris presentan un menú despegable que permite variar las opciones correspondientes para cada caso.

La primera hoja llamada ACERO permite ingresar los valores característicos del material como el límite de fluencia, límite de ruptura y módulo de elasticidad con



los cuales se va a trabajar. En la figura 5.2.1 se puede observar el ejemplo de un acero A36 con sus respectivas características.

	A	B	C
1	CARACTERISTICAS DEL ACERO		
2	Datos de ingreso		
3	Fy	36	ksi
4	Fu	50	ksi
5	E	2045000	kg/cm2
6			
7	Valores a trabajar		
8	Fy	2531	kg/cm2
9	Fu	3515	kg/cm2
10	E	2045000	kg/cm2
11	μ	0.3	
12	G	790000	kg/cm2

Figura 5.2. 1 Valores de diseño del acero

La hoja UNIDADES tiene una base de datos con las cuales trabaja el programa como longitud, peso, momento y esfuerzos. En la figura 5.2.2 se observa el listado de unidades en las que se puede ingresar los valores para el diseño.

	A	B	C	D	E	F
1	CONVERSIONES DE UNIDADES					
2	LONGITUD		PESO		MOMENTO	ESFUERZO
3	m	metro	kg	kilogramo	kg*m	kg/m2
4	cm	centimetro	lb	libra	kg*cm	kg/cm2
5	mm	milimetro	ton	tonelada	lb*ft	MPa
6	ft	pie			lb*pulg	KPa
7	in	pulgada			ton*m	ksi
8						N/mm2

Figura 5.2. 2 Unidades de trabajo

DISEÑO A FLEXO COMPRESIÓN

La hoja FLEX-COMP presenta el diseño de un elemento en flexo compresión, este elemento puede ser un perfil tubular rectangular o un perfil I con doble simetría, se debe seleccionar dicho tipo y posteriormente ingresar los valores. El detalle constructivo del elemento ya sea soldado o laminado cambia ciertas propiedades de la sección, dichas propiedades han sido tomadas respecto a la sección 4.6.1.

Para los perfiles laminados presenta una ligera variación en sus respuestas en comparación con la de las tablas que se puede encontrar en catálogos de materiales de acero como Dipac, Ipac, por lo que se recomienda trabajar con los valores de los catálogos.

Los valores a ingresar son carga ultima, momento en eje 3-3, y momentos en ejes 2-2. En la figura 5.2.3 se muestra un ejemplo de un perfil I soldado.



	A	B	C	D	E	F
1	FLEXO COMPRESION					
2	Pu	0	kg			
3	Mu 3-3	700	kg*m			
4	M-max	10664.473	kg*m			
5	MA	1725.802	kg*m			
6	MB	6702.047	kg*m			
7	MC	4264.251	kg*m			
8						
9	SECCION	PERFIL I				
10	DETALLE	SOLDADO				
11						
12	Dimensionamiento de la sección			mm		
13						
14	d	550	mm			
15	tw	6	mm			
16	bf	150	mm			
17	tf	10	mm			
18	OBSERVACIÓN					
19						
20	LONGITUD EFECTIVA					
21	Lb	7	m			
22						
23	Factor de longitud efectiva k					
24	Caso	d	Seleccionar en función de tipos de empotramiento			

Figura 5.2. 3 Hoja de diseño a flexo compresión.

El recuadro OBSERVACIÓN presentará un mensaje de error cuando: para un caso de una columna el valor KL/r sea menor a 200. Para el valor k se elige el respectivo caso que sea (capítulo 6.4).

En la figura 5.2.4 se observa los resultados de esfuerzos y capacidad del elemento. Los resultados del diseño se observa en el recuadro de azul, donde su factor tiene que ser menor a 1 para que cumpla el diseño, el programa evalúa el tipo de comportamiento del elemento, lo clasifica como columnas o viga.

