

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTÓBAL
DE HUAMANGA

FACULTAD DE INGENIERÍA DE MINAS, GEOLOGÍA Y
CIVIL

ESCUELA DE FORMACIÓN PROFESIONAL DE INGENIERÍA
CIVIL



**”DISEÑO DE LOSAS PLANAS SIN VIGAS, CON
CONTROL DE ANCHO DE FISURA POR
FLEXIÓN-APLICADO A LOSAS DE
ESTACIONAMIENTOS DE SÓTANO”**

TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:
INGENIERO CIVIL

PRESENTADO POR LA :

BACH. MARIEL EVELYN TORRES ALARCÓN

AYACUCHO - PERÚ

2016



EPÍGRAFE

”Produce una inmensa tristeza pensar que la naturaleza habla, mientras el genero humano no escucha ” .

Victor Hugo

MARIEL EVELYN TORRES ALARCÓN

toal.mariel@gmail.com

ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

UNIVERSIDAD NACIONAL SAN CRISTÓBAL DE HUAMANGA-UNSCH.



DEDICATORIA

Dedico esta tesis a mis padres, a mis hermanas que son mi fuerza para vencer momentos difíciles.

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a mis padres Rubén y Sofía por su constante apoyo.

Al Ing. Julio Rivera Feijoó, por los conocimientos adquiridos durante el tiempo que laboré junto a él.

Al Ing. Cristian Castro Pérez, por su apoyo en el asesoramiento de la presente Tesis.

A los docentes de la Universidad Nacional San Cristóbal de Huamanga por los conocimientos brindados.

A la empresa inmobiliaria VALORA, por la información brindada para el desarrollo del presente trabajo de investigación de tesis.

Finalmente, a la Universidad Nacional San Cristóbal de Huamanga, por acogerme dentro de sus aulas durante mis años de estudiante.

El objetivo principal de la presente Tesis, es elaborar una guía de diseño de losas planas, determinando el posible ancho de fisura, para lo cual tomamos como caso aplicativo las losas de estacionamiento en sótanos.

Primero se realiza el diseño de losas planas con ábacos de concreto reforzado. Una vez realizado el diseño de la losa se procede a realizar el cálculo de ancho de fisura para el refuerzo propuesto.

Se usó el software *SAFE 2014*, para poder facilitar los cálculos de esfuerzos producidos en la losa por todas las cargas y sobrecargas que actuaran sobre la losa. También se usó el software *SAFE 2014* en la comparación de anchos de fisura, el obtenido manualmente usando las ecuaciones establecidas por el comité *ACI-224* (ancho de fisuras en losas de dos direcciones) con el ancho de fisura obtenida con las ecuaciones establecidas por *Eurocódigo EC2 2004*, el cual es usado por el Software *SAFE 2014*.

Posteriormente se realiza el diseño de Losas planas sin ábacos postensados (sistema usado en Perú con mayor frecuencia desde el año 2000).

Finalmente se hace comentarios a la Norma Técnica de Edificación E-060, respecto a su posición frente a las fisuras en losas de concreto así como los límites de ancho de fisuras propuestos por otras Normas.

ÍNDICE GENERAL

Epígrafe	I
Dedicatoria	II
Agradecimientos	III
Resumen	IV
Índice general	V
Índice de cuadros	VI
Índice de figuras	VII
Introducción	1
1. CONSIDERACIONES GENERALES	3
1.1. Antecedentes y Estudios Relacionados al Diseño de Losas Planas con Control de Ancho de Fisura por Flexión	3
1.1.1. Antecedentes	3
1.1.2. Estudios Relacionados al Diseño de Losas Planas con Control de Ancho de Fisura por Flexión	4
1.2. Formulación del Problema	4

1.2.1.	Problema General	4
1.2.2.	Problemas Específicos	5
1.3.	Justificación	5
1.4.	Limitaciones o Restricciones	5
1.5.	Objetivos	5
1.5.1.	Objetivo General	5
1.5.2.	Objetivos Específicos	6
1.6.	Hipótesis	6
1.6.1.	Hipótesis General	6
1.6.2.	Hipótesis Específica	6
1.7.	Variables	6
1.7.1.	Variable Independiente	6
1.7.2.	Variable Dependiente	7
1.8.	Metodología	7
1.9.	Organización del estudio	7
2.	MARCO TEÓRICO	9
2.1.	Concreto Reforzado	9
2.1.1.	Propiedades del Concreto Reforzado	9
2.1.1.1.	Resistencia a la Compresión $f'c$	9
2.1.1.2.	Módulo Estático de Elasticidad E_c	10
2.1.1.3.	Módulo de Poisson μ	11
2.1.1.4.	Resistencia a la Tensión	11
2.1.1.5.	Fluencia Plástica o Creep	13
2.1.1.6.	Retracción o Contracción del Concreto	13
2.2.	Acero de Refuerzo	14
2.2.1.	Grados del Acero de Refuerzo	15
2.3.	Concreto Presforzado	15
2.3.1.	Concreto Presforzado Parcial	16
2.3.2.	Métodos de Presforzado	16

2.3.2.1.	Pretensado	16
2.3.2.2.	Postensado	17
2.3.3.	Ventajas del Concreto Presforzado	18
2.3.4.	Perdidas de Presfuerzo	18
2.3.4.1.	Acortamiento Elástico Del Concreto (Δf_s)	18
2.3.4.2.	Contracción y Fluencia Plástica del Concreto	19
2.3.4.3.	Relajación o Escurrimiento de los Tendones	19
2.3.4.4.	Deslizamiento en los Sistemas de Anclaje en el Postensado	20
2.3.4.5.	Fricción a lo Largo de los Ductos del Postensado	20
2.3.5.	Requisitos de Resistencia del Concreto Presforzado	21
2.3.6.	Acero de Presfuerzo	21
2.3.6.1.	Alambres Redondos	21
2.3.6.2.	Cable Trenzado	22
2.3.6.3.	Varillas de Acero de Aleación	23
2.3.7.	Esfuerzos Permisibles de Flexión en el Concreto	23
2.3.8.	Esfuerzos Permisibles de Flexión en el Acero	24
2.4.	Requisitos de Resistencia y de Servicio	25
2.4.1.	Resistencia Requerida	25
2.4.2.	Resistencia de Diseño	25
2.4.3.	Resistencia de Servicio	25
2.5.	Fisuración en Elementos de Concreto Reforzado	26
2.5.1.	Tipos de Fisuras en Elementos de Concreto Reforzado	27
2.5.2.	Control de Fisuración en Miembros Sometidos a Flexión	28
2.5.2.1.	Control de Fisuración en Vigas y Losas Reforzadas en Una Dirección	28
2.5.2.2.	Control de Fisuración en Losas Reforzadas en Dos Sen- tidos	30
2.5.2.3.	Control de Fisuración por el Eurocódigo EC2-2004	31
2.5.3.	Limitación de Ancho de Fisuras	34

2.6.	Losas Planas de Concreto Reforzado	34
2.6.1.	Limites de Espesor de Losas Planas por La NTE E-060	35
2.6.2.	Detalle del Refuerzo en las Losas sin Vigas	35
2.7.	Losas Planas de Concreto Presforzado	36
2.7.1.	Tipos de Losas Planas Presforzadas	36
2.7.2.	Diseño de Losas Planas: Método del Estado de Carga Balanceada	37
2.7.3.	Cargas y Momentos Equivalentes Producidos por Tendones Pres- forzados	38
2.7.4.	Clasificación de Miembros Presforzados Sometidos a Flexión . .	39
2.7.5.	Refuerzo Mínimo Adherido Establecido por la NTE E-060	40
2.8.	Formas de Ejecución del Concreto Presforzado	41
2.8.1.	Clasificación del Concreto Presforzado Según la Adherencia entre Concreto y Acero de Presfuerzo	41
2.8.1.1.	Presfuerzo sin Adherencia	41
2.8.1.2.	Presfuerzo con Adherencia	41
2.8.2.	Elementos y Equipos Usados en el Concreto Presforzado	41
2.8.2.1.	Vaina o Ducto	41
2.8.2.2.	Anclajes	42
2.8.2.3.	Equipos de Postensado	43
2.8.3.	Forma de Ejecución del Concreto Pretensado	45
2.8.4.	Forma de Ejecución del Concreto Postensado	47
3.	MARCO METODOLÓGICO	49
3.1.	Diseño de Losa Plana Reforzada	49
3.1.1.	Datos de diseño	50
3.1.2.	Predimensionamiento de losa	50
3.1.3.	Predimensionamiento de espesor de ábacos	51
3.1.4.	Predimensionamiento longitud de ábacos	51
3.1.5.	Predimensionamiento de espesor de losa de rampa	51
3.1.6.	Diseño de losa	51

3.1.6.1.	Obtención de Momentos Flectores de Diseño	51
3.1.6.2.	Cálculo de Refuerzo de losa	55
3.1.6.3.	Elección de diámetro de refuerzo	57
3.1.6.4.	Verificación a Esfuerzos de Corte	58
3.1.6.5.	Cálculo de ancho de fisuras para la malla usada	60
3.1.6.6.	Cálculo de ancho de Fisura con el software SAFE 2014- Eurocódigo EC2-2004	61
3.2.	Diseño De Losa Postensada	63
3.2.1.	Datos de diseño	63
3.2.2.	Predimensionamiento de losa	64
3.2.3.	Predimensionamiento de número de cables	64
3.2.3.1.	Número de cables para la dirección X	65
3.2.3.2.	Número de cables para la dirección Y	66
3.2.3.3.	Verificación de esfuerzos permisibles	66
3.2.3.4.	Verificación de Resistencia del Concreto a Cortante por Punzonamiento	71
3.2.3.5.	Verificación de Resistencia a Flexión	72
4.	DISCUSIÓN DE RESULTADOS	76
4.1.	Resultados de Diseño de Losa Plana de Concreto Reforzado	76
4.2.	Resultados de Cálculo de Ancho de Fisura	77
4.3.	Resultados de Diseño de Losa Plana de Concreto Presforzado(Postensado)	77
5.	CONTRASTACIÓN DE HIPÓTESIS	79
6.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	81
6.1.	Conclusiones	81
6.1.1.	Diseño de Losa Plana de Concreto Reforzado	81
6.1.2.	Cálculo de Ancho de Fisura	81
6.1.3.	Diseño de Losa Plana de Concreto Presforzado	82
6.2.	Recomendaciones	82

6.3. Lineas Futuras de Investigación	83
Referencia Bibliográfica	84

ÍNDICE DE CUADROS

2.1. Características de las varillas corrugadas	14
2.2. Calidades del acero de refuerzo	15
2.3. Alambre de concreto presforzado	22
2.4. Propiedades del cable de siete alambres sin revestimiento	22
2.5. Propiedades de las varillas de acero de aleación	23
2.6. Esfuerzos admisibles en el concreto presforzado, parte I.	23
2.7. Esfuerzos admisibles en el concreto presforzado, parte II	24
2.8. Esfuerzos admisibles en el acero de presfuerzo	24
2.9. Valores del factor ϕ	25
2.10. Deflexiones máximas permisibles-Parte II	26
2.11. Diámetro máximo de barra para barras de alta adherencia	33
2.12. Máxima separación de las barras para barras de alta adherencia	33
2.13. Anchos máximos permisibles de grietas	34
2.14. Espesor mínimo de losas sin vigas interiores	35
2.15. Tipos de losas planas de concreto Presforzado	37
2.16. Cargas y Momentos equivalentes producidos por tendones presforzados	39
2.17. Clasificación de miembros presforzados sometidos a flexión	39
3.1. Esfuerzos permisibles en losa de concreto	68
3.2. Refuerzo no presforzado negativo	71

3.3. Refuerzo no presforzado positivo 71

ÍNDICE DE FIGURAS

2.1. Curva esfuerzo-deformación unitaria típica del concreto, con carga de corto plazo.	10
2.2. Prueba radial de cilindro	12
2.3. Curva típica de contracción del concreto	13
2.4. Métodos de pretensado-viga con tendón recto	16
2.5. Métodos de pretensado-viga con excentricidad variable del tendón	17
2.6. Métodos de pretensado-esforzado y vaciado de línea larga	17
2.7. Métodos de postensado-viga con conducto hueco, embebido en el concreto	17
2.8. Métodos de postensado-viga celular hueca con diafragmas intermedios .	17
2.9. Métodos de postensado-losa continua con tendones envueltos	18
2.10. Algunos tipos de grietas en miembros de concreto.	28
2.11. Losa plana	34
2.12. Longitudes mínimas del refuerzo en losas sin vigas	36
2.13. Cargas externas y equivalentes sobre viga	38
2.14. Tipos de ductos	42
2.15. Anclaje pasivo tipo N	42
2.16. Anclaje activo tipo ED	43
2.17. Acoplador tipo R	43
2.18. Enfiladora por empuje	44

2.19. Equipo de inyección MP2000-5	44
2.20. Gato hidráulico tipo K-100	45
2.21. Gato hidráulico tipo M-23	45
2.22. Tensado de tendones	46
2.23. Vaciado de elemento	46
2.24. Destensado	46
2.25. Componentes del postensado	47
3.1. Configuración en planta	49
3.2. Configuración de losa en programas SAFE 2014	52
3.3. Asignación de carga viva	52
3.4. Asignación de carga muerta	53
3.5. Asignación de franja de columna y central para el eje X	53
3.6. Asignación de franja de columna y central en el eje Y	54
3.7. Momento negativo en franja de columna	55
3.8. Momento positivo en franja de columna	55
3.9. Obtención de refuerzo para momento negativo	56
3.10. Obtención de refuerzo para momento positivo	56
3.11. Configuración de refuerzo	57
3.12. Resistencia al corte de concreto, zona de ábacos	58
3.13. Máximo esfuerzo de corte en ábacos	58
3.14. Resistencia al corte por flexión de losa	59
3.15. Máximo cortante en losa de concreto	59
3.16. Paños de cálculo de ancho de fisura	60
3.17. Mapeo de momentos en cargas de servicio en losa	61
3.18. Ancho de fisura para paño 01	61
3.19. Ancho de fisura para paño 02	62
3.20. Ancho de fisura paño N1-Eurocódigo EC2-2004	62
3.21. Ancho de fisura paño N2-Eurocódigo EC2-2004	63
3.22. Configuración de cables	64

3.23. Configuración en planta de la estructura en el software SAFE 2014 . . .	67
3.24. Configuración de cables de postensado	67
3.25. Deformación de losa, ocasionado por carga muerta.	68
3.26. Deformada en losa, ocasionada por la fuerza de tendón	68
3.27. Esfuerzo de compresión máximo en cara inferior	69
3.28. Esfuerzo de tensión máxima en cara inferior de losa	69
3.29. Esfuerzo de compresión máxima en cara superior de losa	70
3.30. Esfuerzo de tensión máxima en cara superior de losa	70
3.31. Resistencia al cortante del concreto	72
3.32. Cortante máxima en losa de concreto	72
3.33. Cálculo de resistencia a flexión dirección X	73
3.34. Momento máximo en losa (Dirección X)	73
3.35. Cálculo de resistencia a flexión dirección Y	74
3.36. Momento máximo en losa (Dirección Y)	75

El uso de *losas planas* con menos peralte y luces mas grandes se ha hecho frecuente en estos ultimo años, apoyada de la mano con el uso de acero de mayor resistencia.

Por otro lado se presenta la *fisuración en losas* que es un fenómeno inevitable en estructuras de concreto reforzado, debido a ello se establecieron muchas ecuaciones que predicen el posible ancho de fisura(debido a esfuerzos de flexión), donde todas estas tienen un factor en común, que es el esfuerzo de tensión en el acero a cargas de servicio. Por lo anterior escrito, el objetivo general del presente trabajo de tesis es elaborar una guía de diseño de losas planas sin vigas, determinando el posible ancho de fisuras, debido a esfuerzos de flexión.

Se desarrolla el trabajo de tesis de la siguiente manera:

- Capítulo 1; Se describe las Consideraciones Generales del presente trabajo de tesis, los antecedentes y la justificación de estudio.
- Capítulo 2; Se describe el fundamento teórico necesario para el análisis y diseño de losas planas, tomando como referencia lo establecido por la *NTE E-060*.
- Capitulo 3; Se desarrolla el diseño de las losas planas(reforzadas y postensadas) que es el objetivo de la presente tesis.

De igual manera se realiza el cálculo de anchos de fisura para losas de concreto reforzado.

- Capitulo 4; Se desarrolla la discusión de resultados. Se analiza si se cumplió con los objetivos del presente trabajo de tesis.
- Capitulo 5; Se desarrolla la Contrastación de hipótesis.
- Capitulo 6; Se desarrollan las conclusiones una vez realizado la discusión de resultados.

CAPÍTULO 1

CONSIDERACIONES GENERALES

1.1. Antecedentes y Estudios Relacionados al Diseño de Losas Planas con Control de Ancho de Fisura por Flexión

1.1.1. Antecedentes

El uso de losas planas sin vigas en el continente americano data del año 1905, la cual tuvo una gran aceptación debido a las grandes ventajas constructivas y económicas. En el Perú las losas planas comienzan a tener mayor uso con la aplicación de postensado desde las décadas de 1990 en el afán de la búsqueda de losas con menos peralte y a la vez de mayor luz libre.

Paralelamente a lo anterior descrito durante los últimos 50 años, se han llevado estudios de investigación sobre el comportamiento de fisuras en elementos sometidos a flexión. La base de los códigos en práctica, tanto en los EE.UU. y Europa para limitar las fisuras por carga de servicio fueron revisados por el comité *ACI224*.

Es por ello, el presente trabajo pretende generar una guía de diseño de losas planas sin vigas, aplicado a losas de estacionamientos en sótano y a la vez mostrar los métodos usados para obtener el ancho máximo de fisuras aceptables en elementos sometidos a

flexión.

1.1.2. Estudios Relacionados al Diseño de Losas Planas con Control de Ancho de Fisura por Flexión

- Guido Benjamín Jerí Godoy(1996): Tesis de Investigación "Diseño comparativo de un Edificio de Concreto armado y de Concreto Postensado". Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga.
- Gianfranco Ottazzi Pasino(2004):Tesis de Investigación "Material de Apoyo para la Enseñanza de los Cursos de Diseño y Comportamiento del Concreto Armado". Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Romero Mego, Andrés Oswaldo(2014): Tesis de Investigación "Diseño estructural y comparación de una edificación multifamiliar de 06 niveles usando vigas peraltadas convencionales y una edificación utilizando vigas preesforzadas en diversos ambientes". Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas (UPC).
- Eduardo Delfino Pedoja Ingold(2007): Tesis de Investigación "Análisis no lineal de losas sin vigas de hormigón armado y pretensado. Modelo general y experimentación numérica". Universidad De Navarra.

1.2. Formulación del Problema

1.2.1. Problema General

El fenómeno de fisuración debido a esfuerzos de flexión es algo inevitable en las losas de concreto; ¿Se puede elaborar una guía de diseño de losas planas sin vigas, con control de ancho de fisuras, para poder reducir posibles daños a las losas planas sin vigas?.

1.2.2. Problemas Específicos

1. Al controlar el ancho de fisuras en losas planas sin vigas ¿De qué manera ayuda a reducir daños a la durabilidad de la estructura (corrosión de refuerzo de losa)?.
2. ¿Existe dentro de la *NTE E-060* rangos de anchos máximos permitidos de fisuración en losas de concreto armado?.
3. Verificar el diseño de losas planas sin vigas a cargas de servicio.

1.3. Justificación

El presente trabajo nace a partir de la presencia del fenómeno de fisuración, en losas planas sin vigas una vez construidas, al realizarse la verificación de diseño de losas, se observa que estas cumplen con los requerimientos de diseño por resistencia y las contemplaciones de colocación de refuerzo para el control de la retracción del concreto y los posibles esfuerzos originados, es por ello que al profundizar la revisión de diseño de losas se nota, que se ha estado omitiendo el punto de diseño con control de ancho de fisura máxima, que aún no se encuentra especificada dentro de la *NTE E-060*, pero si definida por el comité *ACI 224*, así como otras normas.

1.4. Limitaciones o Restricciones

El siguiente trabajo se limita a ser aplicado en losas de sótanos de estacionamientos.

1.5. Objetivos

1.5.1. Objetivo General

Elaborar un guía de diseño de losas planas sin vigas, determinando el posible ancho de fisuras, debido a esfuerzos de flexión, y así comparar los posibles anchos obtenidos con los máximos recomendados por el comité *ACI 224*.

1.5.2. Objetivos Específicos

1. Controlar daños a la durabilidad de la estructura (corrosión del refuerzo de losas planas sin vigas), debido a fisuras que excedan los anchos máximos recomendados.
2. Dar complementos a las recomendaciones de la *NTE E-060* respecto al tema de control de ancho de fisuras en losas por flexión.
3. Verificar el diseño de losas planas sin vigas a cargas de servicio.

1.6. Hipótesis

1.6.1. Hipótesis General

Si elaboramos una guía de diseño de losas planas sin vigas, determinando el posible ancho de fisuras, por esfuerzos de flexión, entonces se podrá comparar el posible ancho de fisura obtenido si se encuentra dentro de los máximos recomendados por el comité *ACI 224*.

1.6.2. Hipótesis Específica

1. Si se controla el ancho de fisuras se podría reducir posibles daños a la durabilidad de la estructura (corrosión del refuerzo de losas planas sin vigas).
2. Se podrá dar complemento a lo establecido por la *NTE E-060*, con respecto a lo establecido al control de ancho de fisuras en losas de concreto armado.
3. Con la verificación de diseño de losas planas sin vigas, a cargas de servicio, se podría controlar la durabilidad de este elemento estructural.

1.7. Variables

1.7.1. Variable Independiente

Área de refuerzo de losa.

1.7.2. Variable Dependiente

Ancho de fisuras, separación de refuerzo en losas.

1.8. Metodología

La metodología para el presente trabajo será del tipo cuantitativa, teniendo un alcance exploratorio y explicativo.

1.9. Organización del estudio

Se consideraron los siguientes capítulos:

Capítulo 1 Se describe las consideraciones generales de la presente Tesis, los antecedentes y la justificación de estudio.

Capítulo 2 Se describe el fundamento teórico necesario para el análisis y diseño de losas planas, tomando siempre en cuenta lo establecido por la *NTE E-060*.

Capítulo 3 Se realiza el diseño de las losas planas (reforzadas y postensadas) que es el objetivo de la presente tesis.

Así también se realiza el cálculo de anchos de fisura para losas de concreto reforzado.

Capítulo 4 Se realiza la discusión de resultados; Se analiza si se cumplió con los objetivos de la presente Tesis.

Capítulo 5 Se realiza la contrastación de hipótesis.

Capítulo 6 Se dan conclusiones una vez realizado la discusión de resultados.

Se dan recomendaciones referidos al tema.

Referencia Bibliográfica Se da un listado de toda la referencia bibliográfica usada para la presente Tesis.

Anexos Se adjuntan los planos de arquitectura y estructura del caso de aplicación.

2.1. Concreto Reforzado

2.1.1. Propiedades del Concreto Reforzado

2.1.1.1. Resistencia a la Compresión f'_c

De McCormac J. y Brown R.[1], el valor de f'_c (resistencia a la compresión) se utiliza generalmente como indicador de la calidad del concreto.

Las Normas o Códigos relacionan muchas de las características mecánicas del concreto (módulo de elasticidad, resistencia a la tracción, resistencia al corte, adherencia, etc.) con el valor de f'_c .