RESULTADOS		FACTOR	
Compresion P1-1		COLUMNA	0.94
Pr=Pu	0	VIGA	0.94
Pc=φc*Pn	16486.94		
Pr/Pc	0.00		
Flexion M2-2		RESUMEN	
Mrx=Mu	10664.47	ELEMENTO	VIGA
Mcx=φb*Mn	13492.98	Factor	0.94
Mrx/Mcx	0.79	CUMPLE	
Flexion M3-3			
Mry=Mu	700		
Mcy=φb*Mn	2671.29		
Mry/Mcy	0.26		

Figura 5.2. 4 Resumen de resultados

Las hojas SECCIÓN I, CUADRADA 2-2 Y CUADRADA 3-3 determina todos los valores de la sección como inercias, áreas, coeficientes a la vez que los respectivos fallos. En la figura 5.2.5 se puede observar todos los valores calculados como áreas, inercias, radios de giro, módulos de sección.



K	L	M
CARACTERISTICAS DE LA SECCION		
AREA	61.80	cm2
Ixx	29316.35	cm4
Iyy	563.45	cm4
rx	21.78	cm
ry	3.02	cm
Sx	1066.05	cm3
Sy	75.13	cm3
Zx	1231.35	cm3
Zy	117.27	cm3
J	13.89	cm4
Cw	410062.50	cm6

Figura 5.2. 5 Valores geométricos de la sección de diseño.

Las hojas compresión y flexión presentan todos los resultados de la capacidad del elemento como Carga, momentos en eje 2-2 y momentos en eje 3-3 nominales. En las figuras 5.2.6 y 5.2.7 se puede observar las capacidades de los elementos, la clasificación de las secciones y el fallo al que se verá sometido.

RESULTADOS COMPRESIÓN	
CARACT. ELEMENTOS	
ALMA	NO ESBELTA
ALAS	NO ESBELTA
ESFUERZO ULTIMO	
FALLO	FLEXION
Pn	18318.82
ϕPn	16486.94

Figura 5.2. 6 Resultados de Compresión.

RESULTADOS FLEXIÓN			
CARACT. ELEMENTOS			
ALMA	COMPACTA		
ALAS	COMPACTA		
ESFUERZO ULTIMO		ESFUERZO ULTIMO	
FALLO	LATER-TORS	FALLO	FLUENCIA
Mn 2-2	1499219.71	Mn 3-3	296810.37
ϕMn	13492.98	ϕMn	2671.29

Figura 5.2. 7 Resultados de Flexión.

Para la verificación del cortante es necesario revisar la hoja SECCIÓN I en la celda 86, se observa el mensaje mostrado en la celda A93, en caso de necesitar atiesadores se coloca la distancia entre ellos y el programa mostrará la nueva capacidad a corte. En la figura 5.2.8 se puede observar un ejemplo en el cual no se requiere atiesadores, por lo que se ha decidido NO colocarlos.



	A	B	C	D	E
86	DISEÑO A CORTANTE				
87					
88	CORTANTE			caso h/tw	Cv
89	$2.46 * r(E/Fy)$	69.93		$x < 1.1$	1
90	$1.10 * r(kvE/Fy)$	69.92		$1.1 < x < 1.37$	0.79
91	$1.37 * r(kvE/Fy)$	87.08		$x > 1.37$	0.78
92	h/tw	88.33		Cv	0.78
93	NO REQUIERE ATIEZADORES				
94					
95	COLOCAR	NO			
96	a	0	distancia entre atiesadores		
97	h	53			
98	a/h	0.00	3	8.66	
99	kv	#DIV/0!			
100	Comprobando todas las restricciones				
101	kv	5.00			
102	Cv	0.78			
103	Aw	33			
104	Vn	39179.26	kg		
105	ϕVn	35261.33	kg		

Figura 5.2. 8 Diseño para cortante.

CAPÍTULO 6: PRESUPUESTO Y CANTIDADES EN OBRA

Para realizar el presupuesto de la obra de hormigón armado y de acero estructural se ha considerado los precios que se manejan algunas empresas constructoras de la ciudad de Cuenca.

6.1 CANTIDADES DE MATERIALES EN OBRA

En la planificación de obras es muy importante determinar de manera correcta las cantidades de los materiales ya que un mal cálculo de los mismos perjudica considerablemente a la economía del proyecto, especialmente cuando se determina un exceso considerado de material.

6.1.1 CANTIDAD DE MATERIALES PARA LA ESTRUCTURA DE HORMIGÓN

La cantidad total de materiales que requiere la estructura de hormigón se presenta en la tabla 6.1

Material	Cantidad	Unidad
Hormigón estructural f'c 240 kg/cm2	11779.62	m3
Hormigón pobre de replantillo f'c 180 kg/cm2	93.34	m3
Barras de acero de refuerzo ϕ 8 mm fy=4200 kg/cm2	9636	unidad
Barras de acero de refuerzo ϕ 10 mm fy=4200 kg/cm2	27399	unidad
Barras de acero de refuerzo ϕ 12 mm fy=4200 kg/cm2	16918	unidad
Barras de acero de refuerzo ϕ 14 mm fy=4200 kg/cm2	14540	unidad
Barras de acero de refuerzo ϕ 16 mm fy=4200 kg/cm2	18234	unidad
Barras de acero de refuerzo ϕ 18 mm fy=4200 kg/cm2	11256	unidad
Barras de acero de refuerzo ϕ 20 mm fy=4200 kg/cm2	8680	unidad
Barras de acero de refuerzo ϕ 22 mm fy=4200 kg/cm2	4970	unidad



Barras de acero de refuerzo \varnothing 25 mm $f_y=4200$ kg/cm ²	2520	unidad
Barras de acero de refuerzo \varnothing 28 mm $f_y=4200$ kg/cm ²	258	unidad
Malla R-188	1928	unidad
Malla R-335	1928	unidad
Bloques de aliviamiento 20x20x40 cm	57704	unidad
Subbase granular	1442.6	m ³
Encofrado de madera para columnas - 8 Usos	576	m ²
Encofrado de Viga (Tres caras)	1288.65	m ²
Encofrado de Muros de Hormigón con Tablero de Madera Tipo Marino 244x122cm	1660.69	m ²
Encofrado de losas planas, 1 uso por mes. Incluye encofrado perimetral	7633.6	m ²
Encofrado de madera para zapatas - 8 Usos	178.88	m ²
Encofrado de cadenas (dos caras) (CADENAS SUPERIORES PLANTA BAJA)	1171.5	ml

Tabla 6. 1 Cantidad total de materiales para la estructura de hormigón

En la tabla 6.1 se observa que se ha clasificado las barras del acero de refuerzo en función a su diámetro y la cantidad necesaria de las mismas considerando barras de 6.0 metros de longitud. La cantidad de las mallas electrosoldadas se consideraron para planchas de un área de 15 m^2 .

Para mayor detalle de la distribución respectiva de las cantidades de los materiales se puede observar en los planos presentados en el anexo C.

6.1.2 CANTIDAD DE MATERIALES PARA LA ESTRUCTURA DE ACERO

La cantidad total de materiales que requiere la estructura metálica se presenta en la tabla 6.2

Material	Cantidad	Unidad
Placas	10185.38	kg
Muros-hormigón	1462.76	m ³
Muros-hierros	101608.25	kg
Zapatas-hormigón	401.46	m ³
Replanteo	62.41	m ³
Zapatas-acero de refuerzo	20765.53	kg
Cadenas-hormigón	231.77	m ³
Cadenas-acero de refuerzo	32012.80	kg
Columnas	128979.39	kg
Vigas	552451.14	kg
Placa colaborante con malla R-106	29145.38	m ²
Conectores	1133.36	kg
Pavimento-hormigón	2314.12	m ³



Subbase granular	1442.60	m3
Malla R-335	1928.00	unid
Encofrado de muros	1660.69	m2
Encofrado de zapatas	120.40	m2
Encofrado de cadenas	1171.50	ml

Tabla 6. 2 Cantidad total de materiales para la estructura de acero

En la tabla 6.2 se observa que la cantidad de mallas electrosoldadas se consideraron para planchas de 15 m², Para los acero de refuerzo tanto para zapatas, muros y cadenas de cimentación se ha considerado el peso total en kg.