Las curvas de esfuerzo-deformación unitaria ver figura 2.1 representan los resultados obtenidos en pruebas de compresión en cilindros estándares de resistencias variables a los 28 días. Deben estudiarse cuidadosamente estas curvas, ya que muestran varios puntos importantes:

1. Las curvas son aproximadamente rectas, mientras la carga crece de cero a poco más o menos de un tercio a un medio de la resistencia última del concreto.
2. Más allá de este intervalo, el comportamiento del concreto es no lineal. La falta de linealidad de las curvas esfuerzo-deformación unitaria del concreto a esfuerzos

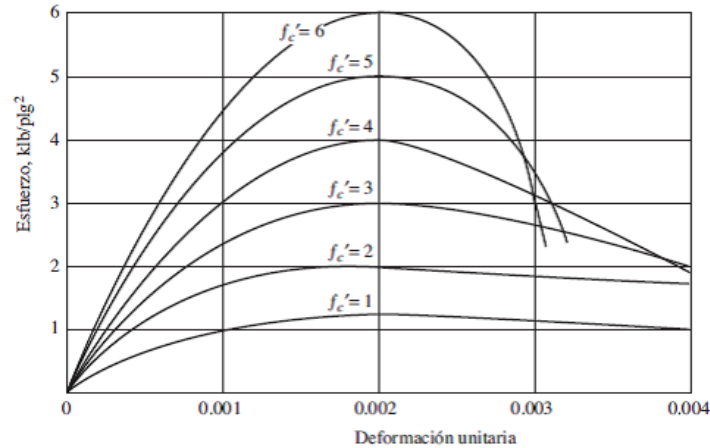


Figura 2.1: Curva esfuerzo-deformación unitaria típica del concreto, con carga de corto plazo.

Fuente: McCormac J. y Brown R.[1]

mayores ocasiona algunos problemas en el análisis estructural de las estructuras de concreto porque el comportamiento de éstas tampoco es lineal bajo esfuerzos mayores.

3. Es de particular importancia el hecho de que todos los concretos, independientemente de sus resistencias, alcanzan sus resistencias últimas bajo deformaciones unitarias de aproximadamente 0.002.
4. El concreto no tiene una resistencia a la fluencia plástica definida; más bien, las curvas se comportan suavemente hasta sus puntos de ruptura bajo deformaciones unitarias de entre 0.003 y 0.004.

La NTE E-060 [2] asume la máxima deformación unitaria del concreto igual a 0.003.

2.1.1.2. Módulo Estático de Elasticidad E_c

Se define como la pendiente del tramo recto inicial de la curva esfuerzo-deformación unitaria.

La sección 8.5.1 de la NTE E-060[2], establece que la siguiente expresión puede usarse para calcular el módulo de elasticidad. Para concretos de peso unitario W_c comprendido entre 1450 y 2500 kg/m^3 , el módulo de elasticidad, E_c , para el concreto puede tomarse como:

$$E_C = w_c^{1.5} 0.043 \sqrt{f'_c} (\text{en MPa}) \quad (2.1.1)$$

Para concretos de peso unitario normal $W_c = 2300 \text{ kg/m}^3$, E_C , puede tomarse como:

$$E_C = 4700 \sqrt{f'_c} (\text{en MPa}) \quad (2.1.2)$$

2.1.1.3. Módulo de Poisson μ

Al someter un cilindro de concreto a cargas de compresión, éste no sólo se acorta a lo largo, sino que también se expande lateralmente. La proporción de esta expansión lateral respecto al acortamiento longitudinal se denomina *Módulo de Poisson*.

De Ottazzi P.[3], el Módulo de Poisson- μ varía entre 0.11 y 0.21. Normalmente está en el rango de 0.15 a 0.20 y permanece aproximadamente constante bajo cargas sostenidas. En la práctica se suele adoptar $\mu = 0.15$.

2.1.1.4. Resistencia a la Tensión

La resistencia a la tracción (f_t) del concreto varía entre el 8 % y el 15 % de la resistencia en compresión (f'_c).

La resistencia a la tracción del concreto es importante ya que la resistencia al corte del concreto, la adherencia entre el concreto y el acero y la fisuración por retracción y temperatura, dependen mucho de esta.

La resistencia a la tensión del concreto no varía en proporción directa a su resistencia última f'_c a compresión. Sin embargo, varía aproximadamente en proporción a la raíz cuadrada de f'_c . Esta resistencia es muy difícil de medir bajo cargas axiales directas de tensión debido al problema de agarre en los especímenes de prueba, para evitar concentraciones de esfuerzo, y debido también a la dificultad de alinear las cargas. Como resultado de estos problemas, se han desarrollado dos pruebas más bien indirectas para medir la resistencia a tensión del concreto. Éstas son la *prueba del módulo de ruptura* y la *prueba radial de cilindro*.

- EL ACI-318 [4] y la Norma Técnica de Edificación E-060[2], definen el Módulo

de Rotura f_r del concreto mediante la expresión (2.1.3). El ACI-318 utiliza la expresión (2.1.3) para el cálculo de deflexiones en elementos de concreto armado.

$$f_r = 2\sqrt{f'_c}(\text{kg/cm}^2) \quad (2.1.3)$$

- La prueba radial de cilindro; Se coloca un cilindro acostado en la máquina de prueba y se le aplica una carga de compresión uniforme a lo largo de la longitud del cilindro, que está apoyado a todo lo largo de la base ver figura 2.2. El cilindro se fracturará a la mitad de extremo a extremo cuando se alcance su resistencia a la tensión.

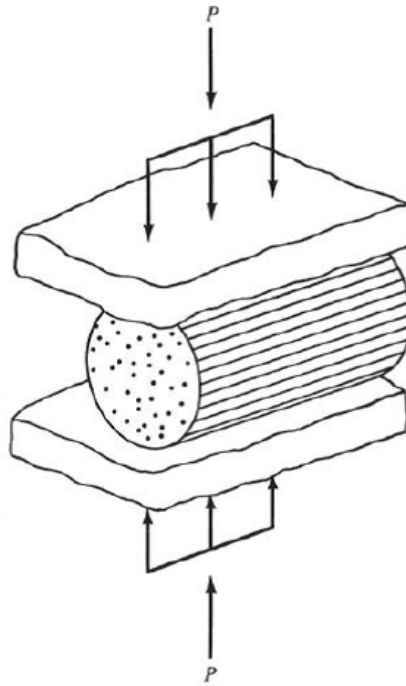


Figura 2.2: Prueba radial de cilindro
Fuente: McCormac J. y Brown R.[1]

El esfuerzo de tensión en que ocurre la rotura se denomina resistencia radial del cilindro y puede calcularse con la expresión (2.1.4), en la cual P es la fuerza máxima de compresión, L es la longitud y D es el diámetro del cilindro:

$$f_t = \frac{2P}{\pi LD} \quad (2.1.4)$$

2.1.1.5. Fluencia Plástica o Creep

De Ottazzi P. [3], se puede definir la fluencia plástica o Creep como una deformación inelástica del concreto bajo esfuerzos sostenidos.

Ocurre únicamente cuando el concreto está sometido a esfuerzos de compresión o de tracción (en este caso cuando el elemento no se encuentra fisurado), es decir, si el elemento no está cargado no se produce Creep.

Cuando se remueven o dejan de actuar los esfuerzos sostenidos, ocurre una recuperación parcial de las deformaciones ocasionadas por el Creep, conocido como recuperación del Creep (Creep recovery). La recuperación del Creep no es total, por lo tanto, el creep no es un fenómeno reversible.

2.1.1.6. Retracción o Contracción del Concreto

El concreto se contrae cuando pierde humedad por evaporación. De Park R. y Paulay T. [5] las deformaciones por contracción pueden provocar el agrietamiento del concreto y por lo general provocan un aumento en las deflexiones de los miembros estructurales con el tiempo.

En la figura 2.3 se muestra una curva que indica el aumento en la deformación por contracción con el tiempo.

En gran medida, la contracción es un fenómeno reversible.

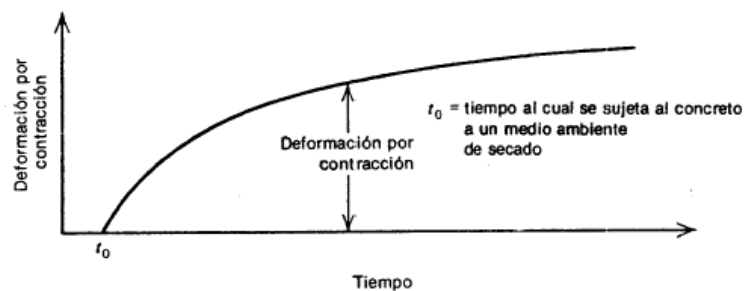


Figura 2.3: Curva típica de contracción del concreto
Fuente: Park R. y Paulay T.[5]

2.2. Acero de Refuerzo

El refuerzo usado en las estructuras de concreto puede ser en forma de varillas o de malla soldada de alambre. Las varillas pueden ser lisas o corrugadas. Las varillas corrugadas, que tienen protuberancias en sus superficies (los patrones difieren según los fabricantes) para aumentar la adherencia entre el concreto y el acero, se usan en casi todas las aplicaciones. El alambre corrugado es dentado y no con protuberancias por laminado. Las varillas lisas no se usan con frecuencia.

Las barras de producción nacional vienen en longitudes de 9 m, bajo pedido Aceros Arequipa puede fabricar barras de 12 m de longitud.

SiderPerú y Aceros Arequipa fabrican, adicionalmente a las barras de 3/8", 1/2", 5/8", 3/4", 1" y 1 3/8", barras de 8 mm y de 12 mm. Aceros Arequipa fabrica también barras de 6 mm corrugadas.

En el cuadro 2.1, se muestran las características de las varillas corrugadas.

Características de las varillas corrugadas				
Designación	Diámetro(in)	Diámetro (mm)	Area (cm ²)	Peso (kg/m)
2	1/4	6.4	0.32	0.250
3	3/8	9.5	0.71	0.560
4	1/2	12.7	1.29	0.994
5	5/8	15.9	2	1.552
6	3/4	19.1	2.84	2.235
8	1	25.4	5.1	3.973
11	1 3/8	35.8	10.06	7.907
6mm		6	0.28	0.222
8mm		8	0.5	0.395
12mm		12	1.13	0.888
7	7/8	22.2	3.87	3.042
9	1 1/8	28.7	6.45	5.060
10	1 1/4	32.3	8.19	6.404
14	1 2/3	43	14.52	11.380
18	2 1/4	57.3	25.81	20.240

Cuadro 2.1: Características de las varillas corrugadas
Fuente: Ottazzi P. [3]

2.2.1. Grados del Acero de Refuerzo

En concreto reforzado existe una tendencia a largo plazo a la utilización de materiales de alta resistencia tanto para el acero como para el concreto. Las barras de refuerzo con esfuerzos de fluencia de 40 *klb/pulg²*, de uso estándar 25 años atrás, han sido remplazadas casi en su totalidad por barras con esfuerzos de fluencia de 60 *klb/pulg²*, debido a que éstas últimas son más económicas y tienden a reducir la congestión del acero. Barras con esfuerzos de fluencia de 75 *klb/pulg²* se están utilizando de manera creciente en columnas. En el cuadro 2.2, se presentan todos los aceros de refuerzo actualmente disponibles, su grado o denominación, la especificación ASTM que define sus propiedades en detalle (incluyendo deformaciones) y sus dos valores mínimos principales de resistencia especificada. Las barras grado 40 ya no están disponibles en tamaños mayores que el No. 6, las barras grado 50 están disponibles hasta la No. 11 y las barras grado 75 están disponibles en tamaños No. 6 y superior.

Calidad de acero de Refuerzos				
Grado	ASTM	fy min (kg/cm ²)	fy max (kg/cm ²)	fu min (kg/cm ²)
40	A 615	2800	–	4200
60	A 615	4200	–	6300
75	A 615	5300	–	7000
60	A 706	4200	–	5600

Cuadro 2.2: Calidades del acero de refuerzo
Fuente: Ottazzi P. [3]

2.3. Concreto Presforzado

Se define como Presforzado, crear artificialmente esfuerzos permanentes en una estructura, con el objeto de mejorar su comportamiento y resistencia bajo diversas condiciones de servicio.

2.3.1. Concreto Presforzado Parcial

De Nilson A.[6], los primeros diseñadores del concreto presforzado dirigieron sus esfuerzos a la eliminación completa de los esfuerzos de tensión en los miembros sujetos a cargas de servicios normales. Esto se define como *presforzado completo*. A medida que se ha obtenido experiencia con la construcción de concreto presforzado, se ha llegado a ver que hay una solución intermedia entre el concreto completamente presforzado y el concreto armado ordinario que ofrece muchas ventajas. A tal solución intermedia, en la cual se permite una cantidad controlada de tensión en el concreto a la carga plena de servicio, se le llama *presforzado parcial*.

2.3.2. Métodos de Presforzado

Todos los miembros de concreto presforzado pueden considerarse dentro de dos categorías, que se definen a continuación:

2.3.2.1. Pretensado

Los miembros de concreto pretensado presforzado se producen tensando los tendones entre anclajes externos antes de vaciar el concreto, al endurecerse el concreto fresco, se adhiere al acero, esto hace entonces que entre acero y concreto haya un *anclaje de adherencia*.

En las figuras 2.4, 2.5 y 2.6, se muestran los distintos tipos de Prestensado.

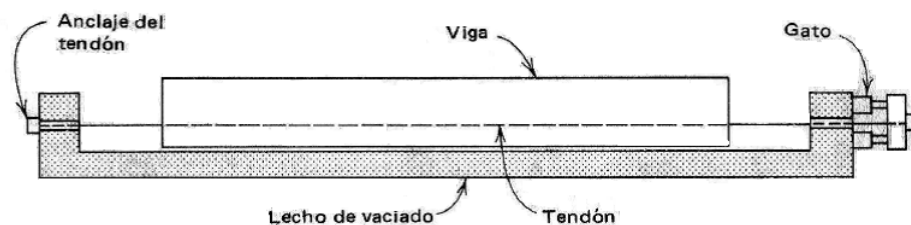


Figura 2.4: Métodos de pretensado-viga con tendón recto
Fuente: Nilson A.[6]

El concreto pretensado es usado en la industrialización de productos(prefabricación).

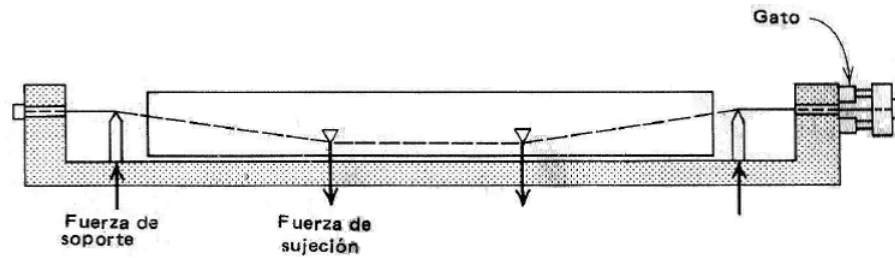


Figura 2.5: Métodos de pretensado-viga con excentricidad variable del tendón
Fuente: Nilson A.[6]

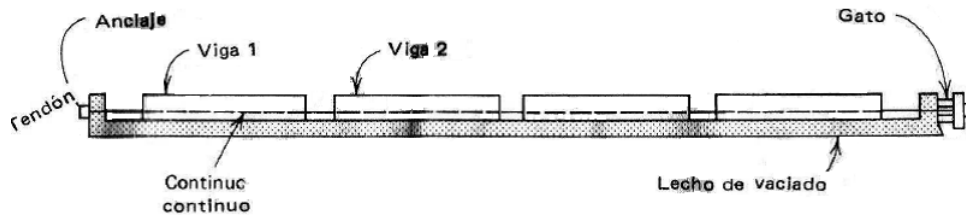


Figura 2.6: Métodos de pretensado-esforzado y vaciado de línea larga
Fuente: Nilson A.[6]

2.3.2.2. Postensado

Los miembros de concreto postensados presforzados, se esfuerzan los tendones después de que ha endurecido el concreto y de que ha alcanzado suficiente resistencia. En este sistema se emplean los anclajes mecánicos.

En las figuras 2.7, 2.8 y 2.9, se muestran los tipos de postensado.

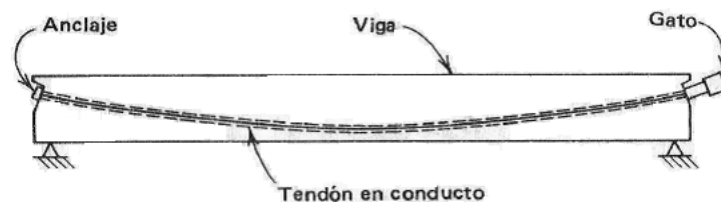


Figura 2.7: Métodos de postensado-viga con conducto hueco, embebido en el concreto
Fuente: Nilson A.[6]

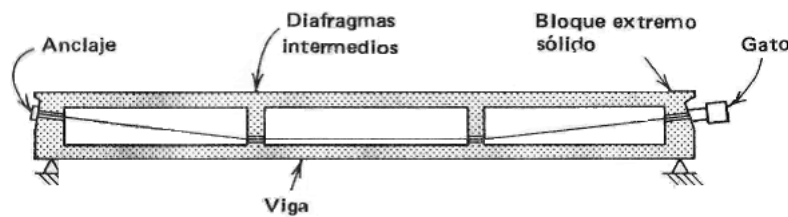


Figura 2.8: Métodos de postensado-viga celular hueca con diafragmas intermedios
Fuente: Nilson A.[6]

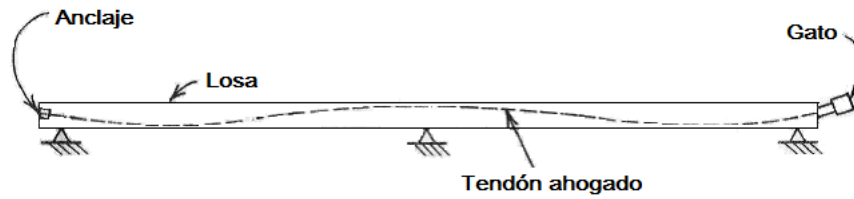


Figura 2.9: Métodos de postensado-losa continua con tendones envueltos
Fuente: Nilson A.[6]

2.3.3. Ventajas del Concreto Presforzado

- Elimina los esfuerzos de tracción en el concreto producida por la aplicación de las cargas externas y por lo tanto las fisuras asociadas a ellas.
- Reducción del consumo de acero por la utilización de acero de alta resistencia.
- Reduce el peralte de las vigas con respecto al concreto armado, por consiguiente reduce el peso de la estructura.
- Reducción de las flechas en cargas de servicio.
- Aumenta la posibilidad de prefabricación por el menor peso.

2.3.4. Pérdidas de Presfuerzo

De McCormac J. y Brown R. [1], los esfuerzos iniciales en los tendones de presfuerzo, se reducen con el paso del tiempo(en un periodo de cinco años), debido a varios factores. Estos factores se describen en las siguientes líneas:

2.3.4.1. Acortamiento Elástico Del Concreto (Δf_s)

Cuando el presfuerzo se transfiere al concreto, el miembro se acorta junto con el. Por lo tanto, hay una pérdida de presfuerzo en el acero.

Por lo anterior se muestra la expresión 2.3.1:

$$\Delta f_s = \frac{nP_o}{A_g} \quad (2.3.1)$$

donde :

P_o =Es el esfuerzo inicial en el cable.

En miembros postensados, el problema es diferente. Si tenemos solamente un tendón simple en un miembro postensado, el concreto se acorta mientras se aplica el gato al tendón contra el mismo. Puesto que la fuerza en el cable se mide una vez que se ha tenido lugar al acortamiento elástico del concreto, no es necesario tener en cuenta la pérdida del presfuerzo debido a ese acortamiento.

2.3.4.2. Contracción y Fluencia Plástica del Concreto

La contracción por secado del concreto provoca una reducción en la deformación del acero del presfuerzo igual a la deformación por contracción del concreto. La reducción del esfuerzo resultante en el acero constituye una componente importante de la pérdida del presfuerzo para todos los tipos de vigas de concreto presforzado.

La cantidad de flujo plástico en el concreto depende de varios factores, y puede variar entre 1 a 5 veces el acortamiento elástico instantáneo. Las fuerzas de presfuerzo usualmente se aplicaron a los miembros pretensados en la edad del concreto mucho antes que a los miembros postensados. Los miembros pretensados se vacían generalmente en una cama en un patio de presfuerzo, donde la rapidez de la producción de los miembros es una cuestión económica importante. El propietario busca tensionar el acero, vaciar el concreto y retirar los miembros de la cama de vaciado, tan pronto como el concreto alcance suficiente resistencia, de modo de poder seguir trabajando con la siguiente camada. En consecuencia, la contracción y el flujo plástico son mayores, así como las pérdidas resultantes. Las pérdidas promedio para miembros pretensados son de aproximadamente 6 %, y para miembros postensados, de aproximadamente 5 %.

2.3.4.3. Relajación o Escurrimiento de los Tendones

De McCormac J. y Brown R.[1], el flujo plástico o relajación de los tendones de acero es muy pequeño cuando los esfuerzos son bajos, pero el porcentaje de relajación aumenta cuando los esfuerzos son mayores. En general, las pérdidas estimadas varían entre 2 % y

3% de los esfuerzos iniciales. La magnitud de estas pérdidas en realidad varía bastante para diferentes aceros y debe determinarse en función de los datos proporcionados por el fabricante del metal.

2.3.4.4. Deslizamiento en los Sistemas de Anclaje en el Postensado

De McCormac J. y Brown R. [1], cuando se sueltan los restiradores y las fuerzas de presfuerzo se transfieren al extremo del sistema de anclaje, ocurre un pequeño deslizamiento de los tendones. La magnitud del deslizamiento depende del sistema usado y varía entre 0.10in y 0.20in. Tales deformaciones son muy importantes si los miembros y los tendones son cortos, pero si fueran largos, el porcentaje es de menor importancia.

2.3.4.5. Fricción a lo Largo de los Ductos del Postensado

Existen pérdidas en el postensado debido a la fricción entre los tendones y los ductos que los contienen.

En otras palabras, el esfuerzo en los tendones disminuye gradualmente conforme aumenta la distancia desde el punto de tensado, debido a la fricción entre los tendones y el material circundante. Estas pérdidas se deben a los llamados efectos de longitud y curvatura.

El efecto de *longitud* es la fricción que se tendría si el tendón fuese recto en vez de curvo. En realidad, es imposible que haya un ducto totalmente recto en la construcción postensada; En consecuencia, se da una fricción llamada efecto de longitud y también efecto por balanceo. La magnitud de esta fricción depende del esfuerzo en el tendón, de su longitud, de la mano de obra para el miembro específico en cuestión y del coeficiente de fricción entre los materiales.

El *efecto de curvatura* es la cantidad de fricción que ocurre además del efecto por balanceo que no ha sido planificado. La pérdida resultante es debida al efecto de fricción entre los materiales causado por la presión de los tendones sobre el concreto, la cual depende del esfuerzo y del cambio del ángulo en los tendones curvos.

2.3.5. Requisitos de Resistencia del Concreto Presforzado

De Lin T. Y.[7], generalmente se requiere un concreto más fuerte para el trabajo presforzado.

Por varias razones es necesaria una resistencia más alta en el concreto presforzado. Primero a fin de minimizar su costo, los anclajes comerciales para el acero de presfuerzo siempre se diseñan basándose en concreto de alta resistencia. Por consiguiente el concreto más débil, o requerirá anclajes especiales, o fallará bajo la aplicación del presfuerzo.

2.3.6. Acero de Presfuerzo

De Nilson A.[6], la razón para el fracaso de las mayoría de los primeros intentos en concreto presforzado fue la falla de emplear aceros con inadecuado nivel de esfuerzo-deformación. Los tipos de acero de presforzado se muestran a continuación:

2.3.6.1. Alambres Redondos

De Nilson A.[6], los alambres redondos que se usan en la construcción de concreto presforzado postensado y ocasionalmente en obras pretensadas se fabrican en forma tal de que cumplan los requisitos de la especificación ASTM¹ A421².