6.2 PRESUPUESTO TOTAL.

Para determinar el presupuesto de la estructura de hormigón se consideran los rubros presentados en la tabla 6.3

Código	Descripción	Unidad	Precio Unitario
506061	Acero de Refuerzo fy=4,200 kg/cm ² (VARILLAS)	kg	\$1.87
503080	Hormigón f'c=240 Kg/cm ²	m3	\$125.40
503084	Replanteo (loseta) e=5cm, base de estructuras de cimentación	m3	\$103.83
503122	Suministro e Instalación de Casetones 40x40x20cm para losas de hormigón	uni	\$1.73
503077	Sum. + Instal. Malla Electrosoldada R-188	uni	\$83.55
503080	Sum. + Instal. Malla Electrosoldada R-335	uni	\$119.40
503125	Encofrado de madera para columnas - 8 Usos	m2	\$10.14
503060	Encofrado de Viga (Tres caras)	m2	\$9.82
503059	Encofrado de Muros de Hormigón con Tablero de Madera Tipo Marino 244x122cm	m2	\$28.69
503015	Encofrado de losas planas, 1 uso por mes. Incluye encofrado perimetral	m2	\$14.33
503048	Encofrado de madera para zapatas - 8 Usos	m2	\$6.06
503040	Encofrado de cadenas (dos caras) (CADENAS SUPERIORES PLANTA BAJA)	ml	\$5.45
503001	Excavación mecánica en suelo sin clasificar de 0 a 2 m de profundidad	m3	\$30.70
503004	Excavación mecánica en suelo sin clasificar de 4 a 6 m de profundidad	m3	\$11.99
503016	Excavación mecánica en suelo sin clasificar de 2 a 4 m de profundidad	m3	\$15.30

Tabla 6. 3 Rubros considerados para la estructura de hormigón

Para determinar el presupuesto de la estructura de acero se considera los rubros presentados en la tabla 6.4

Código	Descripción	Unidad	Precio Unitario
504002	Acero Estructural fy=2520 kg/cm ²	kg	\$2.95



503080	Hormigón f'c=240 Kg/cm2	m3	\$125.40
503087	Losa de Hormigón f'c=240 kg/cm2 sobre placa colaborante de 0.65mm hasta un espesor total de 10cm; incluye Malla Electrosoldada R-106	m2	\$26.69
503075	Sum. + Instal. Malla Electrosoldada R-106	uni	\$46.05
503084	Replanto (loseta) e=5cm, base de estructuras de cimentación	m3	\$103.83
503059	Encofrado de Muros de Hormigón con Tablero de Madera Tipo Marino 244x122cm	m2	\$28.69
503040	Encofrado de cadenas (dos caras) (CADENAS SUPERIORES PLANTA BAJA)	ml	\$5.45
503001	Excavación mecánica en suelo sin clasificar de 0 a 2 m de profundidad	m3	\$30.70
503004	Excavación mecánica en suelo sin clasificar de 4 a 6 m de profundidad	m3	\$11.99
503016	Excavación mecánica en suelo sin clasificar de 2 a 4 m de profundidad	m3	\$15.30

Tabla 6. 4 Rubros considerados para la estructura de acero

6.2.1 PRESUPUESTO DE ESTRUCTURA DE HORMIGÓN ARMADO

En la tabla 6.5 se observa los costos correspondientes a cada rubro de la estructura de hormigón, tomando en cuenta que no se ha considerado cantidades de desperdicio.

Código	Descripción	Cantidad	Unidad	Precio unitario	Precio total
503080	Hormigón estructural f'c 240 kg/cm2	11779.62	m3	\$125.40	\$1477164.35
503084	Hormigón pobre de replanto f'c 180 kg/cm2	93.34	m3	\$103.83	\$9691.49
506061	Acero de refuerzo fy=4200 kg/cm2	910522.43	kg	\$1.87	\$1702676.95
503077	Malla R-188	1928.00	unidad	\$83.55	\$161084.40
503080	Malla R-335	1928.00	unidad	\$119.40	\$230203.20
503122	Suministro e Instalación de Casetones 40x40x20cm para losas de hormigón	57704.00	unidad	\$1.73	\$99827.92
403-1	Subbase granular	1442.60	m3	\$18.90	\$27265.14
503125	Encofrado de madera para columnas - 8 Usos	576.00	m2	\$10.14	\$5840.64
503060	Encofrado de Viga (Tres caras)	1288.65	m2	\$9.82	\$12654.54
503059	Encofrado de Muros de Hormigón con Tablero de Madera Tipo Marino 244x122cm	1660.69	m2	\$28.69	\$47645.20
503015	Encofrado de losas planas, 1 uso por mes. Incluye encofrado perimetral	7633.60	m2	\$14.33	\$109389.49
503048	Encofrado de madera para zapatas - 8 Usos	178.88	m2	\$6.06	\$1084.01
503040	Encofrado de cadenas (dos caras) (CADENAS SUPERIORES PLANTA BAJA)	1171.50	ml	\$5.45	\$6384.68
				SUBTOTAL	\$3,890,912.01