Los alambres se consiguen en cuatro diámetros tal como se muestra en el cuadro 2.3 y en dos tipos. El alambre tipo BA se usan en aplicaciones para los que las deformaciones de los extremos del alambre en frío se usan como medio de anclaje (anclaje de botón), y el tipo WA se usan para aplicaciones en las cuales los extremos se anclan por medio de cuñas y no se encuentran involucradas ninguna deformación de extremo de alambre en frío (anclaje de cuña).

¹American Society for Testing materials

²Alambre sin recubrimiento aliviado de esfuerzo para concreto presforzado

Diámetro nominal pulg.(mm)	Mínima resistencia de Tensión lb/pulg ²		Mínimo esfuerzo para una elongación de 1% Lb/-pulg ² (N/mm ²)	
	Tipo BA	Tipo WA	Tipo BA	Tipo WA
0.192(4.88)	*	250000(1725)	*	200000(1380)
0.196(4.98)	240000(1655)	250000(1725)	192000(1325)	200000(1380)
0.250(6.35)	240000(1655)	240000(1655)	192000(1325)	192000(1325)
0.276(7.01)	*	235000(1622)	*	188000(1295)

* Esos tamaños no se suministran comunmente para el alambre tipo BA

Cuadro 2.3: Alambre de concreto presforzado
Fuente: Nawy E.[8]

2.3.6.2. Cable Trenzado

De Nilson A.[6], el cable trenzado se usa casi siempre en miembros pretensados, y a menudo se usa también en construcción postensada. El cable trenzado se fabrica de acuerdo con la especificación ASTM A416³. Es fabricado con siete alambres firmemente torcidos alrededor de un séptimo de diámetro ligeramente mayor. El paso de la espiral del torcido es de 12 a 16 veces el diámetro nominal del cable.

En el cuadro 2.4 se muestra las propiedades del cable trenzado.

Diámetro nominal pulg.(mm)	Resistencia a la ruptura Lb (KN)	Área nominal del cable pulg ² (mm ²)	Carga mínima para una elongación de 1% Lb(KN)
Grado 250			
0.25(6.35)	9000(40.0)	0.036(23.22)	7650(34.0)
0.313(7.94)	14500(64.5)	0.058(37.42)	12300(54.7)
0.375(9.53)	20000(89.0)	0.080(51.56)	17000(75.6)
0.438(11.11)	27000(120.1)	0.108(69.68)	23000(102.3)
0.500(12.70)	36000(160.1)	0.144(92.90)	30600(136.2)
0.600(15.24)	54000(240.2)	0.216(139.35)	45900(204.2)
Grado 270			
0.375(9.53)	23000(102.3)	0.085(54.84)	19550(87.0)
0.438(11.11)	31000(137.9)	0.115(74.19)	26350(117.2)
0.500(12.70)	41300(183.7)	0.153(98.71)	35100(156.1)
0.600(15.24)	58600(260.7)	0.217(140.0)	49800(221.5)

Cuadro 2.4: Propiedades del cable de siete alambres sin revestimiento
Fuente: Nawy E. [8]

³Cable Trenzado sin revestimiento, de siete alambres, relevado de esfuerzos, para concreto presforzado

2.3.6.3. Varillas de Acero de Aleación

De Nilson A. [6], Las varillas se fabrican de manera que cumplan con los requisitos de la especificación ASTM A722⁴.

En el cuadro 2.5 se muestra las propiedades de las varillas de acero.

Diámetro nominal pulg.(mm)	Área nominal del cable pulg ² (mm ²)	Resistencia a la ruptura Lb (KN)	Carga mínima para una elongación de 0.7 % Lb(KN)
Grado 145			
$\frac{1}{2}$ (12.70)	0.196(127)	28000(125)	25000(111)
$\frac{3}{8}$ (15.88)	0.307(198)	45000(200)	40000(178)
$\frac{1}{2}$ (19.05)	0.442(285)	64000(285)	58000(258)
$\frac{7}{8}$ (22.23)	0.601(388)	87000(387)	78000(347)
1(25.40)	0.785(507)	114000(507)	102000(574)
$1\frac{1}{8}$ (28.58)	0.994(642)	144000(641)	129000(574)
$1\frac{1}{4}$ (31.75)	1.227(792)	178000(792)	160000(712)
$1\frac{3}{8}$ (34.93)	1.485(958)	215000(957)	193000(859)

Cuadro 2.5: Propiedades de las varillas de acero de aleación
Fuente: Nilson A.[6]

2.3.7. Esfuerzos Permisibles de Flexión en el Concreto

La NTE E-060[2], establece límites de esfuerzo en el concreto, los cuales se ve en los cuadros 2.6 y 2.7.

Los esfuerzos en el concreto inmediatamente después de la transferencia del presforzado (antes de las pérdidas de presfuerzo que dependen del tiempo) no deben exceder los valores siguientes:	
Esfuerzo en la fibra extrema en compresión	$0,60f'_{ci}$
Esfuerzo en la fibra extrema en tracción, salvo lo permitido en (c)	$0.25\sqrt{f'_{ci}}$
Esfuerzo en la fibra extrema en tracción en los extremos de elementos simplemente apoyados	$0.50\sqrt{f'_{ci}}$

Cuadro 2.6: Esfuerzos admisibles en el concreto presforzado, parte I.
Fuente: NTE E-060 [2]

⁴Varillas de acero de alta resistencia, sin revestimientos, para concreto presforzado

Para los elementos presforzados sometidos a flexión Clase U y Clase T, los esfuerzos en el concreto bajo las cargas de servicio (después de haber ocurrido todas las pérdidas de presforzado), no deben exceder los valores siguientes:

Esfuerzo en la fibra extrema en compresión debido al presforzado y a las cargas sostenidas en el tiempo.	$0.45f'_c$
Esfuerzo en la fibra extrema en compresión debida al presforzado y al total de las cargas	$0.60f'_c$

Cuadro 2.7: Esfuerzos admisibles en el concreto presforzado, parte II
Fuente: NTE E-060 [2]

Donde:

f'_{ci} = Resistencia especificada a la compresión del concreto al momento del presforzado inicial(MPa).

f'_c = Resistencia a la compresión del concreto(MPa).

2.3.8. Esfuerzos Permisibles de Flexión en el Acero

La NTE E-060[2], establece límites del presforzado en el acero, los cuales se ve en el cuadro 2.8.

Debido a la fuerza del gato de presforzado, pero no mayor que el mínimo entre $0,80f_{pu}$ y el máximo valor recomendado por el fabricante del acero de presforzado o de los dispositivos de anclaje.	$0,94f_{py}$
Inmediatamente después de la transferencia del presforzado.	$0,82f_{py}$ pero no mayor que $0,74f_{pu}$
Tendones de postensado, en anclajes y acoples, inmediatamente después de la transferencia.	$0,70f_{pu}$

Cuadro 2.8: Esfuerzos admisibles en el acero de presforzado
Fuente: NTE E-060 [2]

Donde:

f_{py} = Resistencia especificada a la fluencia del acero de presforzado(MPa).

f_{pu} = Resistencia especificada a la tracción del acero de presforzado(MPa)

2.4. Requisitos de Resistencia y de Servicio

2.4.1. Resistencia Requerida

La NTE E-060 [2], establece como resistencia requerida (concreto reforzado), para cargas muertas (CM) y cargas vivas (CV) como mínimo lo mostrado en la expresión 2.4.1.

$$U = 1.4CM + 1.7CV \quad (2.4.1)$$

El ACI 318 [4], establece como resistencia requerida (concreto presforzado) para cargas muertas (CM), cargas vivas (CV) y fuerza final del Postensado (T) como mínimo lo mostrado en la expresión 2.4.2.

$$U = 1.4CM + 1.7CV + T \quad (2.4.2)$$

2.4.2. Resistencia de Diseño

La NTE E-060 [2], denota la resistencia de diseño como ϕRn , estableciendo los valores de ϕ mostrados en el cuadro 2.9.

Valores del factor de reducción ϕ	
Flexión sin carga axial	0.90
Cortante y torsión	0.85
Aplastamiento en el concreto (excepto para las zonas de anclajes de postensado)	0.70
Zonas de anclaje de postensado	0.85

Cuadro 2.9: Valores del factor ϕ
Fuente: NTE E-060[2]

2.4.3. Resistencia de Servicio

La NTE E-060 [2], establece deflexiones máximas admisibles a cargas de servicio, estos límites se muestran en el cuadro 2.10.

Tipo de elemento	Deflexión considerada	Límite de deflexión
Techos planos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	Deflexión inmediata debida a la carga viva	$L/180^*$
Pisos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	Deflexión inmediata debida a la carga viva	$L/360$
Pisos o techos que soporten o estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	La parte de la deflexión total que ocurre después de la unión de los elementos no estructurales	$L/480^2$
Pisos o techos que soporten o estén ligados a elementos no estructurales no susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	(La suma de la deflexión a largo plazo debida a todas las cargas permanentes, y la deflexión inmediata debida a cualquier carga viva adicional) ¹	$L/240^3$
*Este límite no tiene por objeto constituirse en un resguardo contra el estancamiento de aguas.		
1 Las deflexiones a largo plazo se pueden reducir en la cantidad de deflexión calculada que ocurra antes de unir los elementos no estructurales.		
2 Este límite se puede exceder si se toman medidas adecuadas para prevenir daños en elementos apoyados o unidos.		
3 Pero no mayor que la tolerancia establecida para los elementos no estructurales.		

Cuadro 2.10: Deflexiones máximas permisibles-Parte II
Fuente: NTE E-060[2]

2.5. Fisuración en Elementos de Concreto Reforzado

La fisuración en elementos de concreto Armado es inevitable, pues aparece cuando se sobrepasa la capacidad resistente del hormigón a tracción que es baja, aproximadamente entre un 8% y 15% de su resistencia a compresión.

De Park R. y Paulay T. [5] se identificaron tres motivos por los cuales es necesario limitar el ancho de fisuras en elementos de concreto reforzado, estos son la apariencia (estética), la corrosión y la impermeabilidad.

- **Consideraciones estéticas;** De Ottazzi P. [3], se puede decir que, en superficies limpias y poco rugosas, se ha establecido que las grietas que exceden de $0.25mm$ a $0.35mm$ son visibles y pueden conducir a preocupación por parte del público usuario. El ancho de grietas anterior podría considerarse como ancho límite. El tamaño "visible" de las grietas depende mucho del acabado, color y textura superficial del elemento.
- **Corrosión;** El concreto de cemento portland generalmente protege contra la corrosión al acero de refuerzo ahogado. El valor protector del concreto se debe principalmente a su elevada alcalinidad. Si hay agentes químicos que penetran al concreto que rodea el acero, se neutraliza la alcalinidad y se reducen las propiedades inhibitoras de la corrosión. De Ottazzi P.[3], las recientes investigaciones realizadas, no han podido establecer a partir de que ancho de grietas existe peligro de corrosión y sugieren que los factores que influyen en el eventual inicio de la corrosión, son independientes del ancho de las grietas.
- **Impermeabilidad;** Considerada como una de las razones importantes a controlar el ancho de fisuras, si se trata de estructuras a contener líquidos y granos.

2.5.1. Tipos de Fisuras en Elementos de Concreto Reforzado

A continuación se enumera algunos tipos de grietas, ver figura 2.10, describiéndose en la sección siguiente las fisuras ocasionadas por flexión , tema principal del presente trabajo.

- Grietas de flexión.
- Grietas por cortante en el alma.
- Grietas por cortante-flexión.
- Grietas por torsión.
- Grietas de adherencia.

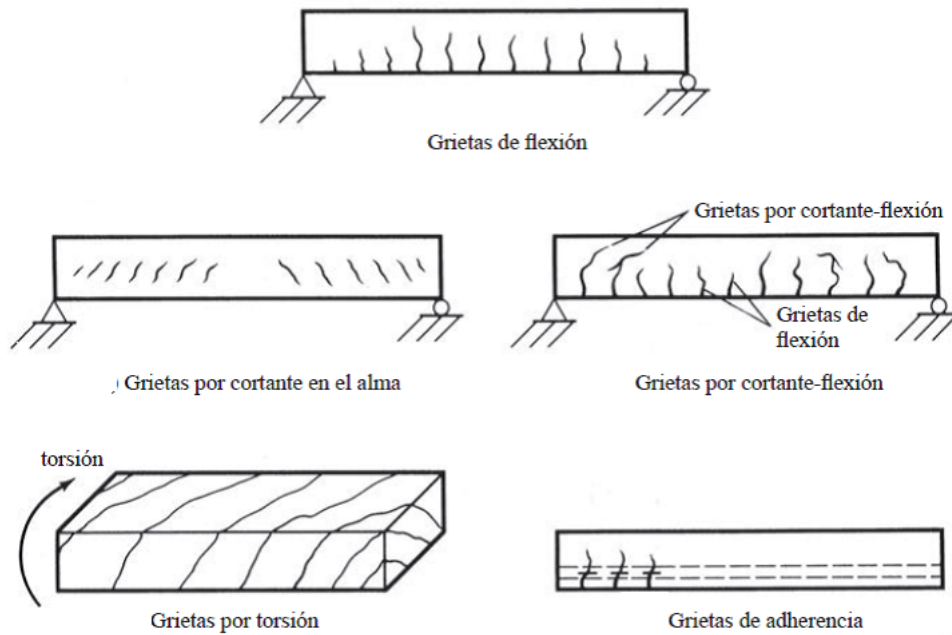


Figura 2.10: Algunos tipos de grietas en miembros de concreto.
Fuente : McCormac J. y Brown R. [1]

2.5.2. Control de Fisuración en Miembros Sometidos a Flexión

El comité ACI 224[9], define como importante el control del agrietamiento en elementos de concreto reforzado sometidos a flexión.

2.5.2.1. Control de Fisuración en Vigas y Losas Reforzadas en Una Dirección

Se han propuesto una serie de ecuaciones para la predicción de los anchos de fisura en miembros de flexión; la mayoría de ellos fueron revisados en la versión original del informe del comité ACI 224 (Comité ACI 224, 1972). Según el comité ACI 224 [9], el control de la fisuración se proporciona mediante el cálculo del ancho de la grieta probable y elementos estructurales de dosificación de manera que el ancho calculado es menor que un valor predefinido.

En 1968 se desarrolló la expresión 2.5.1 con objeto de estimar los anchos máximos de las grietas que se presentan en las caras de tensión de miembros sometidos a la flexión; Se basan en el análisis estadístico (Gergely y Lutz 1968) de datos máximo de ancho

2.5. Fisuración en Elementos de Concreto Reforzado

de grietas de un número de fuentes. Con base en el análisis, se llegó a las siguientes conclusiones generales:

- La tensión en el acero de refuerzo es la variable más importante.
- El espesor de la capa de concreto es una variable importante, pero no la única consideración geométrica.
- El área de concreto que rodea a cada barra de refuerzo es también una variable importante geométrica.
- El diámetro de la barra no es una variable importante.

$$w = 0.0076\beta f_s \sqrt[3]{d_c A} \times 10^{-3} \quad (2.5.1)$$

Donde:

w = Ancho estimado de la grieta en milésimas de pulgada.

β = Relación de la distancia al eje neutro desde la fibra extrema a tensión del concreto a la distancia del eje neutro al centroide del acero de tensión.

f_s = Esfuerzo en el acero, en klb/plg^2 bajo carga de servicio (el proyectista puede usar $0.6f_y$ en estructuras normales).

d_c = Recubrimiento de la varilla situada más al exterior, medido desde la fibra extrema de tensión al centro de la varilla o alambre más próximos. (Para un racimo de varillas, d_c se mide al centro de gravedad del racimo).

A = Área efectiva a tensión del concreto alrededor del refuerzo principal (su centroide es el mismo que el del refuerzo) dividida entre el número de varillas.

La expresión 2.5.1 al aplicarla a vigas, generalmente se obtienen resultados razonables si β se toma igual a 1.20. Sin embargo, para losas delgadas en una dirección, se obtienen valores más realistas si β se toma igual a 1.35.

El número de varillas de refuerzo presentes en un miembro particular decididamente afecta el valor de A por usarse en la expresión anterior, así como el ancho calculado de la grieta. Si se usan varillas cada vez más pequeñas para proporcionar el área necesaria,

el valor de A será menor, así como los anchos estimados de las grietas.

Si todas las varillas en un grupo particular no son del mismo tamaño, su número (por usarse en la ecuación) debe considerarse igual al área total de acero de refuerzo en el grupo dividida por el área de la varilla de mayor tamaño usada.

2.5.2.2. Control de Fisuración en Losas Reforzadas en Dos Sentidos

Según el reporte del comité ACI 224[9], las ecuaciones de control de ancho de grietas para vigas, subestiman los anchos de grietas desarrollados en losas de concreto reforzado en dos direcciones. De Nawy E.[10], se muestra la expresión 2.5.2, que es usada para predecir el ancho máximo de grietas en losas bidireccionales.

$$w = k\beta f_s \sqrt{I} \quad (2.5.2)$$

Donde los términos dentro del radical se definen como:

$$I = \frac{d_{b1}s_2}{\rho_{t1}} \quad (2.5.3)$$

Donde:

k = Coeficiente de fractura $k = 2.8 \times 10^{-5}$ para losas cuadradas bidireccionales uniformemente cargadas. Para losas con relación de lados menor de 0.75 pero mayor de 0.5 tomar $k = 2.1 \times 10^{-5}$. Para losas con relación de lados menor de 0.5 tomar $k = 1.6 \times 10^{-5}$.

$\beta = 1,25$ (escogidos para simplificar los cálculos, aunque varía entre 1.20 y 1.35).

d_{b1} = Diámetro de la armadura en la dirección 1 más cercana a las fibras exteriores de hormigón, (in.).

s_2 = Separación de las armaduras en dirección 2 perpendicular, (in.).

ρ_{t1} = Cuantía de acero activo, esto es, el área de acero A_s por ft de ancho $12[d_{b1}+2c_1]$, donde c_1 es el recubrimiento de concreto medido desde la cara de la tracción del concreto hasta el borde más próximo de la barra de refuerzo en la dirección 1.

w = ancho de fisura en la cara de concreto causado por la flexión.

Donde la dirección 1 se refiere a la dirección del refuerzo más cercano a las fibras exte-

riores del concreto; esta es la dirección a la que debe hacerse el control de la fisuración.

Los subíndices 1 y 2 se refieren a las direcciones de refuerzo.

Para losas simplemente apoyadas, el valor de k se debe multiplicar por 1.5

2.5.2.3. Control de Fisuración por el Eurocódigo EC2-2004

El comite ACI 224 [9], informa sobre la necesidad del Eurocódigo de limitar la fisuración a un nivel que no perjudique el correcto funcionamiento de la estructura ni provoque que su apariencia sea inaceptable.

La sección 7.3.1 del Eurocódigo EC2[11], limita el máximo ancho de fisura a 0.30mm.

El Eurocódigo EC2 da la expresión 2.5.4, con el fin de evaluar el ancho de fisura.

$$w_k = \beta s_{rm} \varepsilon_{sm} \quad (2.5.4)$$

Donde:

w_k = Ancho de fisura de diseño.

s_{rm} = Separación media de fisuras estabilizadas.

ε_{sm} = deformación media bajo combinaciones de cargas relevantes y tomando en cuenta efectos tales como rigidización por tracción o retracción.

β = coeficiente que relaciona el ancho de fisura medio con el valor de diseño igual a 1.7 para fisuración inducida por las cargas y para fisuración por restricción en secciones con dimensión mínima superior a 800 mm (32 in).

La deformación ε_{sm} en la sección se obtiene de la siguiente expresión:

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \left[1 - \beta_1 \beta_2 \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right] \quad (2.5.5)$$

Donde:

σ_s = Tensión en la armadura de tracción calculada en base a una sección fisurada, Mpa.

σ_{sr} = Tensión en la armadura de tracción calculada en base a una sección fisurada bajo condiciones de carga que provocan la primera fisura, MPa.

2.5. Fisuración en Elementos de Concreto Reforzado

β_1 = Coeficiente que toma en cuenta las características de adherencia de las barras.
1.0 para barras conformadas y 0.5 para barras lisas.

β_2 = Coeficiente que toma en cuenta la duración de las cargas. 1.0 para cargas únicas o de corta duración y 0.5 para cargas sostenidas o cíclicas.

E_s = módulo de elasticidad de la armadura, MPa.

La separación media de fisuras estabilizadas s_{rm} se evalúa mediante la expresión :

$$s_{rm} = \frac{50 + 0.25k_1k_2d_b}{\rho_t} (mm) \quad (2.5.6)$$

Donde:

d_b = diámetro de barra, mm.

ρ_t = cuantía efectiva = A_s/A_{ct} ; La sección efectiva de concreto en tracción A_{ct} es generalmente el área de concreto que rodea la armadura de tracción de una profundidad igual a 2.5 veces la distancia desde la cara traccionada de la sección de concreto hasta el baricentro de la armadura. Para losas donde la profundidad de la zona traccionada puede ser pequeña, la altura del área efectiva no se debe tomar mayor que $[(c - db)/3]$, donde: c = recubrimiento libre hasta la armadura, mm.

k_1 = 0.8 para barras corrugadas y 1.6 para barras lisas.

k_2 = 0.5 para flexión y 1.0 para tracción pura.

El reporte del comité ACI 224, en base al Eurocodigo EC2 [11] , para simplificar el cálculo de los términos de las anteriores ecuaciones, propone la elección de la mínima sección de la armadura A_s para control de la fisuración con la siguiente expresión:

$$A_s = k_c k f_{ct,eff} A_{ct} / \sigma_s \quad (2.5.7)$$

Donde:

A_s = Sección de armadura dentro de la zona de tracción, mm.

A_{ct} = Sección efectiva de hormigón en tracción, mm.

σ_s = Máxima tensión permitida en la armadura luego de la formación de la fisura. En vez de σ_s se puede tomar la resistencia a la fluencia, aunque puede que sean necesarios

2.5. Fisuración en Elementos de Concreto Reforzado

valores menores para satisfacer los anchos de fisura límite.

$f_{ct,eff}$ = resistencia a la tracción del hormigón efectiva al momento de la formación de la primera fisura. Se puede usar un valor de 3 MPa.

k_c = Coeficiente que representa la naturaleza de la distribución de las tensiones. 1.0 para tracción directa y 0.4 para flexión.

k = Coeficiente que toma en cuenta las tensiones no uniformes debidas a la restricción resultante de deformaciones intrínsecas o extrínsecas. Varía entre 0.5 y 1.0.

El Eurocódigo EC2 [11], indica que los anchos de las fisuras provocadas predominantemente por flexión generalmente no superarán los 0.30 mm si el tamaño y separación de las armaduras se encuentran dentro de los rangos de valores dados que se muestran en los cuadros 2.11 y 2.12.

Tension en el acero, MPa	Tamaño máximo de barra, mm
160	32
200	25
240	20
280	16
320	12
360	10
400	8
450	6

Cuadro 2.11: Diámetro máximo de barra para barras de alta adherencia
Fuente:Comité ACI224 [9]

Tensión en el acero, MPa	Máxima separación de las barras, mm.	
	Flexión pura	Tracción Pura
160	300	200
200	250	150
240	200	125
280	150	75
320	100	–
360	50	–

Cuadro 2.12: Máxima separación de las barras para barras de alta adherencia
Fuente:Comité ACI224 [9]

2.5.3. Limitación de Ancho de Fisuras

El comité ACI 224 [9] presentó un conjunto de anchos máximos aproximados permisibles de grietas para miembros de concreto reforzado sometidos a diferentes condiciones de exposición. Estos valores están resumidos en el cuadro 2.13.

Miembros sometidos a:	Anchos permisibles de grietas	
	pulg.	mm
Aire seco	0.016	0.41
Aire húmedo, suelo	0.012	0.30
Productos químicos descongelantes	0.007	0.18
Agua de mar y aspersión de agua de mar	0.006	0.15
Uso en estructuras que retienen agua	0.004	0.10

Cuadro 2.13: Anchos máximos permisibles de grietas
Fuente: McCormac J. y Brown R.[1]

2.6. Losas Planas de Concreto Reforzado

Las losas planas, incluyen las losas de concreto reforzado en dos direcciones con capiteles, con ábacos o con ambos. Estas losas son muy satisfactorias para cargas pesadas y grandes claros.

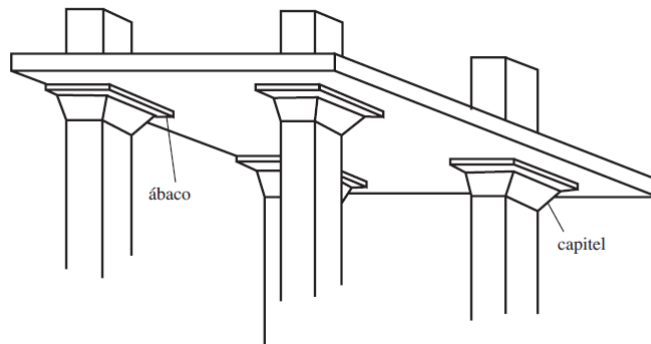


Figura 2.11: Losa plana
Fuente: McCormac J. y Brown R.[1]

Aunque el encofrado es más caro que para las placas planas⁵, las losas planas requieren

⁵Losas sólidas de concreto de espesor uniforme que transfieren las cargas directamente a las colum-

menores cantidades de concreto y refuerzo para las mismas cargas y los mismos claros. Son particularmente económicas para bodegas, estacionamientos y edificios industriales, así como para estructuras similares donde los ábacos o capiteles visibles sean aceptables.

2.6.1. Límites de Espesor de Losas Planas por La NTE E-060

De acuerdo con la NTE E-060[2], sección 9.6.3.2, el espesor mínimo de losas en dos direcciones sin vigas interiores no debe ser menor que el dado por el cuadro 2.14.

Esf. de fluencia(f_y) lb/plg^2*	Sin <i>bacos</i> ¹		tableros interiores	Con <i>bacos</i> ¹		Tableros interiores
	Tableros exteriores			Tableros exteriores	Tableros interiores	
	Sin vigas de borde	Con vigas de borde ²	Sin vigas de borde	Con vigas de borde ²		
40000	$ln^3/33$	$ln/36$	$ln/36$	$ln/36$	$ln/40$	$ln/40$
60000	$ln/30$	$ln/33$	$ln/33$	$ln/33$	$ln/36$	$ln/36$
75000	$ln/28$	$ln/31$	$ln/31$	$ln/31$	$ln/34$	$ln/36$

* Para valores de esfuerzos de fluencia del acero de refuerzo entre los valores dados en la tabla, el espesor mínimo se determinará por interpolación lineal.

1 Los ábacos se definen en las secciones del ACI-318

2 Losas con vigas entre columnas a lo largo de bordes exteriores. El valor de α_f para la viga de borde no será menor que 0.8.

3 Para construcción en dos direcciones ln es la longitud del claro libre en la dirección larga, medida cara a cara de los apoyos en las losas sin vigas y cara a cara de las vigas u otros apoyos en otros casos.

Cuadro 2.14: Espesor mínimo de losas sin vigas interiores

Fuente: NTE E-060[2]

Y no debe ser inferior que los siguientes valores:

- Losas sin ábacos $\geq 125mm$.
- Losas con ábacos $\geq 100mm$.

2.6.2. Detalle del Refuerzo en las Losas sin Vigas

El refuerzo en las losas sin vigas debe tener como mínimo las longitudes indicadas en la Figura 2.12.

nas sin ayuda de vigas capiteles o ábacos.

Cuando las luces adyacentes no sean iguales, la prolongación del refuerzo para momento negativo más allá del borde del apoyo, como se muestra en la figura 2.12, debe basarse en los requisitos de la luz mayor.

FRANJA	LOCALIZACION	PORCENTAJE MINIMO DE A_s EN LA SECCION	SIN ABACOS (SIN SOBRE ESPESORES)	CON ABACOS (CON SOBRE ESPESORES)
FRANJA DE COLUMNAS	ARRIBA	50% restante		
	ABAJO	100%		
FRANJA CENTRAL	ARRIBA	100%		
	ABAJO	50% restante		

Figura 2.12: Longitudes mínimas del refuerzo en losas sin vigas





Fuente: NTE-E-060[2]

2.7. Losas Planas de Concreto Presforzado

Las losas planas de concreto presforzado nacen como una alternativa de mejora del concreto ante cargas de servicio, así como el control del agrietamiento.

2.7.1. Tipos de Losas Planas Presforzadas

A continuación se muestra tipos de losas planas presforzadas, ver cuadro 2.15:

Tipo de Losa	Luz Máxima recomendada
	Losa plana y Lisa. Es el tipo más usado en oficinas, hoteles, estacionamientos, escuelas, centros comerciales, etc Luz máxima entre 7m-10m Criterio de Limitación: punzonamiento en losa
	Losa plana con ábaco, para casos similares a la losa plana y lisa, en donde los claros son más largos y existen problemas de cortante Luz máxima aproximada 11.50m
	Losa plana con capitel, para casos similares a la losa plana y lisa, en donde los claros son más largos y existen problemas de cortante Luz máxima aproximada 12m
	Losa plana con vigas anchas descolgadas, usado cuando las luces usadas en una dirección son mucho mayores que en otra y donde las cargas vivas son realmente elevadas Luz máxima aproximada 13m

Cuadro 2.15: Tipos de losas planas de concreto Presforzado
Fuente:FREYSSINET [12]

2.7.2. Diseño de Losas Planas: Método del Estado de Carga Balanceada

De Nawy E. [8], el método de las cargas balanceadas es útil para el tratamiento de losas planas. Los tendones pueden colocarse de tal manera que una carga especificada, por ejemplo la carga muerta total, pueda cancelarse mediante la carga equivalente hacia arriba proveniente del presfuerzo.

De Nilson A. [6], el fundamento del método lo ilustra en el contexto de una viga simplemente apoyada, ver figura 2.13, la viga debe diseñarse para una carga balanceada consistente en su peso propio w_o , la carga muerta sobrepuesta w_d , y alguna pequeña fracción de la carga viva designada mediante $k_b w_l$. Como la carga externa es uniformemente distribuida se usa el tendón que tenga la forma parabólica, produciendo una carga uniformemente distribuida hacia arriba igual a la expresión 2.7.1 .

$$w_p = \frac{8Py}{L^2} \tag{2.7.1}$$

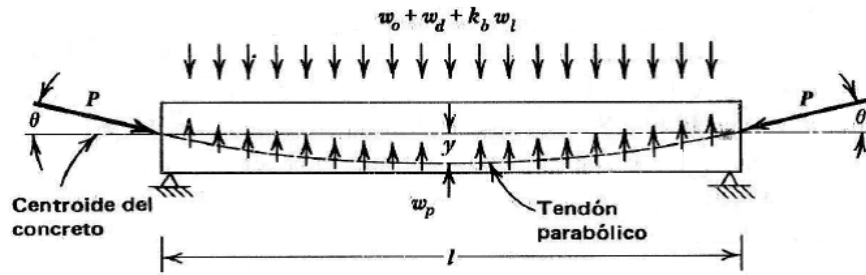


Figura 2.13: Cargas externas y equivalentes sobre viga
Fuente: Nilson A.[6]

De la expresión anterior 2.7.1, podemos despejar P, que es la fuerza pretensora, como se muestra en la expresión 2.7.2.

$$P = \frac{w_p L^2}{8y} \quad (2.7.2)$$

2.7.3. Cargas y Momentos Equivalentes Producidos por Tendones Presforzados

El efecto de un cambio en el alineamiento vertical de un tendón de presforzado es producir una fuerza transversal vertical en el miembro de concreto. En el cuadro 2.16 se muestra los momentos equivalentes producidos por tendones.

Miembro	Carga Equivalente en el Concreto Presforzado	Momento producido por el tendón

Miembro	Carga Equivalente en el Concreto Presforzado	Momento producido por el tendón

Cuadro 2.16: Cargas y Momentos equivalentes producidos por tendones presforzados
Fuente: Nilson A.[6]

2.7.4. Clasificación de Miembros Presforzados Sometidos a Flexión

El código ACI-318 [?], hace una clasificación de los miembros presforzados sometidos a flexión basada en f_t , tal clasificación se muestra en el cuadro 2.17.

Comportamiento supuesto	Clase	Límites de f_t
No fisurado	U^1	$f_t < 0.62\sqrt{f'_c}$
Transición entre fisurado y no fisurado	T	$0.62\sqrt{f'_c} < f_t < \sqrt{f'_c}$
Fisurado	C	$f_t > \sqrt{f'_c}$

llos sistemas de losas presforzadas en dos direcciones deben de ser diseñadas como clase U con $f_t < 0.50\sqrt{f'_c}$.

Cuadro 2.17: Clasificación de miembros presforzados sometidos a flexión
Fuente: ACI 318S-14 [4]

Donde en el cuadro 2.17:

f_t = Esfuerzo en la fibra extrema por tracción en la zona de tracción precomprimida, calculado para las cargas de servicio usando las propiedades de la sección bruta(MPa).

El diseño de losas planas debe cumplir los límites de esfuerzo mencionados en la sección 2.3.8.

2.7.5. Refuerzo Mínimo Adherido Establecido por la NTE E-060

La sección 18.9.3 de la NTE E-060 [2] dispone lo siguiente respecto al área mínima y distribución de refuerzo:

- En las zonas de momento positivo donde el esfuerzo de tracción calculado en el concreto bajo carga de servicio excede $0,17\sqrt{f'_c}$ el área mínima del refuerzo adherido debe calcularse mediante la expresión 2.7.3.

$$A_s = \frac{N_c}{0.5f_y} \quad (2.7.3)$$

Donde:

N_c = Fuerza de tracción en el concreto debida a la carga muerta más la carga viva no amplificadas.

- En las zonas de momento negativo sobre las columnas de apoyo, el área mínima del refuerzo adherido, A_s , en la parte superior de la losa en cada dirección, debe calcularse con la expresión 2.7.4.

$$A_s = 0.00075A_{cf} \quad (2.7.4)$$

Donde:

A_{cf} = es la mayor área de la sección transversal bruta de las franjas viga - losa en los dos pórticos equivalentes ortogonales que se intersectan la columna de losa en dos direcciones.

El refuerzo adherido requerido por la expresión 2.7.4, debe distribuirse entre líneas que están $1.5h$ fuera de las caras opuestas de la columna de apoyo. Deben colocarse por lo menos 4 barras o alambres en cada dirección. El espaciamiento del refuerzo adherido no debe exceder de $300mm$.

2.8. Formas de Ejecución del Concreto Presforzado

En esta sección se describe la forma de ejecución del concreto presforzado, sin embargo antes se dan las siguientes definiciones:

2.8.1. Clasificación del Concreto Presforzado Según la Adherencia entre Concreto y Acero de Presfuerzo

Con el tiempo se fueron desarrollando distintas clasificaciones de concreto presforzado, siendo la más importante la clasificación que tiene que ver con el momento del tensado, sin embargo también se cuenta con la clasificación que tiene que ver con la adherencia entre concreto y acero de presfuerzo, la cual se define a continuación:

2.8.1.1. Presfuerzo sin Adherencia

Cuando el elemento tensor se recubre de un material graso y posteriormente con un ducto de polietileno de alta densidad para proteger el elemento tensor contra la corrosión.

2.8.1.2. Presfuerzo con Adherencia

Cuando el elemento tensor se recubre de lechada de concreto dentro del ducto en este caso metálico, con la finalidad de lograr adherencia entre el concreto y el elemento tensor.

2.8.2. Elementos y Equipos Usados en el Concreto Presforzado

2.8.2.1. Vaina o Ducto

Las vainas o ductos, son los conductos dentro del concreto de la losa por donde se colocan los elementos tensores, las vainas pueden ser elementos metálicos o de polietileno, las cuales tienen corrugaciones para poder garantizar la adherencia entre el concreto de la losa y el tendón.



(a) Vaina metálica

(b) Vaina de polietileno

Figura 2.14: Tipos de ductos

Fuente: DYWIDAG[13]

2.8.2.2. Anclajes

Los tendones se anclan a la losa mediante anclajes mecánicos, estos anclajes son capaces de retener el tendón en su estado de deformación y transmitir la fuerza del presfuerzo a la estructura. Existen varios tipos de anclajes, a continuación se describe cada uno de ellos:

- **Anclajes Pasivos:** Los anclajes pasivos, son los que retienen la fuerza del tendón al extremo opuesto donde se aplica la fuerza del presforzado con el gato hidráulico. Estos tipos de anclajes pueden quedar embebidos en el concreto. De Sanchez M.[14], también se conoce como anclaje pasivo a los anclajes activos donde no se va aplicar la fuerza del gato.

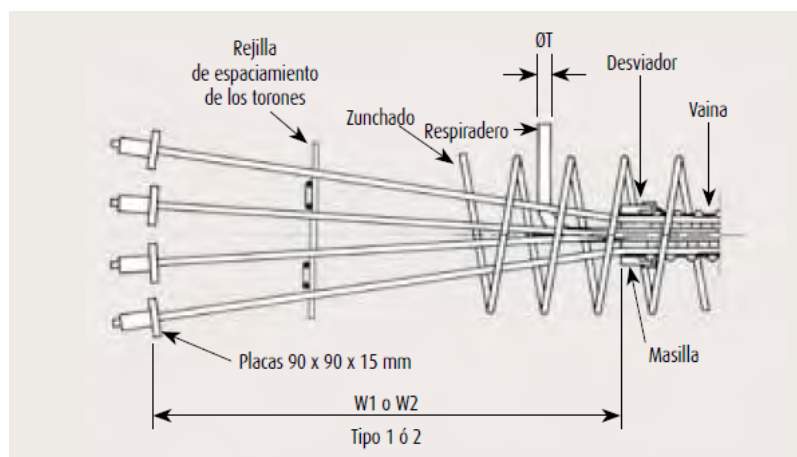


Figura 2.15: Anclaje pasivo tipo N

Fuente: DYWIDAG[13]

- **Anclajes Activos:** Los anclajes activos son aquellos que sobresalen de la losa y permiten el tensado del cordón del presforzado mediante un gato hidráulico.



Figura 2.16: Anclaje activo tipo ED
Fuente: FREYSSINET[15]

- **Acopladores o Empalmes:** Son anclajes que se sitúan dentro de una junta de construcción.



Figura 2.17: Acoplador tipo R
Fuente: DYWIDAG[13]

2.8.2.3. Equipos de Postensado

- **Enfiladoras:** Son los equipos que permiten movilizar los tendones de postensado de forma mecánica. De Sanchez M. [14], consiste en un tren de rodillos accionando mecánicamente o hidráulicamente que impulsa un torón desenrollando e

introduciéndolo en la vaina de su tendón correspondiente.

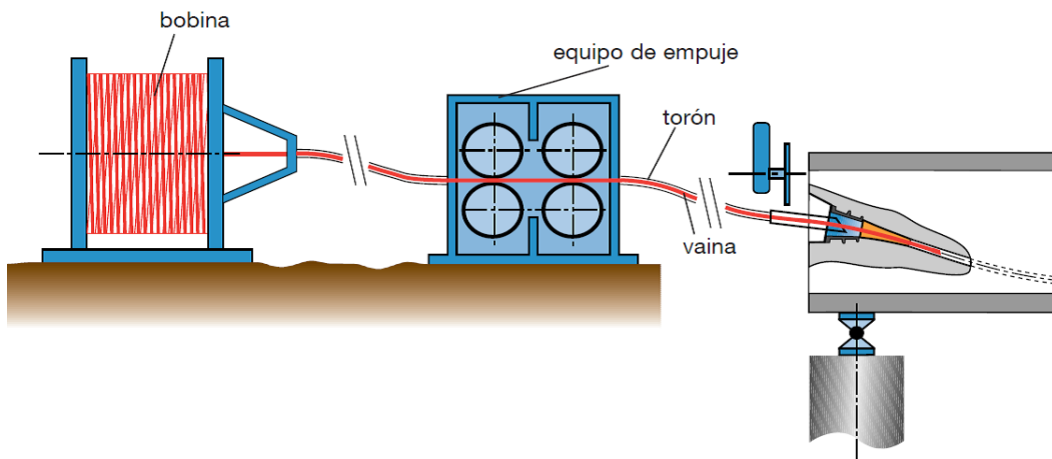


Figura 2.18: Enfiladora por empuje
Fuente: DYWIDAG[13]

- **Bombas de Inyección:** Son los elementos utilizados para la inyección de lechada de cemento, que proporcionara la adherencia entre el tendón del tensado y la estructura.

Las bombas de inyección mezclan el producto a inyectar: agua, cemento y aditivos, impulsándolos mediante una tubería al interior del tendón.



Figura 2.19: Equipo de inyección MP2000-5
Fuente: DYWIDAG[13]

- **Gatos Hidráulicos:** Son los elementos utilizados para realizar el tensado de los

tendones de postensado.

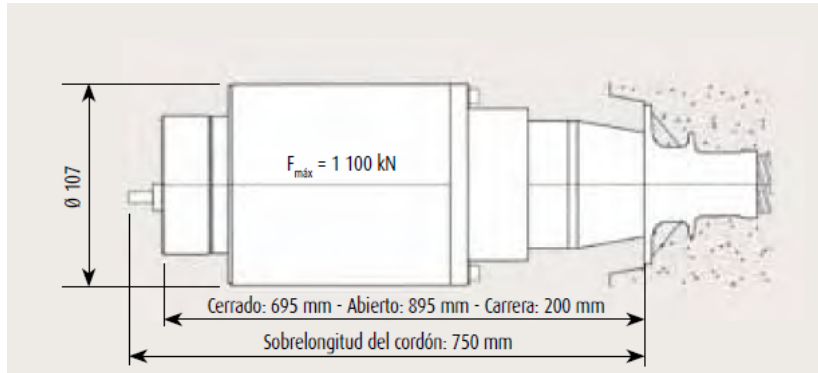


Figura 2.20: Gato hidráulico tipo K-100
Fuente: FREYSSINET[15]

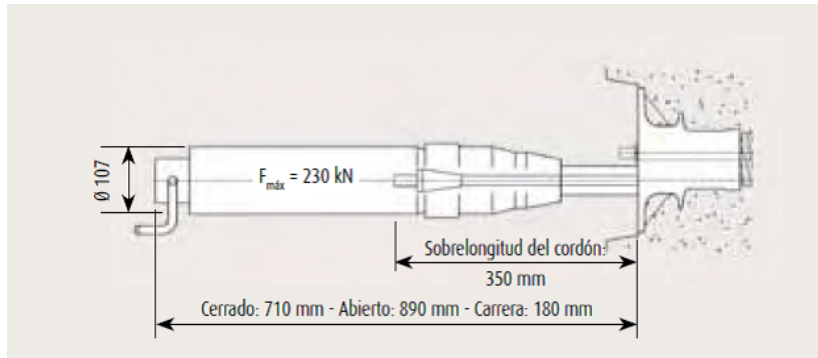


Figura 2.21: Gato hidráulico tipo M-23
Fuente: FREYSSINET[15]

2.8.3. Forma de Ejecución del Concreto Pretensado

Según el Ingeniero Luis Zegarra, menciona que el concreto presforzado está asociado a la prefabricación en el Perú.

De Guerra E.[16], el proceso de pretensado se divide en 03 etapas, las cuales se describen a continuación:

- **Primera etapa: tensado de tendones:** El cual se hace basado en gatos hidráulicos, los cuales miden la tensión que se le aplica al tendón.

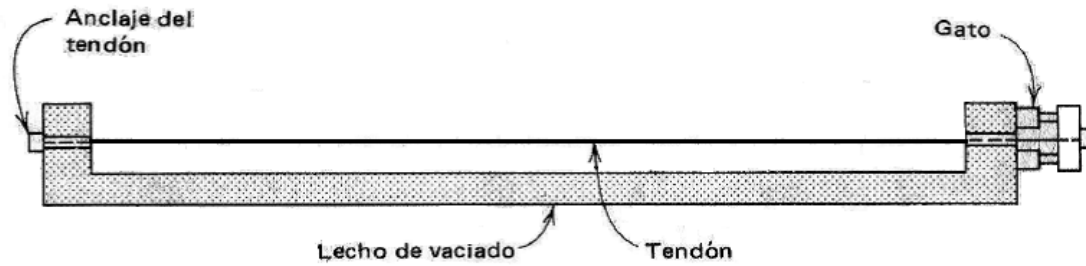


Figura 2.22: Tensado de tendones
Fuente: Elaboración propia

■ Segunda etapa: Vaciado de elemento

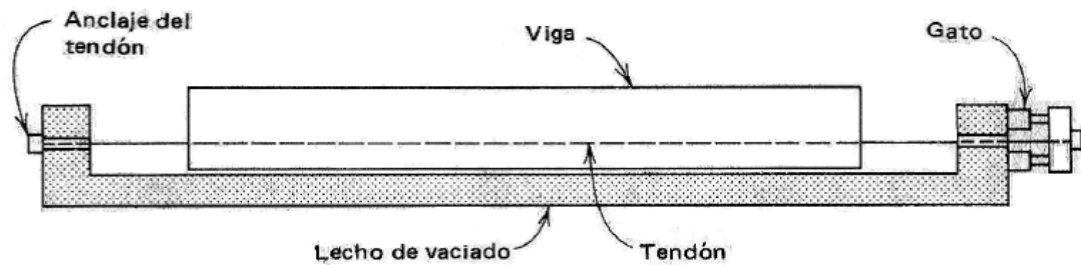


Figura 2.23: Vaciado de elemento
Fuente: Elaboración propia

- Tercera etapa: destensado: El cual se debe hacer muy cuidadosamente, ya que de lo contrario se puede producir dos tipos de falla, una que aparezcan grietas por tensión o que el elemento falle en la zona de transferencia del presfuerzo. Es por ello se recomienda la necesidad de realizar el destensado de una forma lenta.

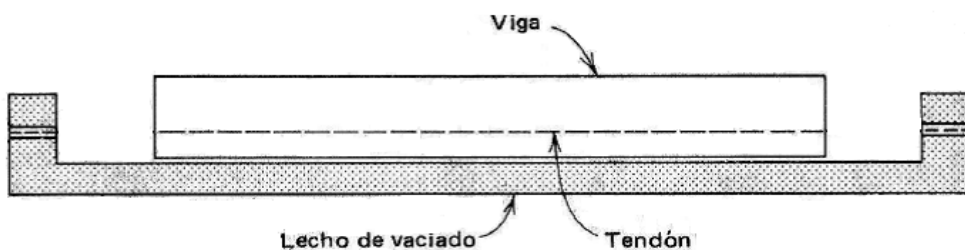


Figura 2.24: Destensado
Fuente: Elaboración propia

2.8.4. Forma de Ejecución del Concreto Postensado

De Blanco A.[17], en el Perú desde la décadas de los 90 se comienza a dar el uso de Postensado, aplicados a Losas y vigas , con la finalidad de reducir peraltes y lograr luces grandes.

Actualmente en el Perú se emplean mayormente tres patentes de postensado, ellas son FREYSSINET(patente Francesa), DYWIDAG(patente Alemana) y VSL(patente Suiza).

El postensado tiene varios elementos, los cuales se muestra en la figura 2.25.