Tabla 6. 5 Presupuesto de la estructura de hormigón



6.2.2 PRESUPUESTO DE ESTRUCTURA DE ACERO

En la tabla 6.6 se observa los costos correspondientes a cada rubro de la estructura metálica, tomando en cuenta que no se ha considerado cantidades de desperdicio.

Código	Descripción	Cantidad	Unidad	Precio unitario	Precio total
504002	Placas	10185.38	kg	\$ 2.95	\$ 30,046.86
503080	Muros-hormigón	1462.76	m3	\$ 125.40	\$ 183,430.10
506061	Muros-hierros	101608.25	kg	\$ 1.87	\$ 190,007.43
503080	Zapatas-hormigón	401.46	m3	\$ 125.40	\$ 50,342.58
503084	Replanteo	62.41	m3	\$ 103.83	\$ 6,480.24
506061	Zapatas-acero de refuerzo	20765.53	kg	\$ 1.87	\$ 38,831.54
503080	Cadenas-hormigón	231.77	m3	\$ 125.40	\$ 29,063.33
506061	Cadenas-acero de refuerzo	32012.80	kg	\$ 1.87	\$ 59,863.94
504002	Columnas	128979.39	kg	\$ 2.95	\$ 380,489.21
504002	Vigas	552451.14	kg	\$ 2.95	\$ 1,629,730.86
503087	Placa colaborante con malla R-106	29145.38	m2	\$ 26.69	\$ 777,890.19
506061	Conectores	1133.36	kg	\$ 1.87	\$ 2,119.38
503080	Pavimento-hormigón	2314.12	m3	\$ 125.40	\$ 290,190.65
403-1	Subbase granular	1442.60	m3	\$ 18.00	\$ 25,966.80
503080	Malla R-335	1928.00	unid	\$ 119.40	\$ 230,203.20
503059	Encofrado de muros	1660.69	m2	\$ 28.69	\$ 47,645.20
503048	Encofrado de zapatas	120.40	m2	\$ 6.06	\$ 729.62
503040	Encofrado de cadenas	1171.50	ml	\$ 5.45	\$ 6,384.68
				SUBTOTAL	\$ 3,979,415.80

Tabla 6. 6 Presupuesto total de la estructura de acero

6.2.3 PRESUPUESTO DE EXCAVACIÓN

Para el presupuesto de excavación se considera un área total de 14896m² y una profundidad de 6 m. En la tabla 6.7 se presenta el costo de los rubros correspondientes tanto para la estructura de hormigón y de acero.

Código	Descripción	Cantidad	Unidad	Precio unitario	Precio total
503001	Excavación mecánica en suelo sin clasificar de 0 a 2 m de profundidad	29792	m3	\$30.70	\$914614.40
503016	Excavación mecánica en suelo sin clasificar de 4 a 6 m de profundidad	29792	m3	\$11.99	\$357206.08
503004	Excavación mecánica en suelo sin clasificar de 2 a 4 m de profundidad	29792	m3	\$15.30	\$455817.60
				SUBTOTAL	\$1,727,638.08

Tabla 6. 7 Presupuesto total de Excavación.



6.3 RESUMEN DE COSTOS.

En la tabla 6.8 se determina el costo para cada tipo de estructura considerando el precio de la excavación.

Tipo de Estructura	Costo total sin excavación	Costo total con excavación	Costo total
Hormigón armado	\$ 3,890,912.01	\$ 1,727,638.08	\$ 5,618,550.09
Acero	\$ 3,979,415.80	\$ 1,727,638.08	\$ 5,707,053.88

Tabla 6. 8 Costo total de los tipos de estructuras considerando la excavación

Para realizar un análisis comparativo de los tipos de estructura se determina el precio por m^2 de los materiales, se debe tomar en consideración que los precios varían si se incluye el costo por excavación. En la tabla 6.9 se observa los costos correspondientes.