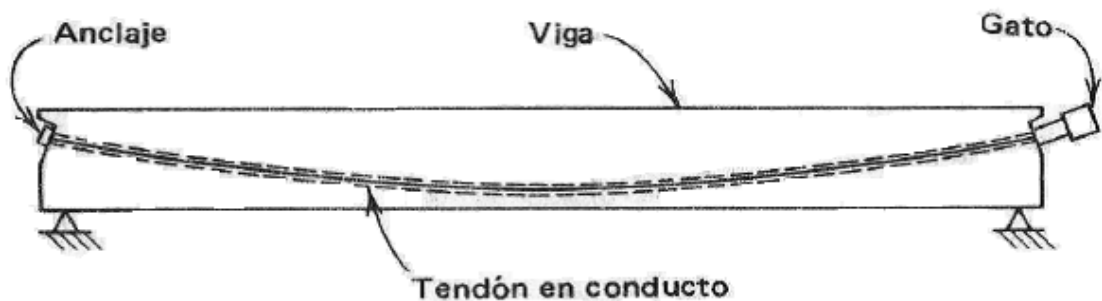


Figura 2.25: Componentes del postensado
Fuente: Nilson A.[6]

De FREYSSINET [12] el proceso constructivo se describe a continuación:

- **Encofrado:** El montaje del encofrado deberá llevar la contraflecha requerida. Para la colocación del acero de presfuerzo es necesario que los costados de la losa se encofre al momento de iniciarse la colocación del acero de refuerzo.
- **Armado:** Se efectúa la disposición del acero de refuerzo conforme lo indiquen los planos del proyecto.
- **Habilitado del Presfuerzo:** Se habilitan los cables de acero de presfuerzo de acuerdo a las longitudes necesarias para cubrir el 100 % de la longitud requerida en los planos; Se instala el anclaje pasivo mediante el uso de una placa y cuñas de acero, empleando un gato de presfuerzo.

2.8. Formas de Ejecución del Concreto Presforzado

- **Colocación del Presfuerzo:** Se coloca el acero de presfuerzo respetando el número de torones y la catenaria especificada en los planos del proyecto, sujetándolo al acero de refuerzo por medio de silletas o cargadores. Posteriormente se coloca el anclaje vivo mediante una placa y cuñas de acero.
- **Vaciado de Concreto:** Una vez terminada la colocación del presfuerzo en la losa y después de haber sido aceptada por la supervisión, se procede con el vaciado del concreto a las losas.
- **Tensado:** Se requiere que el concreto haya alcanzado por lo menos el 70 % de su resistencia para poder iniciar el tensado de los elementos estructurales.
- **Desencofrado:** Una vez realizada la etapa de tensado, se podrá desencofrar la losa permaneciendo apuntalada al centro de trabes y al centro del tablero. Los puntales se podrán retirar de una vez que se realice el tensado de la losa inmediata superior.

CAPÍTULO 3

MARCO METODOLÓGICO

3.1. Diseño de Losa Plana Reforzada

El caso de aplicación para el presente trabajo será las losas de techo de estacionamientos en sótanos, en la figura 3.1 se muestra la configuración arquitectónica en planta (ver anexo de planos), el proyecto cuenta con tres niveles, todos típicos, por lo cual se toma un nivel como plano base de diseño.

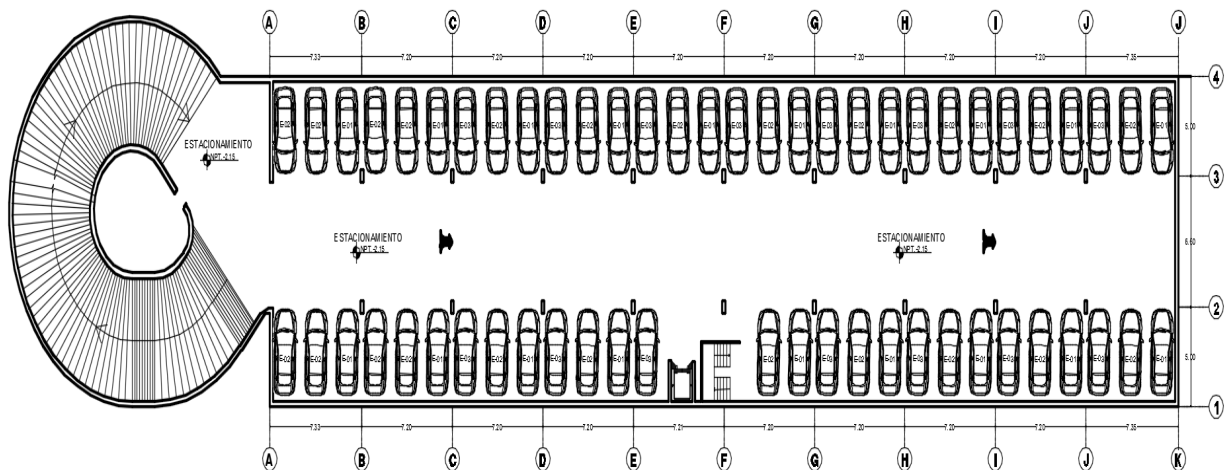


Figura 3.1: Configuración en planta

3.1.1. Datos de diseño

Las cargas y propiedades del concreto de la losa son:

Carga viva:

- $S/C=250kg/m^2$
- La NTE E-020, establece que: *"Las zonas que se usen para el tránsito o estacionamiento de automóviles y que estén restringidas a este uso por limitaciones físicas se diseñarán para la carga repartida pertinente a las zonas de estacionamiento de tales vehículos, como se determina en la Tabla 1, aplicada sin impacto"*.

Donde la tabla 1 de la NTE E-020, establece como carga viva repartida en zona de garajes será $250kg/m^2$, Para parqueo exclusivo de vehículos de pasajeros, con altura de entrada menor que 2.40m.

Para el presente trabajo de tesis la altura máxima de entrepiso de los estacionamientos es de 2.40m (ver planos de arquitectura). Es por ello que la sobrecarga a usar será de $250kg/m^2$.

Carga muerta:

- Adicional al peso propio = $100kg/m^2$

Propiedades del concreto:

- $f'c = 210kg/cm^2$
- $E_c = 15000x\sqrt{210} = 217370.65kg/cm^2$

3.1.2. Predimensionamiento de losa

Para el presente trabajo se propone el uso de losas apoyadas sobre ábacos. Se tienen dos longitudes críticas $L_1 = 6.9m$ y $L_2 = 6.00m$.

De la tabla 9.3 del artículo 9.6.3.2 de la NTE E-060 [2], se define el espesor de losa:

$h = \frac{L}{36}$, entonces para las longitudes críticas se obtienen los siguientes valores:

$h_1 = 0.19m$ y $h_2 = 0.16m$, entonces se trabajará con un valor promedio de $h = 0.17m$.

3.1.3. Predimensionamiento de espesor de ábacos

Del artículo 13.2.6 de la NTE E-06[2], se tiene lo siguiente:

$h_{baco} = h + \frac{h}{4}$, donde h es el espesor de losa anteriormente hallado; Entonces de lo anterior $h_{baco} = 0.35m$.

3.1.4. Predimensionamiento longitud de ábacos

Del artículo 13.2.6 de la NTE E-060[2], se tiene lo siguiente:

$L_{baco} = \frac{L}{6}$, entonces para $L = 6.90m$, obtenemos $L_{baco} = 1.20m$; Por lo tanto se trabajarán con ábacos cuadrados de $2.40m \times 2.40m$.

3.1.5. Predimensionamiento de espesor de losa de rampa

Se tiene la longitud de rampa $6.20m$, se tiene lo siguiente:

$h = \frac{L}{30}$, Entonces para $L = 6.20m$, se obtiene un espesor de rampa igual a $0.20m$.

Una vez realizado el predimensionamiento de la losa, pasamos a la etapa de diseño.

3.1.6. Diseño de losa

3.1.6.1. Obtención de Momentos Flectores de Diseño

Para la obtención de momentos y cortantes, se tomara el programa *SAFE 2014*, como software de apoyo.

A continuación se muestra capturas de los pasos seguidos para realizar el modelo en el software *SAFE 2014*:

1. Trazado de elementos estructurales, ver figura 3.2.

3.1. Diseño de Losa Plana Reforzada

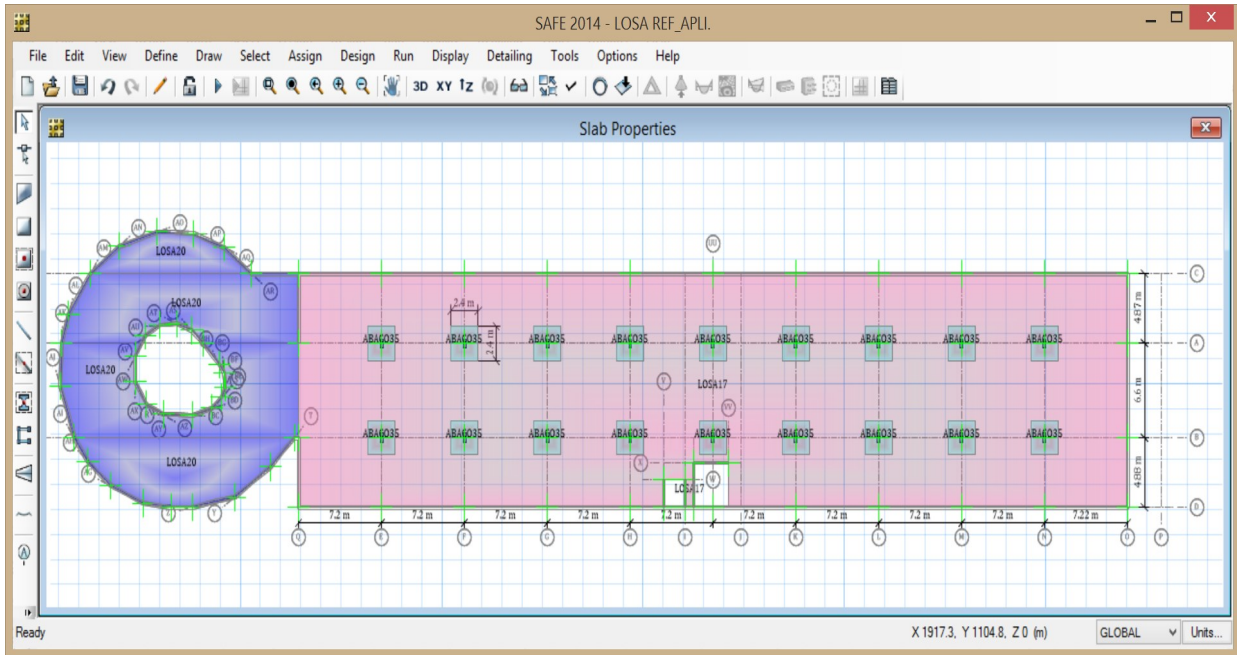


Figura 3.2: Configuración de losa en programas SAFE 2014

2. Asignación de carga distribuida muerta y viva, ver figuras 3.3 y 3.4.

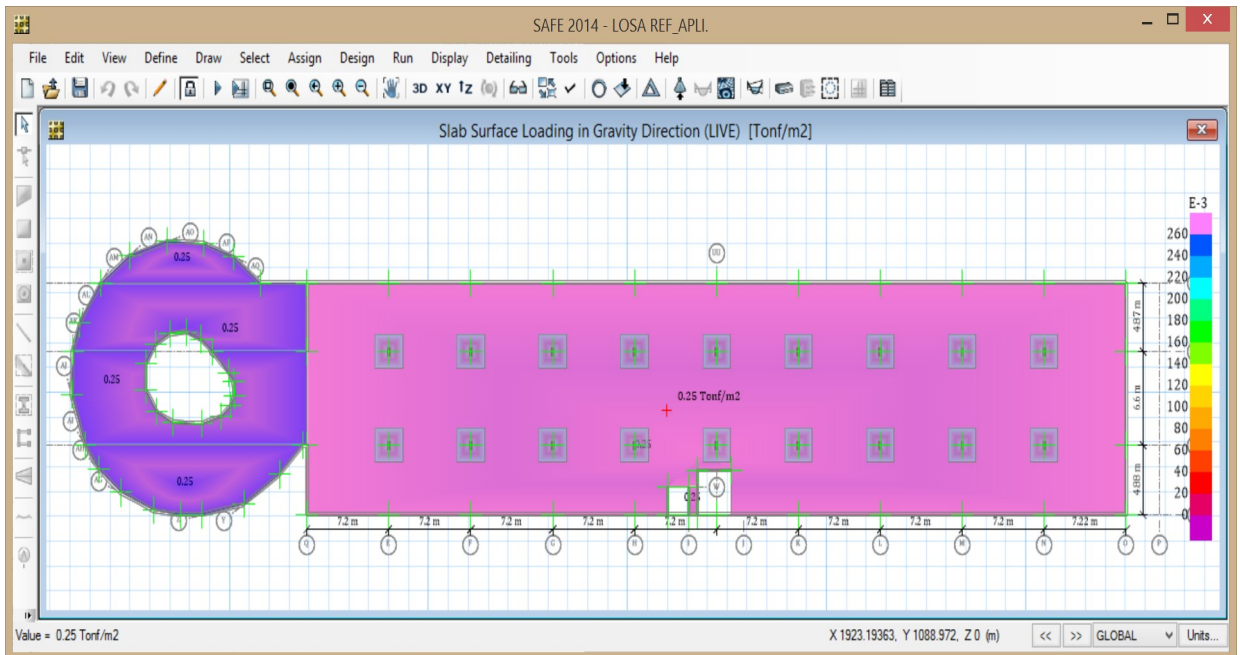


Figura 3.3: Asignación de carga viva

3.1. Diseño de Losa Plana Reforzada

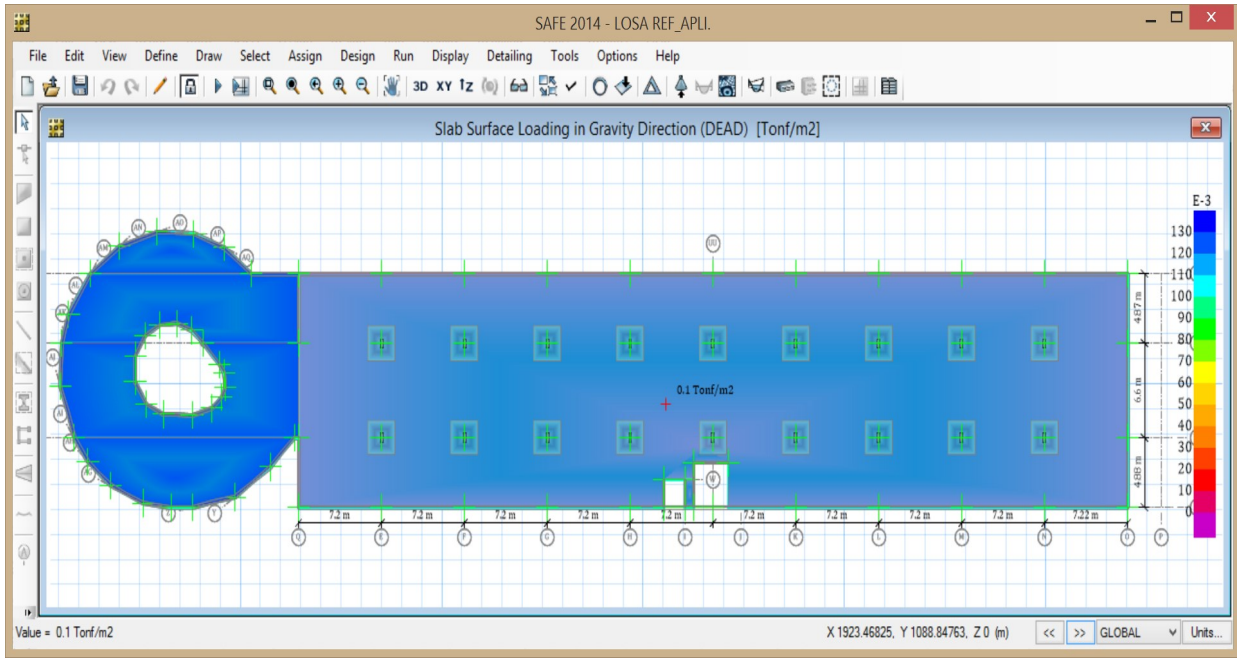


Figura 3.4: Asignación de carga muerta

3. Asignación de franjas: Columna y central para direcciones X e Y; para obtención de momentos, ver figuras 3.5 y 3.6. .

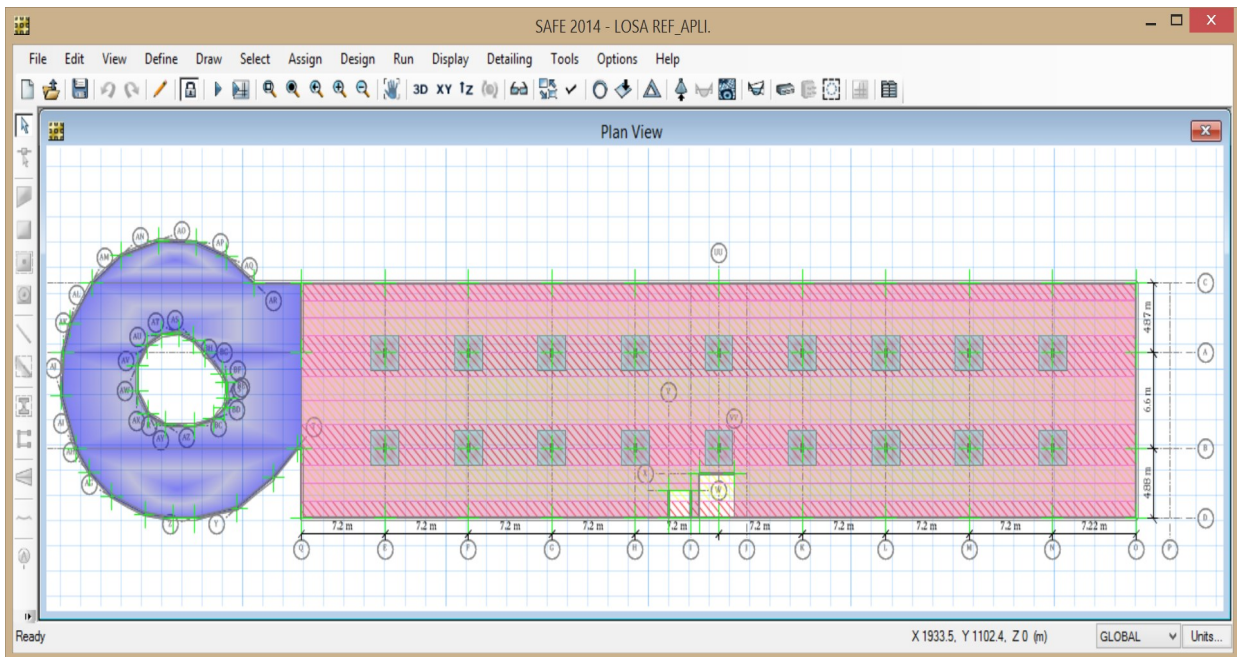


Figura 3.5: Asignación de franja de columna y central para el eje X

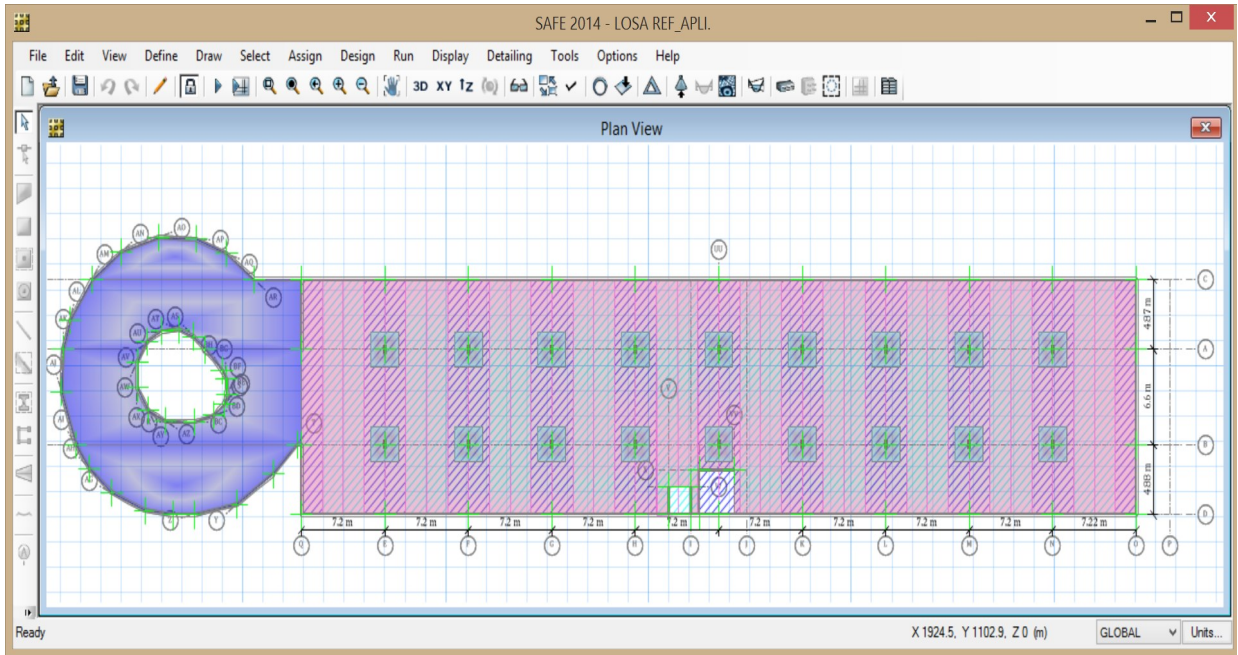


Figura 3.6: Asignación de franja de columna y central en el eje Y

4. Se define las combinaciones de carga para las verificaciones de diseño por servicio y resistencia tal como lo establece el capítulo 09 de la NTE E-060[2]. La resistencia requerida para cargas muertas (CM) y cargas vivas (CV) será como mínimo:

$$U = 1,4CM + 1,7CV$$

5. Una vez definido las combinaciones de carga, se inicia el análisis con el programa *SAFE* 2014, obteniendo los momentos mostrados en las figuras 3.7 y 3.8.

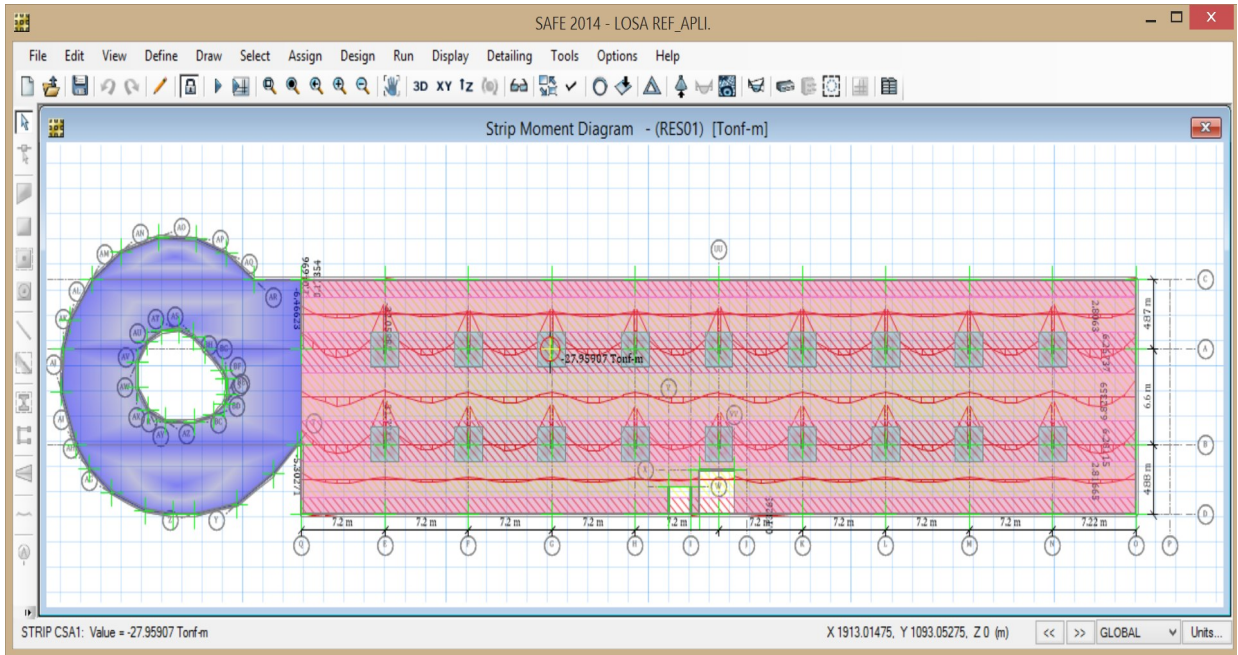


Figura 3.7: Momento negativo en franja de columna

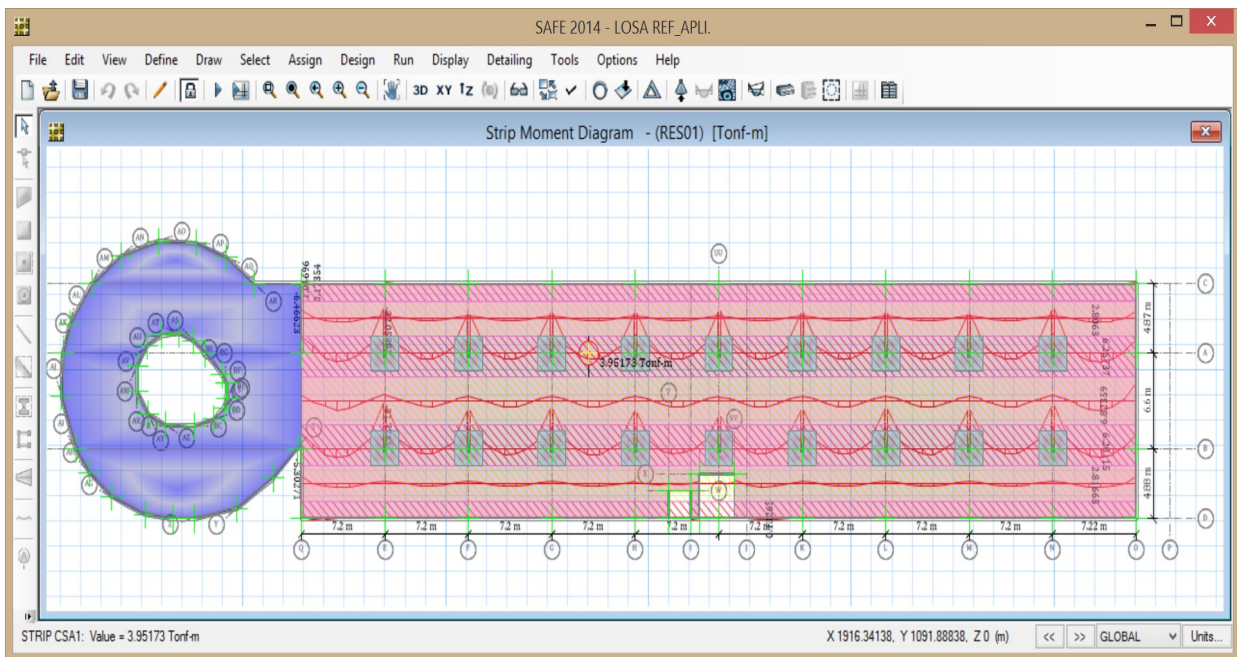


Figura 3.8: Momento positivo en franja de columna

3.1.6.2. Cálculo de Refuerzo de losa

1. Se tiene de los resultados: $M_u = 9.75tn - m/m$ (momento negativo en franja de columna); Para la obtención del refuerzo de losa se elaboró una hoja de cálculo que se muestran en la figura 3.9.

3.1. Diseño de Losa Plana Reforzada

DISEÑO DE ELEMENTOS SOMETIDOS A FLEXION:					
Datos:					
f _c =	210.00	Kg/cm ²			
f _y =	4200.00	Kg/cm ²			
altura(h) =	35.00	cm			
Base(b) =	100.00	cm			
recubrimiento(d') =	3.00	cm			
Peralte efectivo (d) =	32.00	cm			
β ₁ =	0.85				
Ø =	0.90	coef. Para flexión			
Mu =	9.80	tn-m			
Calculo de Refuerzo:					
As = Cuantía*b*d					
Cuantía(ρ) =	0.00261		control: Cuantía bas. =	0.0214	verificar :
As =	8.36	cm ²	0.75*Cuantía b	0.0161	cuantía < 0.75* cuantía bas
Asmin =	0.0018*b*h		$\rho = \left(\frac{1 - \sqrt{1 - \frac{2.36 \times Mu}{\phi \times f_c \times b \times d}}}{1.18} \right) \left(\frac{f_c}{F_y} \right)$		
Asmin =	5.25	cm ²			
As usar =	8.36	cm²			

Figura 3.9: Obtención de refuerzo para momento negativo

2. De la misma manera para el refuerzo positivo de franja de columna se tiene $Mu = 1.70tn - m/m$, usando hoja de cálculo se obtiene el refuerzo requerido, ver figura 3.10.

DISEÑO DE ELEMENTOS SOMETIDOS A FLEXION:					
Datos:					
f _c =	210.00	Kg/cm ²			
f _y =	4200.00	Kg/cm ²			
altura(h) =	17.00	cm			
Base(b) =	100.00	cm			
recubrimiento(d') =	3.00	cm			
Peralte efectivo (d) =	14.00	cm			
β ₁ =	0.85				
Ø =	0.90	coef. Para flexión			
Mu =	1.70	tn-m			
Calculo de Refuerzo:					
As = Cuantía*b*d					
Cuantía(ρ) =	0.00236		control: Cuantía bas. =	0.0214	verificar :
As =	3.30	cm ²	0.75*Cuantía b	0.0161	cuantía < 0.75* cuantía bas
Asmin =	0.0018*b*h		$\rho = \left(\frac{1 - \sqrt{1 - \frac{2.36 \times Mu}{\phi \times f_c \times b \times d}}}{1.18} \right) \left(\frac{f_c}{F_y} \right)$		
Asmin =	2.55	cm ²			
As usar =	3.30	cm²			

Figura 3.10: Obtención de refuerzo para momento positivo

- De la misma manera se obtiene el refuerzo requerido para el resto de franjas en ambas direcciones.

3.1.6.3. Elección de diámetro de refuerzo

Una vez obtenido el refuerzo para todos los momentos obtenidos, se pasa a escoger el diámetro de refuerzo a usar tanto para la malla corrida así como para los bastones si es que fuera el caso.

Para el presente trabajo se colocará una malla doble que representara el área de acero mínima para losas en dos direcciones: $A_{s_{min}} = 0.0018bh$, la cuantía mínima de acero se repartirá en dos mallas: La malla superior deberá ser $0.0006bh$ y la malla inferior a usar deberá ser el faltante es decir $0.0012bh$.

De lo anterior, se tiene:

- Malla inferior = $0.0012bh = 0.0012 \times 100 \times 17 = 2.04 \text{ cm}^2 = 8 \text{ mm} @ 0.225$
- Malla superior = $0.0006bh = 0.0006 \times 100 \times 17 = 1.02 \text{ cm}^2 = 8 \text{ mm} @ 0.35$

De lo anterior, el refuerzo queda distribuido de la siguiente manera ver figura 3.11.

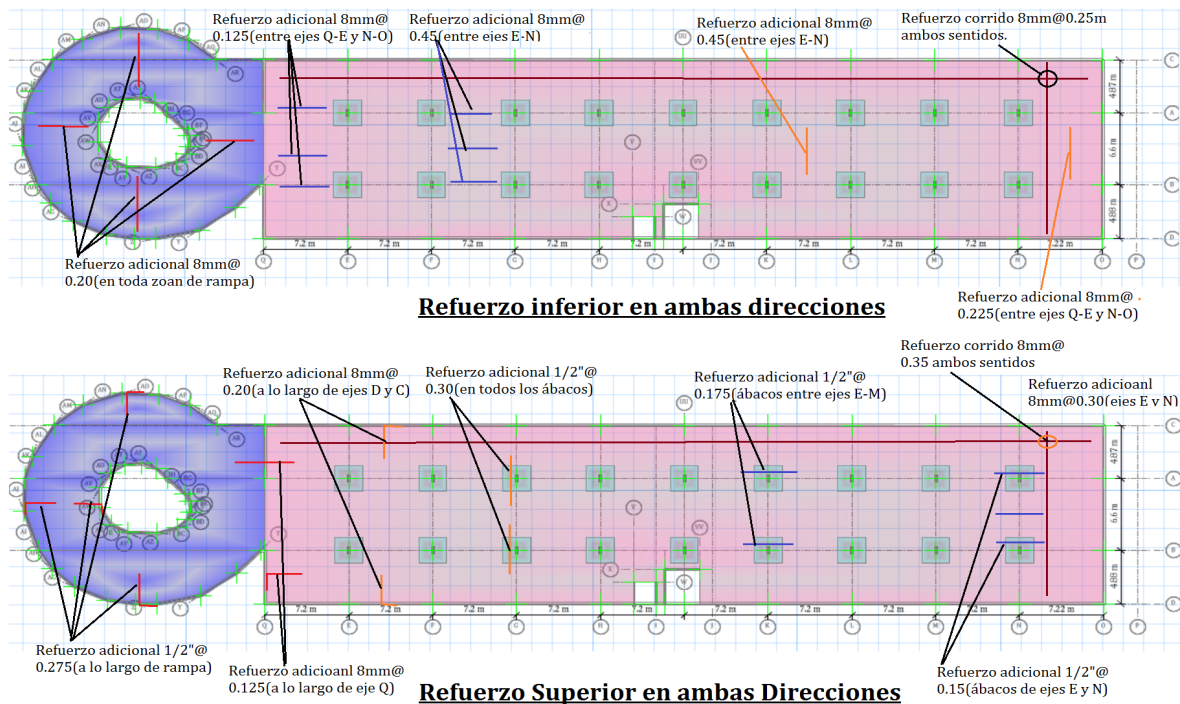


Figura 3.11: Configuración de refuerzo

3.1.6.4. Verificación a Esfuerzos de Corte

Verificación de esfuerzo de corte en zona de ábacos:

1. Se halla la resistencia al corte por punzonamiento y flexión de los ábacos, para lo cual nos apoyamos en hoja de cálculo, ver figura 3.12.

RESISTENCIA DEL CONCRETO AL CORTANTE AL PUNZONAMIENTO					
			Valores resistencia del concreto al cortante		
Datos:				$V_c = 0,53 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \sqrt{f'_c} b_o d$ $V_c = 0,27 \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \sqrt{f'_c} b_o d$ $V_c = 1,06 \sqrt{f'_c} b_o d$	
$f'_c =$	210.00	kg/cm ²			
$b_o =$	298.00	cm			
$d =$	32.00	cm			
$\alpha_s =$	40.00				
$\beta =$	2.40				
$\phi =$	0.85				
$V_c =$	134274.39	kg	$\phi V_c =$	114133.23 kg 114.13323 tn	
$V_c =$	234885.51	kg	$\phi V_c =$	199652.68 kg 199.65268 tn	
$V_c =$	169141.87	kg	$\phi V_c =$	143770.59 kg 143.77059 tn	
RESISTENCIA DEL CONCRETO AL CORTANTE POR FLEXION					
Datos:					
$b_w =$	100.00	cm		$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b_w d$	
$V_c =$	24577.37	kg	$\phi V_c =$	20890.77 kg 20.890769 tn	

Figura 3.12: Resistencia al corte de concreto, zona de ábacos

2. Se ubica la cortante máxima en ábacos, ver figura 3.13.

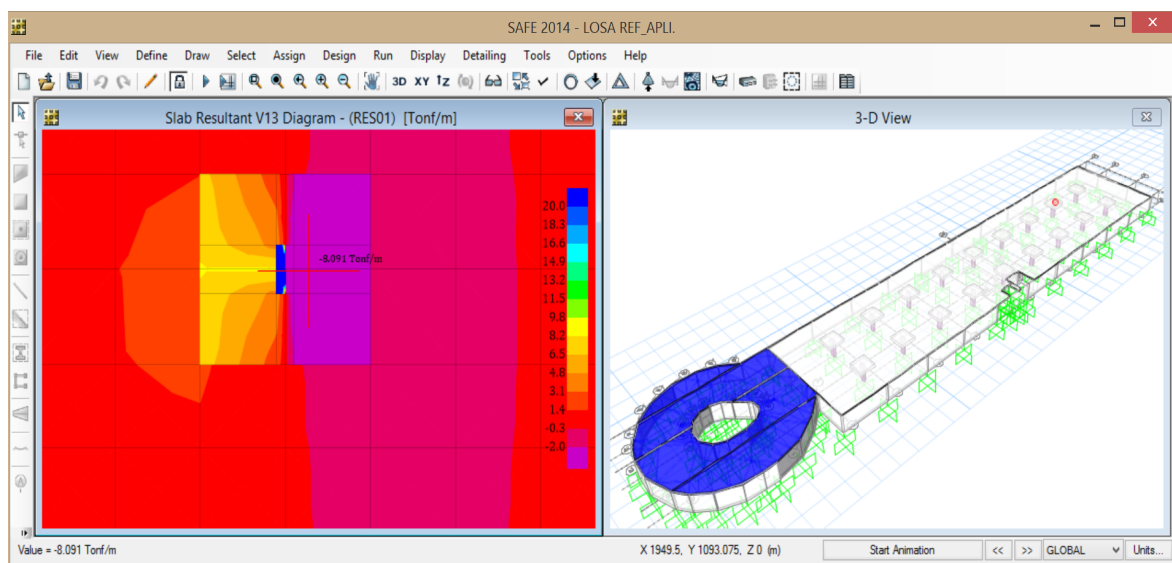


Figura 3.13: Máximo esfuerzo de corte en ábacos

- Como se ve en los resultados anteriores que el esfuerzo de corte es resistido por la resistencia de corte de la losa.

3.1.6.5. Cálculo de ancho de fisuras para la malla usada

- Se usará la expresión propuesta por el comité ACI 224 [9], ver expresión 2.5.2, se tomará como paños de cálculo los que se muestra en la figura 3.16.

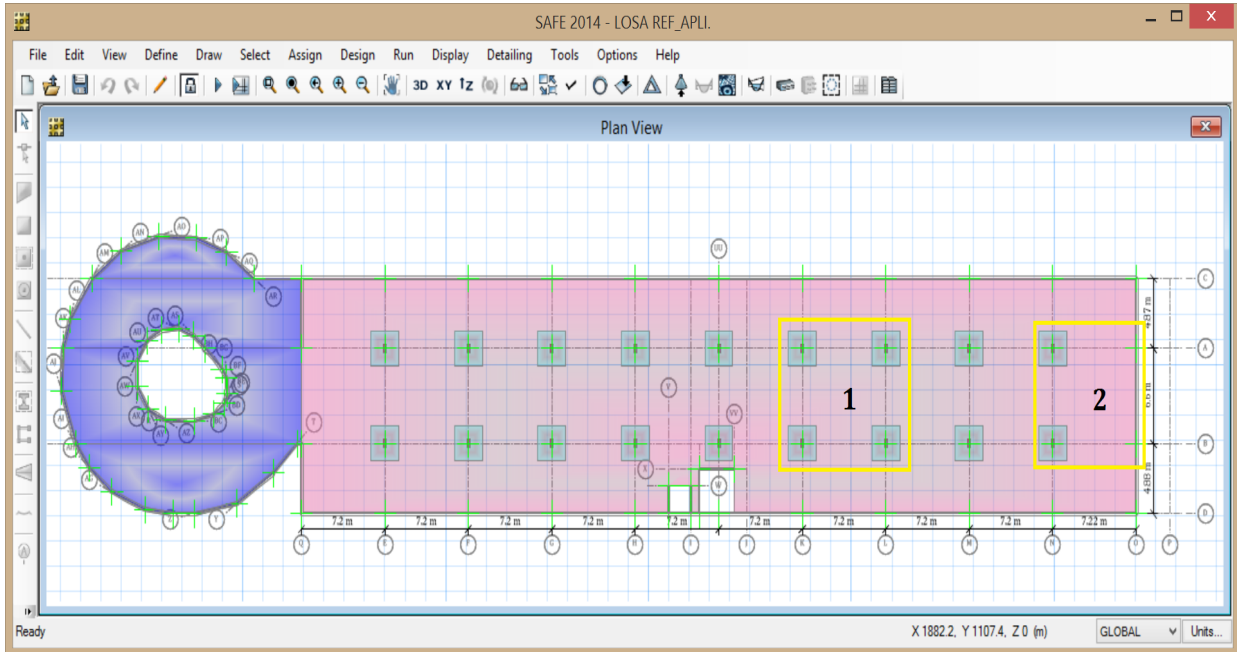


Figura 3.16: Paños de cálculo de ancho de fisura

Para realizar el cálculo de ancho de fisura en las zonas establecidas, se elaboró una hoja de cálculo, usando la ve expresión 2.5.2, establecida por el ACI 224 [9].

- Recordar que uno de las variables para hallar el ancho de fisura es el esfuerzo de tensión en el acero ocasionado por los momentos de servicio, producidos en las losa. En la figura 3.17 se observa el mapeo de momentos en cargas de servicio sobre la losa.

- Para el paño $N1$, se obtiene como posible ancho de fisura 0.356mm , ver figura 3.18.

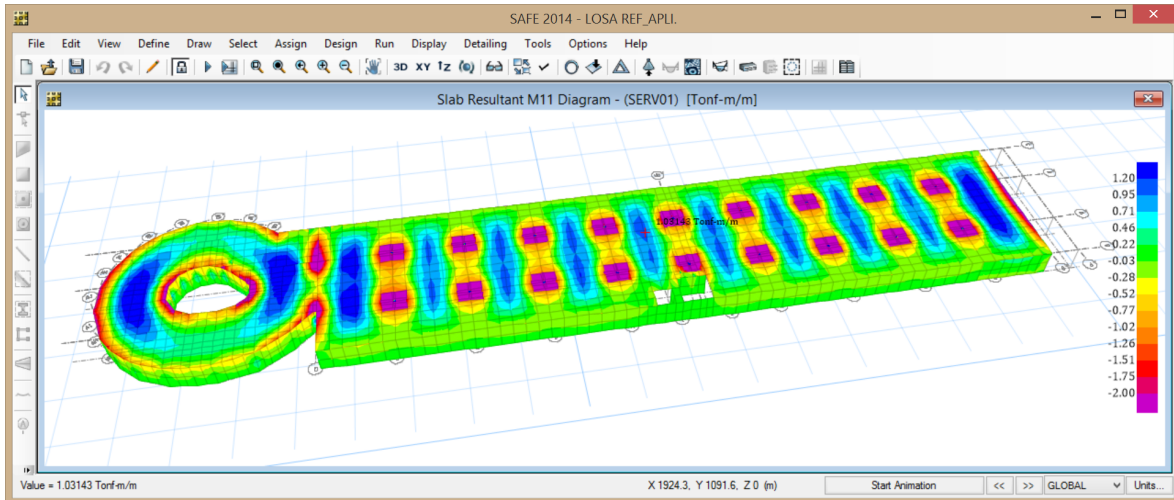


Figura 3.17: Mapeo de momentos en cargas de servicio en losa

CONTROL DE FISURACION EN LOSAS EN DOS DIRECCIONES	
$w = k\beta f_s \sqrt{I}$	$I = \frac{d_{b1}s_2}{\rho_{n1}} = \left[\frac{s_1s_2d_c}{d_{b1}} \frac{8}{\pi} \right]$
Datos:	Hallando terminos:
$k = 2.8E-05$	$I = 278.027404 \text{ in}^2$
$\beta = 1.25$	Hallando ancho de fisura:
$f_s = 24 \text{ ksi}$	$w = 0.014 \text{ in}$
$db1 = 0.31 \text{ in}$	$w = 0.036 \text{ cm}$
$s_1 = 8.8 \text{ in}$	$w = 0.356 \text{ mm}$
$s_2 = 8.8 \text{ in}$	
$\rho_{n1} = 0.00997$	

k = coeficiente de fractura de valor $k = 2.8 \times 10^{-5}$ para losas y placas cuadradas de acción bidireccional restringidas y uniformemente cargadas. Para cargas o reacciones concentradas o cuando la relación entre el lado corto y el lado largo es menor que 0,75 pero mayor que 0,5 es aplicable el valor $k = 2,1 \times 10^{-5}$. Para relaciones de aspecto menores que 0,5 el valor de k es $1,6 \times 10^{-5}$;

β = 1.25 (valor seleccionado para simplificar los cálculos; varía entre 1,20 y 1,35);

f_s = nivel de tensión real promedio bajo cargas de servicio ó 40% de la resistencia a la fluencia especificada f_y , ksi;

d_{b1} = diámetro de las armaduras en la Dirección 1 más próxima a las fibras exteriores del hormigón, in.;

s_1 = separación de las armaduras en la Dirección 1, in.;

s_2 = separación de las armaduras en la Dirección 2, perpendicular a la Dirección 1, in.;

ρ_{n1} = cuantía de armadura efectiva, es decir, sección de acero A_s por pie de ancho / $[12d_{b1} + 2c_1]$, donde c_1 es el recubrimiento libre de hormigón medido desde la cara traccionada del hormigón hasta el borde más cercano de la barra de armadura en la Dirección 1; y

w = ancho de fisura en la cara traccionada del hormigón provocada por flexión, in.

Figura 3.18: Ancho de fisura para paño 01

4. De la misma manera para el paño N2, se obtiene como posible ancho de fisura 0.264mm, ver figura 3.19:

3.1.6.6. Cálculo de ancho de Fisura con el software SAFE 2014-Eurocódigo EC2-2004

El software SAFE 2014, tiene la propiedad de hallar el posible ancho de fisuras, el Software usa el Eurocódigo EC2-2004 [11].

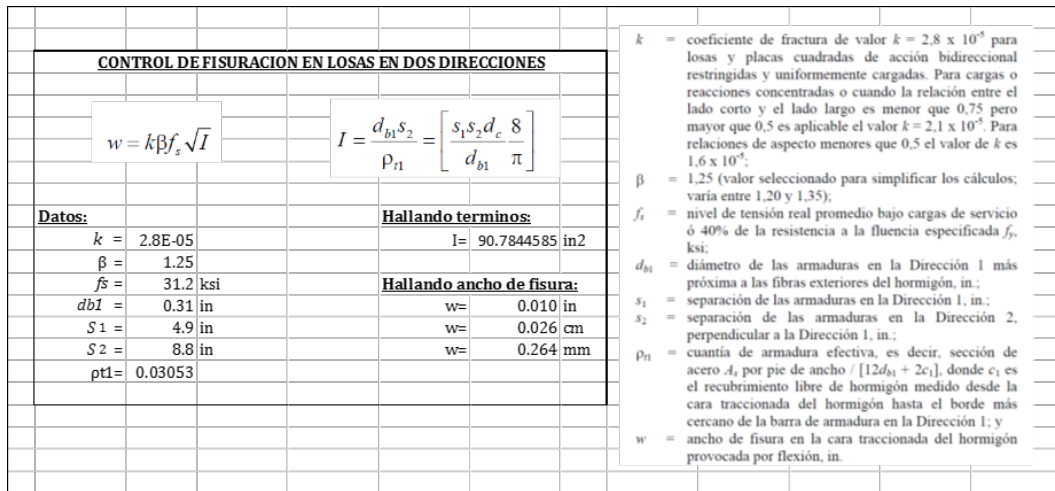


Figura 3.19: Ancho de fisura para paño 02

Por ello se realiza el cálculo de posible ancho de fisura con el software SAFE 2014, para poder compararlos con los anchos obtenidos manualmente usando las expresiones establecidas por el ACI-224.

1. En la figura 3.20, se muestra el ancho de fisura obtenido para el paño N1, como se observa el ancho posible de fisura calculado es de 0.166mm.