Tipo de Estructura	Costo total sin excavación \$/$m^2$	Costo total con excavación \$/$m^2$
Hormigón armado	\$ 130.60	\$ 188.59
Acero	\$ 133.57	\$ 191.56

Tabla 6. 9 Coto de los tipos de estructuras por m^2 .

CAPÍTULO 7: CONCLUSIONES.

- En el análisis estructural para edificaciones totalmente subterráneas se debe realizar una buena estimación de las cargas actuantes en la estructura, principalmente de las cargas laterales ocasionadas por la presión de tierras.
- Para determinar la distribución de la presión lateral de tierras se consideró que el suelo se encuentra en reposo, pero cuando existe la presencia del sismo el suelo se mueve hacia el muro produciendo el estado activo del suelo y la presión lateral sufre un incremento dinámico ocasionado por el movimiento de la tierra.
- Para determinar el incremento dinámico de la presión lateral de tierras se compararon los resultados obtenidos mediante 3 diferentes métodos; el primer método aplicado es la teoría de Mononobe Okabe, el segundo método corresponde a la normativa chilena y el tercer método corresponde a la normativa venezolana, siendo el método de Mononobe Okabe el empleando en la modelación de la estructura debido a que es una extensión de la teoría de Coulumb en la que se considera el estado activo del suelo.



Universidad de Cuenca

- Para el análisis estructural se considera que las fuerzas laterales son transmitidas hacia la estructura por medio de las vigas. La estructura de hormigón armado al presentar una losa nervada bidireccional disminuye el impacto de los esfuerzos laterales, principalmente en las vigas perimetrales evitando una flexión horizontal, en cambio la estructura metálica al poseer una losa con placa colaborante requiere emplear unos refuerzos adicionales en la dirección transversal a la placa para minimizar los efectos de pandeo.
- Aunque la estructura sea totalmente subterránea la presencia de cadenas de cimentación ayuda a la estructura de hormigón a reducir los momentos flectores que llegan hacia las zapatas. Para la estructura de acero y de hormigón se colocan las cadenas de cimentación para evitar los desplazamientos de las zapatas.
- La presencia del pavimento en el nivel -6.0 m ayuda a rigidizar las cadenas de cimentación, siendo una ayuda principal a las cadenas laterales que se encuentran en contacto con los muros de contención evitando una flexión horizontal de gran magnitud.
- De los resultados presentados en la tabla 6.9 se concluye que el costo sin considerar la excavación para la estructura de acero es superior con el 2.27% con respecto a la estructura de hormigón armado y superior con el 1.58% al considerar la excavación.
- El comportamiento de la estructura de hormigón es más rígido que el comportamiento de la estructura de acero, esto se manifiesta en los grandes esfuerzos torsionales presentes en las vigas de hormigón ubicadas en las juntas entre los bloques, mientras que la torsión en las vigas de acero no es significativo.

ANEXOS.



Universidad de Cuenca



Anexo A: Propiedades mecánicas del suelo.



Fundada en 1867
UNIVERSIDAD DE CUENCA

LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES FACULTAD DE INGENIERÍA
laboratorio.suelos@ucuenca.edu.ec
Teléfono: 405-1000 Ext:2354

PROYECTO: Tesis de Grado (Parqueadero Universidad)
UBICACIÓN: Estadio Universitario
ESTUDIANTES: Sr. Miguel Méndez y Christian Morocho
PERFORACIÓN: P.C.A. 01 M1
FECHA: 09/01/2014
PROFUNDIDAD: 1.00 M A: ---

GRANULOMETRÍA

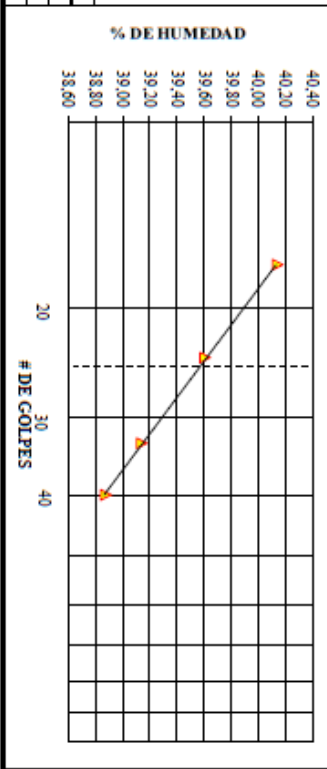
Tartriz	Peso Retenido Parcial	Peso Retenido Acumulado	% Retenido	% Que Pasa	% Espectacular
3"					
2 1/2"					
2"					
1 1/2"					
1"					
3/4"					
1/2"					
3/8"					
Nº4	49.88	49.88	11.44	88.56	
PASA Nº4					
Nº8					
Nº10	37.82	87.70	20.11	79.89	
Nº40	37.65	125.35	28.75	71.25	
Nº50					
Nº100	24.54	149.89	34.38	65.62	
Nº200	4.28	154.17	35.36	64.64	
ASA Nº200	0.00	154.17			
TOTAL	154.17				

ENSAYO DE CLASIFICACION

HUMEDAD NATURAL

Nº Tamo	Nº Golpes	Peso Humedo	Peso Seco	Peso Tamo	% De Humedad	% Promedio
35	---	64.18	57.41	10.55	14.45	14.67
103	---	75.21	67.02	12.04	14.90	
160	40	21.87	18.62	10.25	38.88	
13	33	27.55	22.63	10.06	39.14	39.93
73	24	24.81	20.58	9.9	39.61	
34	17	24.88	20.67	10.93	40.14	
LÍMITE PLÁSTICO						
40	---	13.02	12.47	10.54	28.50	28.47
4	---	12.49	12.15	10.97	28.81	
12	---	11.82	11.48	10.97	28.10	

HUMEDAD/# DE GOLPES.



P. ANTES ENSAYO =
P. DESP. ENSAYO =
CUARTEO
P. HUM = 500.00 gr
P. SECO = 436.03 gr
P. DESP. = 154.17 gr

CLASIFICACION		HUMEDAD NATURAL
SUCS	ML	14.67 %
		39.93 %
		11.46
		INDICE DE PLASTICO:
		INDICE DE GRUPO:



PROYECTO: Tesis de Grado (Parqueadero Universidad)						
UBICACIÓN: Estadio Universitario						
ESTUDIANTES: Sr. Miguel Méndez y Christian Morocho						
DESCRIPCIÓN DEL SUELO: Suelo Arcilloso Color Negro						
PERFORACIÓN: P.C.A. 01 M1	PROFUNDIDAD: 1,00 M A: ---					
FECHA: 09/01/2014	Probeta #: 1					
COMPRESIÓN NO CONFINADA						
Datos para Ensayo:			CONTENIDO DE AGUA DE LA PROBETA			
Tasa de Deformación:	1,25	mm/min	Recipiente			
Presión de Cámara: $\alpha 3=$	0	Kg/cm ²	Peso	S. Húmeda	S. Seco	
CARACTERÍSTICAS DE LA PROBETA REMOLDEADA			Nº	g	g	
Longitud: L=	8,86	cm	105	9,88	53,29	
Volumen: V=[A . L]=	80,97	cm ³	64	10,26	58,14	
Peso Húmedo: Wh=	159,7	g	w			
Peso Seco: Ws=	139,30	g	Parcial	Promedio		
Densidad Húmeda: Yh=	1,97	g/cm ³	%	%		
Densidad Seca: Ys=	1,72	g/cm ³	14,75	14,65		
			DATOS DE LA PROBETA			
			ϕ Sup:	3,71	cm	
			Area Sup:	10,81	cm ²	
			ϕ Cent:	3,33	cm	
			Area Cent:	8,71	cm ²	
			ϕ Inf:	3,42	cm	
			Area Inf:	9,19	cm ²	
			ϕ Inicial:	3,41	cm	
			Area Inic:	9,14	cm ²	
EJECUCIÓN DEL ENSAYO						
Deformación Axial			Aplicación de carga			Esquema de la Probeta Fallada Ángulo de Falla
Δh	Δh	ϵ Unitaria	Carga Axial P		Esfuerzo de Compresión σ	
0,001"	mm	%	0,0001"	Kg	cm ²	$\theta = \tan^{-1}(\Delta y / \Delta x)$
0	0,00	0,00	0,00	1,06	9,14	
10	0,25	0,29	9,00	2,35	9,17	$\Delta x = \frac{3,01}{60,86} \text{ cm}$
20	0,51	0,57	17,00	3,50	9,19	
30	0,76	0,86	22,00	4,22	9,22	$\Delta y = \frac{5,4}{60,86} \text{ cm}$
40	1,02	1,15	27,00	4,94	9,24	
50	1,27	1,43	32,00	5,65	9,27	$\theta = \frac{5,4}{60,86} \text{ }^\circ$
60	1,52	1,72	37,00	6,37	9,30	
70	1,78	2,01	40,00	6,80	9,33	
80	2,03	2,29	43,00	7,23	9,35	
90	2,29	2,58	46,00	7,67	9,38	<p>Falla Frágil</p>
100	2,54	2,87	48,00	7,95	9,41	
125	3,18	3,58	50,00	8,24	9,48	<p>Observaciones: _____</p>
150	3,81	4,30	49,00	8,10	9,55	
175	4,45	5,02	45,00	7,52	9,62	
200	5,08	5,73	40,00	6,80	9,69	
250	6,35	7,17	33,00	5,80	9,84	