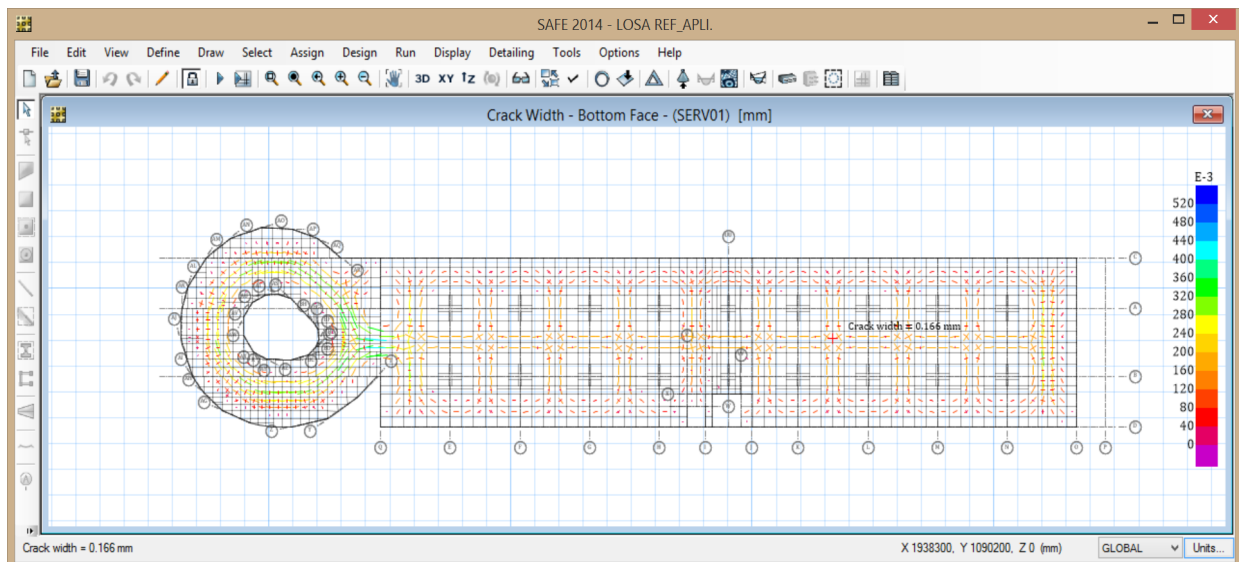


Figura 3.20: Ancho de fisura paño N1-Eurocódigo EC2-2004

2. En la figura 3.21, se muestra el ancho de fisura obtenido para el paño N2, como se observa el ancho posible de fisura calculado es de 0.146mm.

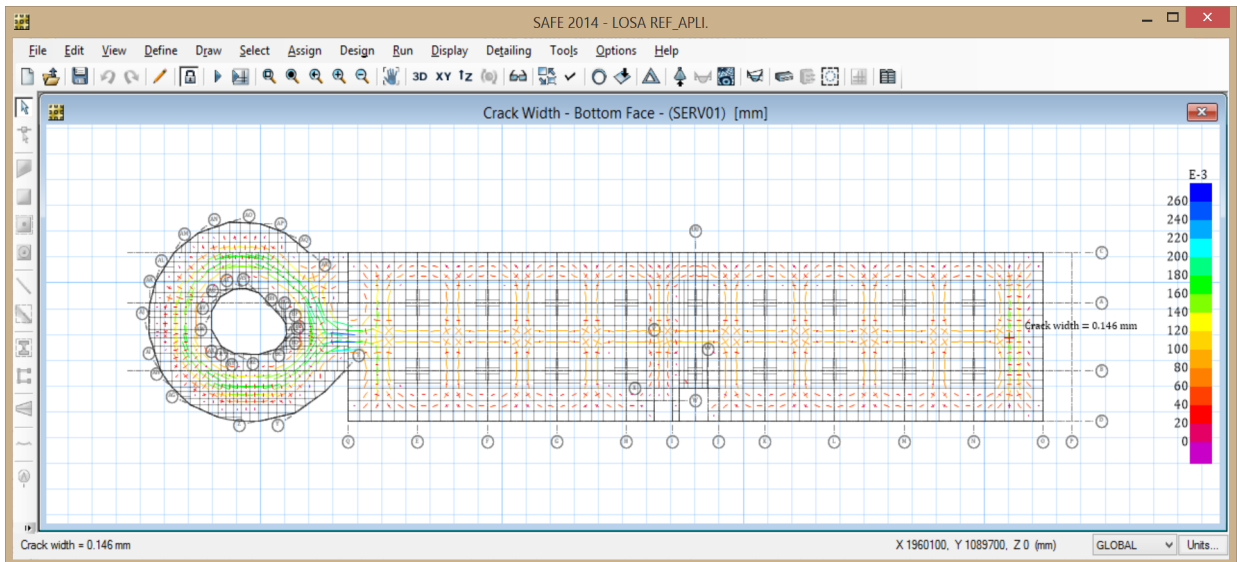


Figura 3.21: Ancho de fisura paño N2-Eurocódigo EC2-2004

3.2. Diseño De Losa Postensada

Como se mencionó en el capítulo anterior, una forma de mitigar las fisuras es el uso de losas postensadas, como caso de aplicación se usará los planos de arquitectura del caso anterior.

3.2.1. Datos de diseño

Las cargas y propiedades del concreto de la losa son:

Carga viva:

- $S/C=250kg/m^2$ de NTE E-020

Carga muerta:

- Adicional a peso propio= $100kg/m^2$

Propiedades del concreto:

- $f'c = 280kg/cm^2$, resistencia mínima a la compresión requerida para el diseño de losas postensadas (Post-Tensioning Manual [18])
- $E_c = 15000x\sqrt{280} = 25099.81kg/cm^2$

3.2.2. Predimensionamiento de losa

Para el Predimensionamiento de losa se recomienda usar la siguiente relación: $h = \frac{L}{45}$ (Post-Tensioning Manual [18]). Se toma como valor L, la longitud critica $L = 7.20m$, entonces se obtiene como espesor de losa lo siguiente:

$$h = \frac{7.20}{45} = 0.16m \implies h = 0.15m$$

3.2.3. Predimensionamiento de número de cables

Para hallar el diámetro de los tendones, se usara el método de carga balanceada, donde se balanceará toda la carga muerta.

1. Metrando carga muerta $CM = 2.4x0.15 + 0.10 = 0.46tn/m^2$
2. Tomando como recubrimiento mínimo de $2.50cm$ de los tendones, definido por el artículo 7.7.2 de la NTE E-060.
3. La configuración del tendón dentro de la losa, será de forma parabólica, ya que las cargas que soporta la losa es uniformemente distribuida, la figura 3.22 muestra el bosquejo de configuración de los tendones.

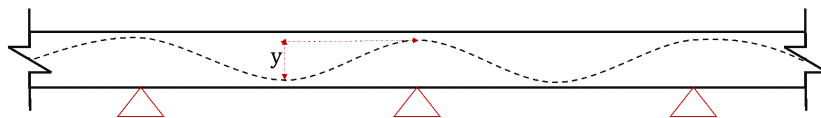


Figura 3.22: Configuración de cables

3.2.3.1. Número de cables para la dirección X

1. De la figura 3.22, se obtiene el valor de Y:

$$Y = 15 - 2.5x2 = 10cm$$

Entonces la fuerza necesaria(P_e), para balancear la carga muerta(usando expresión 2.7.2, definida en el capítulo anterior), para un ancho de franja de 6.90m, será:

$$P_e = \frac{0.46x6.9x7.20^2}{8x0.10} = 196.74tn$$

2. Se supone un 20% de pérdidas(ver tabla 6.1 de Nilson A.[6]), entonces se tiene como fuerza de postensado inicial P_i de:

$$P_i = 245.92$$

3. Selección de cables: Se trabajará con cables de grado 270 de diámetro 12.70mm($\varnothing 1/2''$), la cual cuenta con un área de 98.71mm².
4. Recordar que el esfuerzo inmediato, en los cables, después de la transferencia debe ser como máximo 0.70 F_{pu} , entonces el esfuerzo inicial en el acero será:

$$F_{pi} = 0.70x18900 = 13230kgf/cm^2$$

5. La fuerza para cada cable será:

$$Fuerza/cable = 13230x0.9871 = 13.06tn$$

6. De lo anterior el número de cables a usar será:

$$N_{cables} = \frac{245.92}{13.06} = 19$$

7. Para el caso de losas planas, se recomienda repartir el 75% de cables en la franja de columnas y el restante 25% a la franja central.
8. Se verifica la compresión en el concreto por la fuerza tensora.

$$f_c = \frac{196.74}{660 \times 15} = 33.50 \text{Kg/cm}^2$$

Entonces el valor de compresión se encuentra por debajo del máximo permitido $0.45x f'_c = 126 \text{kg/cm}^2$.

3.2.3.2. Número de cables para la dirección Y

La obtención del número de cables para la dirección Y, se siguen los mismos pasos de la sección anterior. Para la dirección Y se obtienen 18 cables para el paño central.

3.2.3.3. Verificación de esfuerzos permisibles

Una vez realizado el proceso de balanceo de carga para la carga muerta, el paso siguiente es analizar la estructura para poder hallar el efecto de la aplicación de la carga viva. Es decir verificar que los esfuerzos ocasionados por la adición de la carga viva, se encuentren por debajo de los máximos permitidos.

Para la verificación de esfuerzos se usará el software *SAFE 2014*, en el cual se alimentará con los datos de la estructura obtenidos hasta el momento, para poder así obtener los esfuerzos ocasionados por la carga muerta, la fuerza postensora y la carga viva.

A continuación se muestra capturas de los pasos seguidos para realizar el modelo en software *SAFE 2014*:

1. En la figura 3.23, se observa la configuración en planta de la estructura en el software *SAFE 2014*.
2. En la figura 3.24, se observa los tendones que se obtuvieron en el paso anterior.
3. En las figuras 3.25 y 3.26, se observan las deformaciones obtenidas por la carga muerta y la fuerza postensora en la losa.

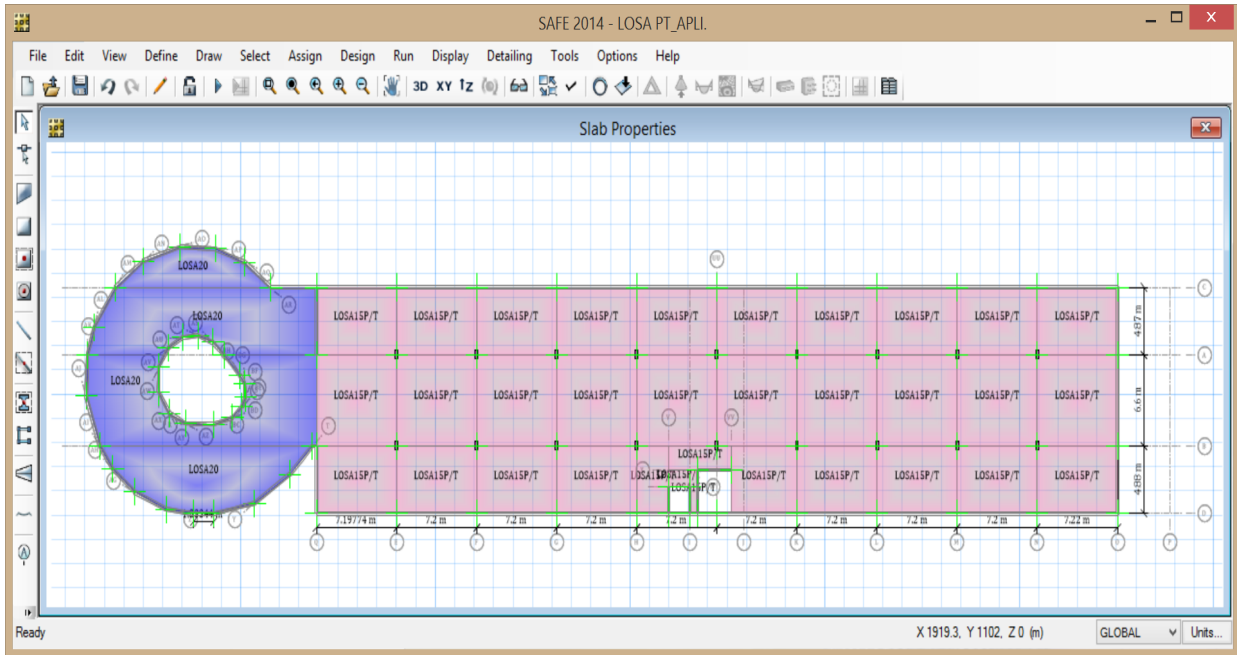


Figura 3.23: Configuración en planta de la estructura en el software SAFE 2014

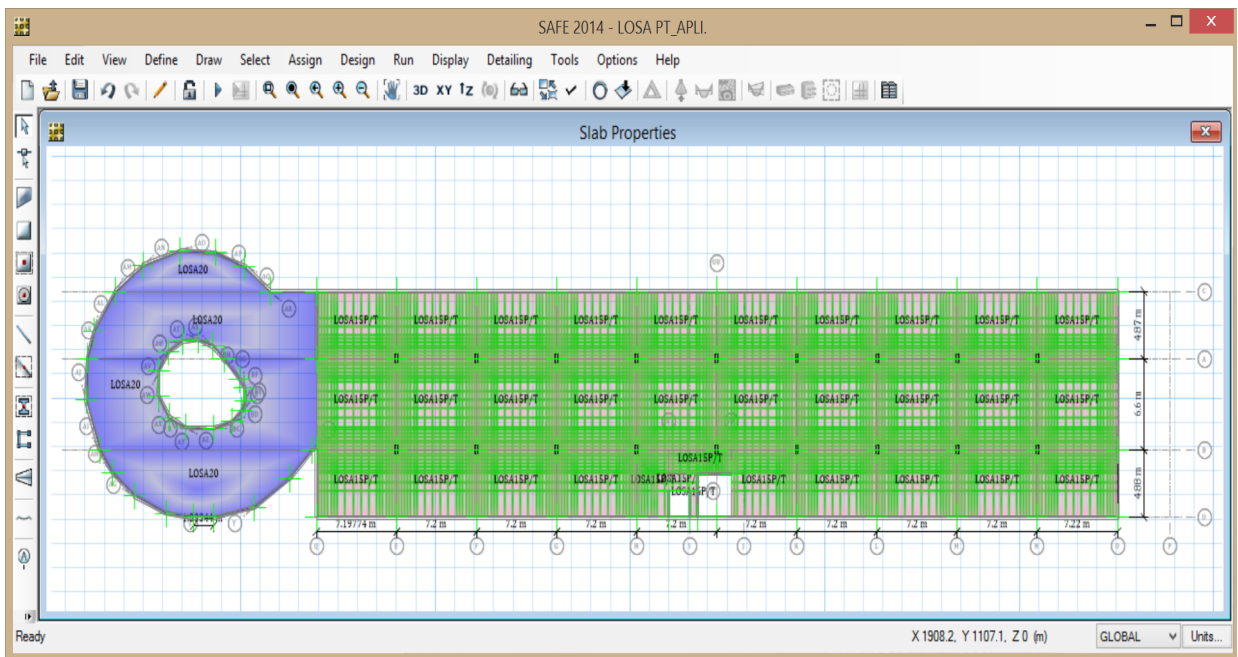


Figura 3.24: Configuración de cables de postensado

4. Se establece límites de esfuerzo de compresión y tensión después de las pérdidas de cargas ver cuadro 3.1.
5. Consiguientemente se obtiene los máximos esfuerzos en cara inferior de losa ver figuras 3.27 y 3.28.

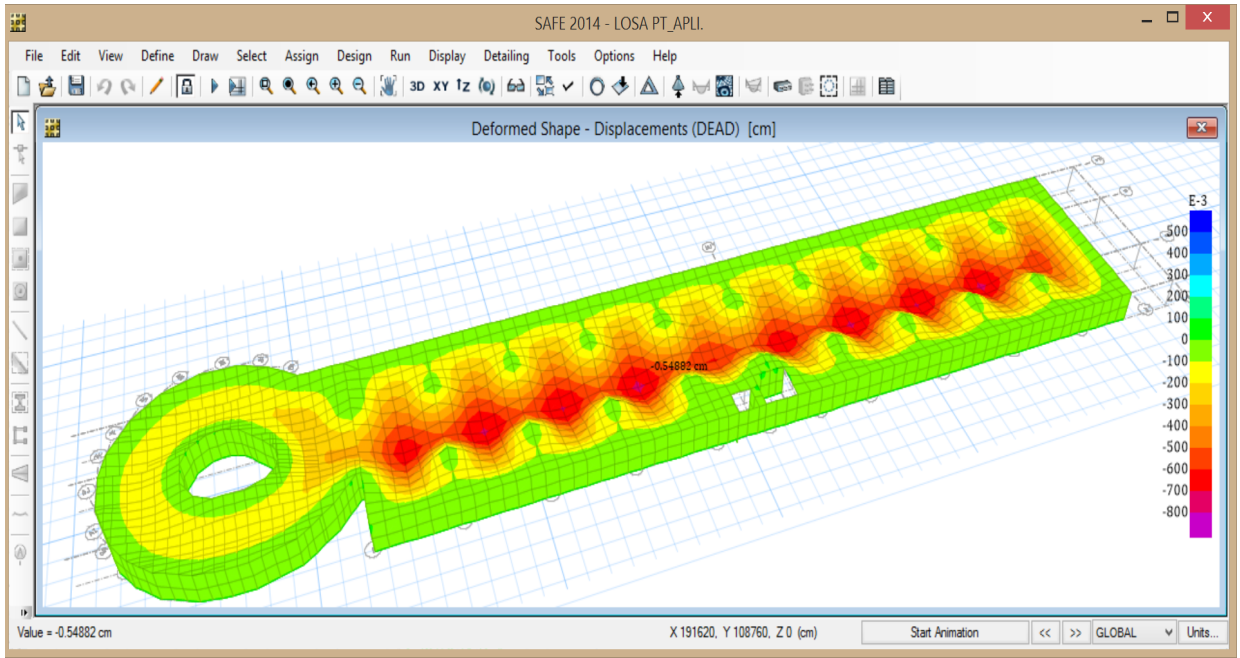


Figura 3.25: Deformación de losa, ocasionado por carga muerta.

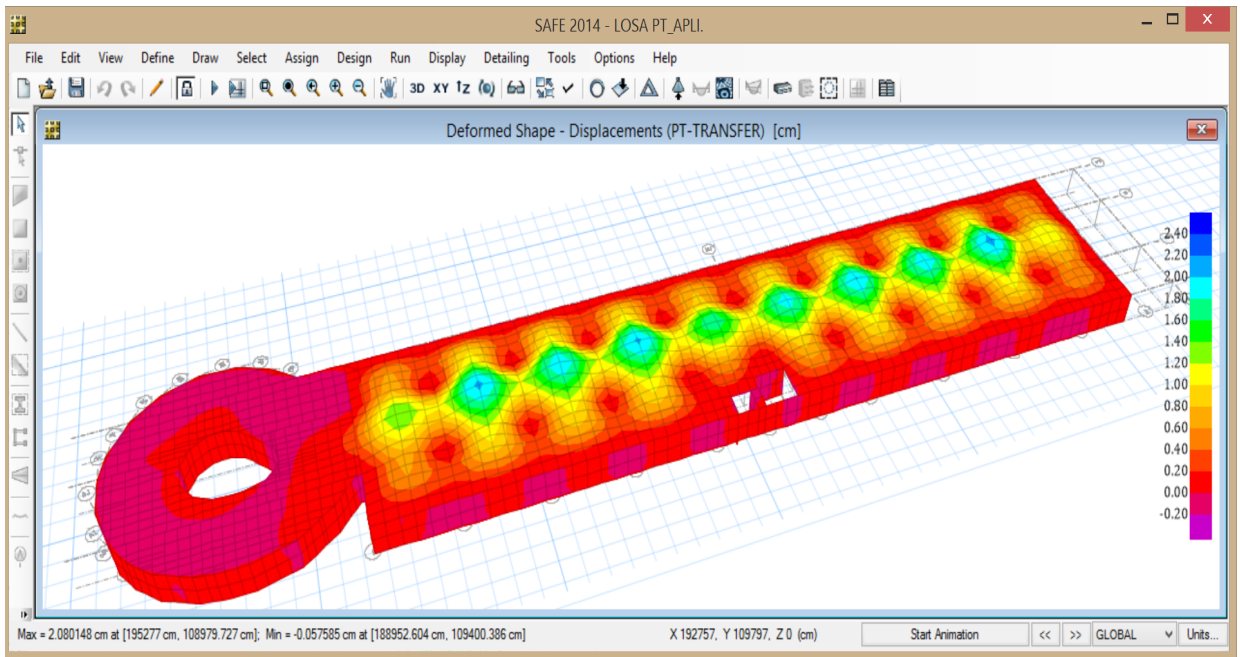


Figura 3.26: Deformada en losa, ocasionada por la fuerza de tendón

Esfuerzos permisibles	
Esfuerzo de Compresión	$\leq 0.45f'_c = 126kg/cm^2$
Esfuerzos de Tensión	$\leq 2\sqrt{f'_c} = 33.50kg/cm^2$