Anexo B: Planos estructurales.



BIBLIOGRAFÍA

- ACI committee 435. «Control of Deflection in Concrete Structures.» Informe técnico, United States of America, 2000.
- AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION . *AISC 360-10*. Chicago: AISC, 2010.
- Asociación Latinoamericana del Acero. *Especificación ANSI/AISC 360-10 para construcciones de acero*. Santiago de Chile: Asociación Latinoamericana del Acero, 2010.
- Braja, Das. *Fundamentos de ingeniería geotécnica*. México D.F: COPYRIGHT por international Thomson Editores, S.A de C.V, 2001.
- Comité ACI 224. «Control de la Fisuración en Estructuras de Hormigón.» Informe técnico, United States of America, 2001.
- Comité ACI 318S-08. *American Concrete Institute*. United States of America: Copyright, 2008.
- COMITÉ EJECUTIVO DE LA NORMA ECUATORIA DE LA CONSTRUCCIÓN. *Norma Ecuatoria de la Construcción*. Quito, 2011.
- Fonseca, Alfonso Montejo. *Ingeniería de pavimentos*. Bogota: Universidad Católica de Colombia Ediciones y Publicaciones, 2002.
- García, Nelson, Yalitz Prada, y David Medina. «DISEÑO SISMICO DE MUROS DE CONTENCIÓN EN GRAVEDAD Y VOLADIZO.» *Revista Colombiana de Tecnologías de Avanzada*, 2012: 97=104.
- Gonzales Cuevas, Oscar, y Francisco Fernández Villegas. *Aspectos fundamentales del concreto reforzado*. México DF: LIMUSA SA DE C.V. GRUPO NORIEGA. EDITORES, 2005.
- González, Oscar. *Análisis Estructural*. México: EDITORIAL LIMUSA, S.A. DE C.V. GRUPO NORIEGA EDITORES, 2003.
- H.NILSON, ARTHUR. *Diseño de estructuras de concreto*. Bogotá : McGRAW-HILL INTERAMERICANA S.A, 2001.
- INEN. *Código Ecuatoriano de la construcción. Requisitos generales de diseño*. Quito, 2001.
- Norma Chilena Oficial. *Diseño sísmico de edificios*. Santiago: COPYRIGHT, 1996.
- Park, y Paulay. *Estructuras de concreto reforzado*. México D.F: EDITORIAL LIMUSA S.A, 1997.
- Proaño, Marcelo. *Temas de Hormigón Armado*. Quito: Libro Virtual de la Escuela Politécnica del Ejército - Ecuador, 2008.
- Pyte, Andrew, y Ferdinand Singer. *Resistencia de materiales*. México D.F: Copyrigh, 1994.



Universidad de Cuenca

Terzariol, Roberto, Gonzalo Aiassa, y Pedro Arrúa. «DISEÑO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN EN SUELOS.» *Revista Internacional de Desastres, Accidentes e Infraestructura Civil*, 2004: 153-166.