Cuadro 3.1: Esfuerzos permisibles en losa de concreto

6. Consiguientemente se obtiene los máximos esfuerzos en cara superior de losa ver figura 3.29 y 3.30.

3.2. Diseño De Losa Postensada

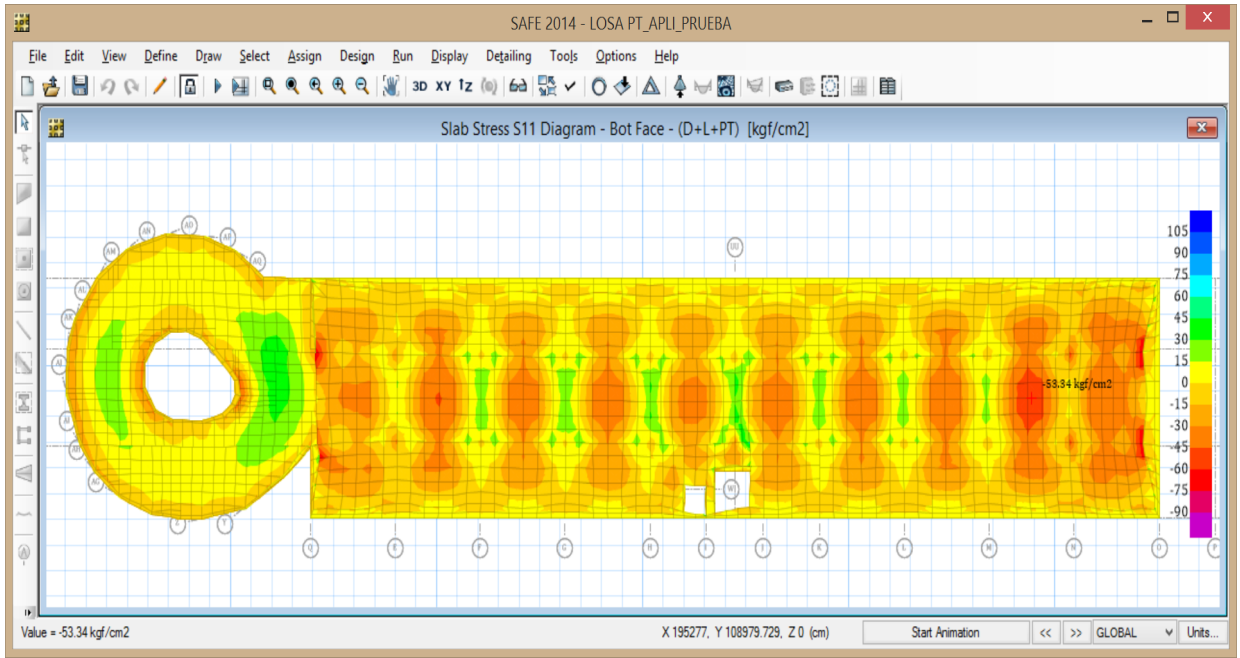


Figura 3.27: Esfuerzo de compresión máximo en cara inferior

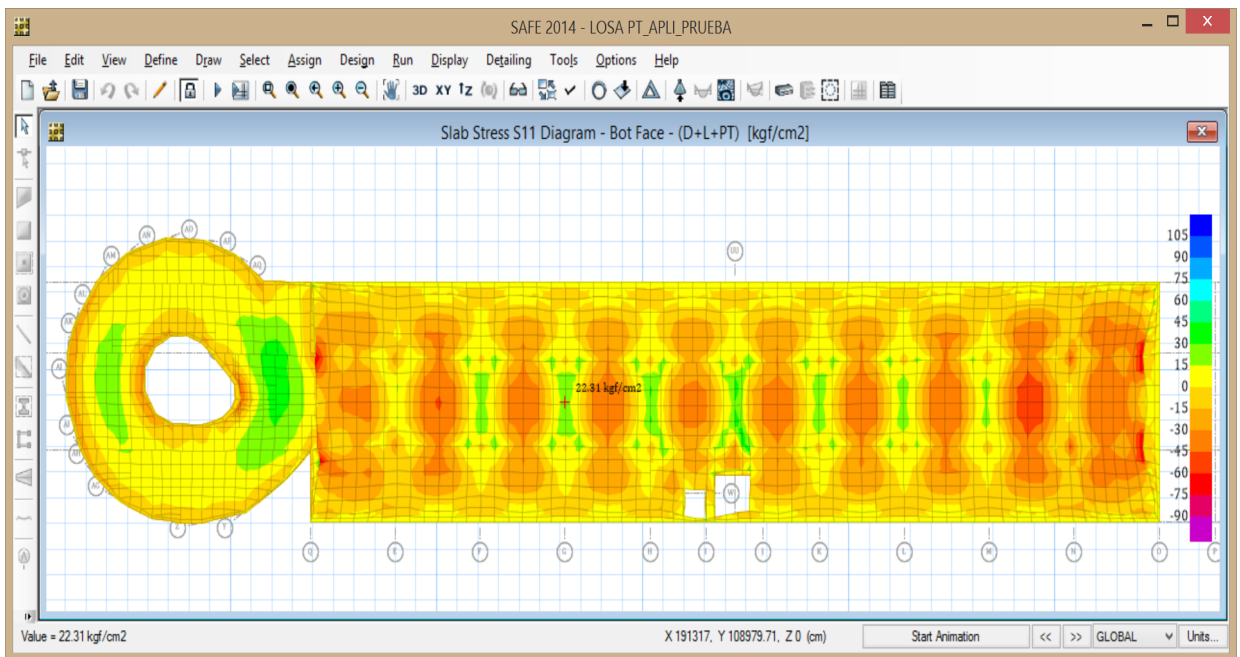


Figura 3.28: Esfuerzo de tensión máxima en cara inferior de losa

Una vez obtenido los máximos esfuerzo, se procede hallar el refuerzo no presfor-

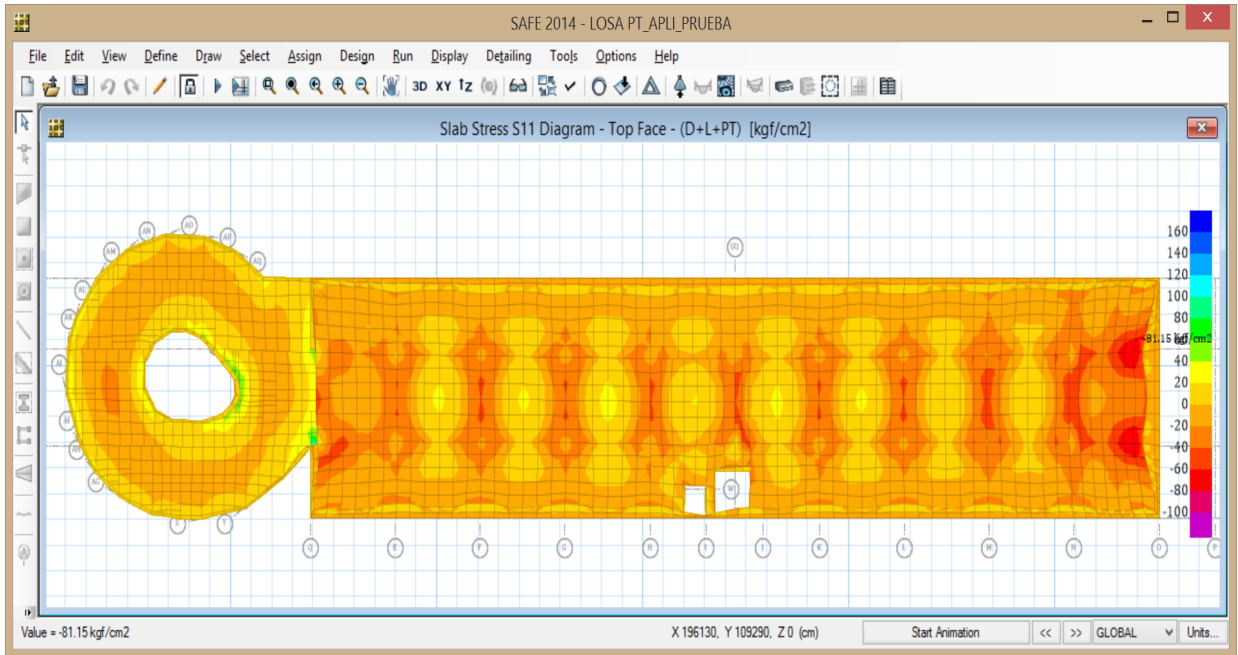


Figura 3.29: Esfuerzo de compresión máxima en cara superior de losa

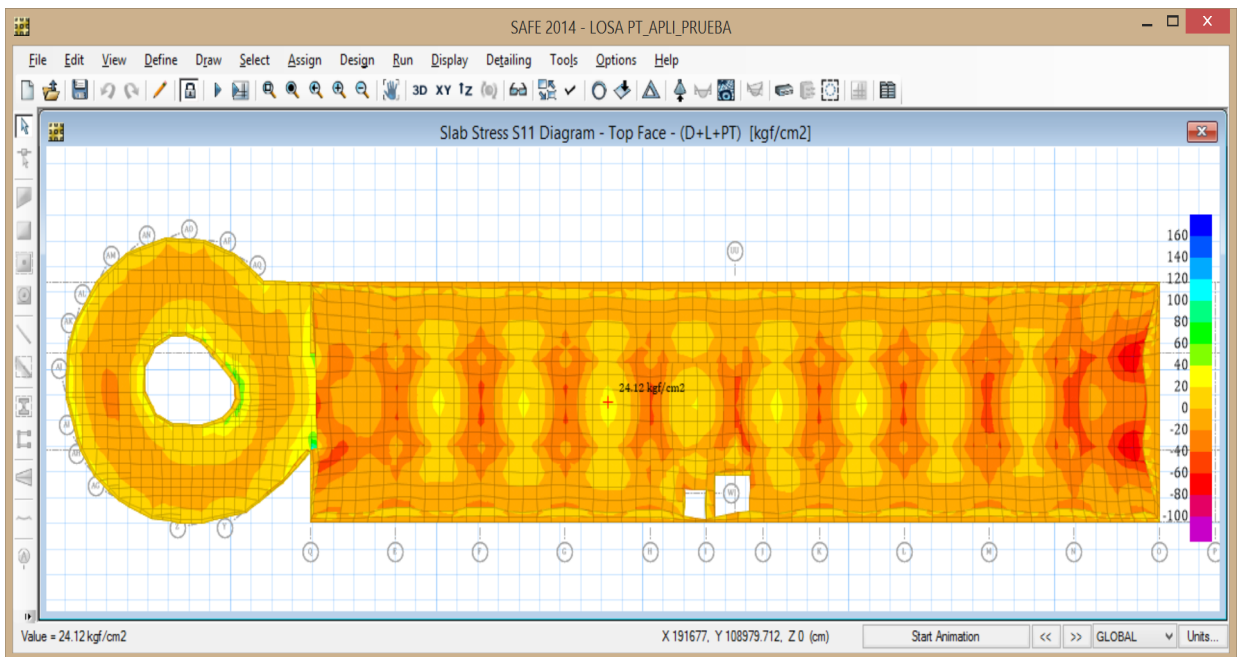


Figura 3.30: Esfuerzo de tensión máxima en cara superior de losa

zado indicado por la NTE E-060 [2].

7. Hallando refuerzo no presforzado negativo para franja de columna (A_s), ver cuadro 3.2.
8. De lo anterior en la dirección X se colocará 6 varillas de $1/2''@0.55m$.

Refuerzo no presforzado negativo en franja de columnas			
Direccion	e(cm)	ancho de franja(m)	As(cm ²)
X	15	6.90	7.76
Y	15	7.20	8.10

Cuadro 3.2: Refuerzo no presforzado negativo

9. De la misma manera para la dirección Y se colocara 7 varillas de $1/2'' @ 0.55m$.
10. Hallando refuerzo no presforzado positivo para franja de columna (A_s).

Refuerzo no presforzado positivo en franja de columna			
Direccion	Nc(kg)	fy(kg/cm ²)	As
X	33750.00	4200	16

Cuadro 3.3: Refuerzo no presforzado positivo

11. De lo anterior en la dirección X se colocará 12 varillas de $1/2'' @ 0.30m$.

3.2.3.4. Verificación de Resistencia del Concreto a Cortante por Punzonamiento

Se verificará que la cortante ultima por punzonamiento, debe ser menor a la resistencia de cortante ofrecida por el concreto.

1. Con la ayuda de una hoja de cálculo, se halla la resistencia del concreto al corte por punzonamiento, ver figura 3.31.
2. Consiguientemente se ubica la mayor cortante debida a cargas ultimas de resistencia, ver figura 3.32.
3. De los resultados obtenidos en 1 y 2, se verifica que la cortante máxima está por debajo de la resistencia al corte del concreto por punzonamiento.

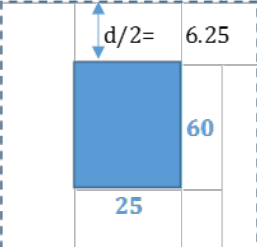
RESISTENCIA DEL CONCRETO AL CORTANTE			
Valores resistencia del concreto al cortante			
Datos:			
$f'c=$	280.00	kg/cm ²	
$b_o=$	220.00	cm	
$d=$	12.50	cm	
$\alpha_s=$	40.00		
$\beta=$	2.40		
$\phi=$	0.85		
			
			$V_c = 0,53 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \sqrt{f'c} b_o d$
			$V_c = 0,27 \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \sqrt{f'c} b_o d$
			$V_c = 1,06 \sqrt{f'c} b_o d$
$V_c=$	44712.51	kg	$\phi V_c=$ 38005.63 kg
$V_c=$	53086.08	kg	$\phi V_c=$ 45123.17 kg
$V_c=$	48777.28	kg	$\phi V_c=$ 41460.69 kg

Figura 3.31: Resistencia al cortante del concreto

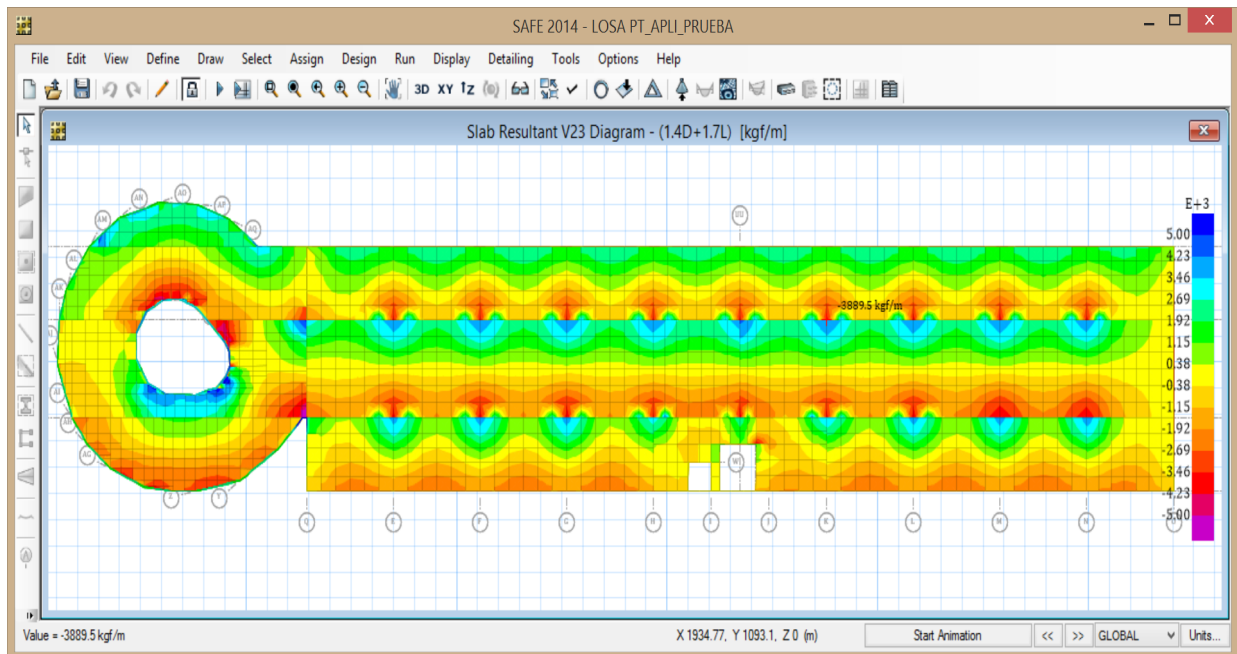


Figura 3.32: Cortante máxima en losa de concreto

3.2.3.5. Verificación de Resistencia a Flexión

Se verificará que el momento último debe ser menor al momento nominal.

Verificación en Dirección X:

1. Con la ayuda de una hoja de cálculo, se halla el momento nominal (ϕM_n), ver figura 3.33.
2. Consiguientemente se ubica el máximo momento en cargas ultimas, ver figura 3.34.

DISEÑO DE ELEMENTOS PRESFORZADOS SOMETIDOS A FLEXION:					
Datos:			Ecuaciones de diseño		
concreto					
f _c =	280.00	Kg/cm ²	$a = \frac{A_p f_{ps}}{0.85 * f'c * b}$		
f _y =	4200.00	Kg/cm ²			
altura(h) =	15.00	cm	$f_{ps} = f_{pe} + 700 + \frac{f'c}{100\rho_p}$		
Base(b) =	690.00	cm			
recubrimiento(d') =	2.50	cm	$M_n = A_p f_{ps} \left(d - \frac{a}{2} \right)$		
Peralte efectivo (d) =	12.50	cm			
Ø =	0.90	coef. Para flexión			
Acero de Postensado					
Ncables =	19.00				
Pe =	196732.80	kg			
Area de cable =	98.71	mm			
Hallando terminos			Hallando momento resistente		
f _{pe} =	10489.67	kg/cm ²	Mn =	2758408.99	kg-cm
Area total de cables A _p =	18.75	cm ²	Mn =	27.58	tn-m
ρ _p =	0.002		ØMn =	24.83	tn-m
f _{ps} =	12477.34	kg/cm ²			
a =	1.42				

Figura 3.33: Cálculo de resistencia a flexión dirección X

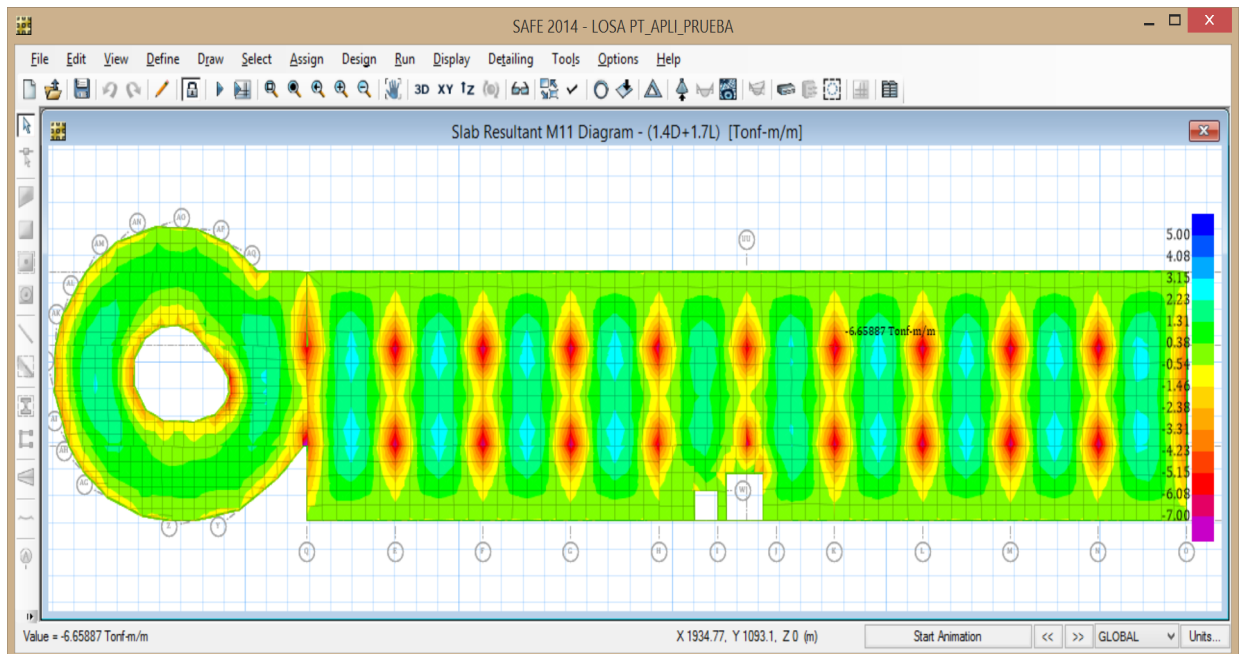


Figura 3.34: Momento máximo en losa (Dirección X)

- Una vez obtenido los resultados en 1 y 2, se verifica que el momento máximo que actúa sobre la losa está por debajo del momento nominal resistente.

Verificación en Dirección Y:

1. Con la ayuda de una hoja de cálculo, se halla el momento nominal (ϕMn), ver figura 3.35.

DISEÑO DE ELEMENTOS PRESFORZADOS SOMETIDOS A FLEXION:					
Datos:					
concreto			Ecuaciones de diseño		
f'c =	280.00	Kg/cm ²			
fy=	4200.00	Kg/cm ²			
altura(h)=	15.00	cm			$a = \frac{A_p f_{ps}}{0.85 * f'c * b}$
Base(b) =	720.00	cm			
recubrimiento(d')=	2.50	cm			
Peralte efectivo (d) =	12.50	cm			$f_{ps} = f_{pe} + 700 + \frac{f'c}{100\rho_p}$
Ø =	0.90	coef. Para flexión			
					$M_n = A_p f_{ps} \left(d - \frac{a}{2} \right)$
Acero de Postensado					
Ncables=	18.00				
Pe=	180340.00	kg			
Area de cable=	98.71	mm			
Hallando terminos			Hallando momento resistente		
fpe=	10149.82	kg/cm ²			
Area total de cables Ap=	17.77	cm ²	Mn=	2586079.79	kg-cm
ρp=	0.002		Mn=	25.86	tn-m
fps=	12268.12	kg/cm ²	ØMn=	23.27	tn-m
a=	1.27				

Figura 3.35: Cálculo de resistencia a flexión dirección Y

2. Consiguientemente se ubica el máximo momento en cargas últimas, ver figura 3.36.

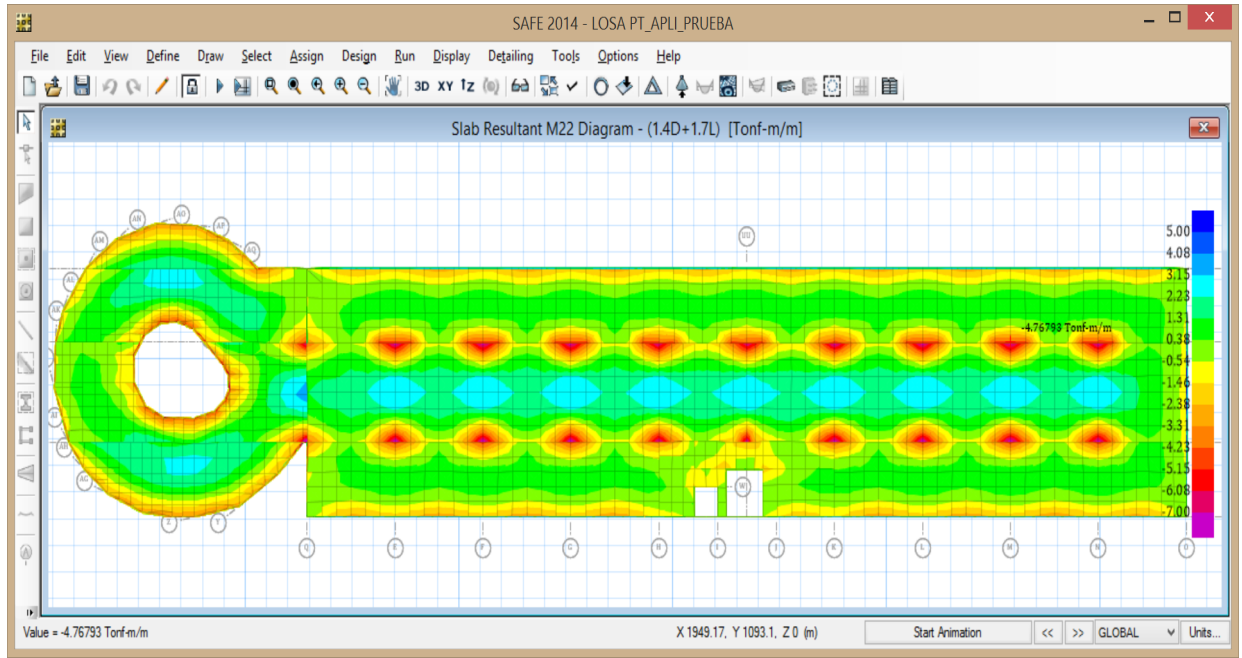


Figura 3.36: Momento máximo en losa (Dirección Y)

3. Una vez obtenido los resultados en 1 y 2, se verifica que el momento máximo que actúa sobre la losa está por debajo del momento nominal resistente.

Con los pasos desarrollados anteriormente queda finalizado el diseño de la losa de concreto Postensado.

4.1. Resultados de Diseño de Losa Plana de Concreto Reforzado

Para el diseño de losas planas de concreto reforzado se observa lo siguiente:

1. Se obtuvo como predimensionamiento de espesor de losa $h=0.17\text{m}$, se observa que con el peralte trabajado, la resistencia al corte se encuentra de manera ajustada dentro del tope de resistencia al corte, por lo cual no se necesita un peralte de mayor tamaño.
2. Se observa que con el peralte de $h=0.17\text{m}$, la resistencia a esfuerzos de flexión se encuentra dentro de lo requerido, sin la necesidad de trabajar con acero a compresión.
3. Se trabajó el espesor de ábaco $h=0.35$, según el predimensionamiento el espesor debió ser $h=0.22\text{m}$. No se tomó este valor debido a que se obtiene como momento negativo (franja de columna) de $9.8\text{ tn}\cdot\text{m}$, en caso de que se hubiera tomado el peralte de 22 cm , el concreto en esta zona necesitaría refuerzo de compresión adicional, lo cual llevaría a una congestión de refuerzo en la losa, lo cual no es recomendable.

4.2. Resultados de Cálculo de Ancho de Fisura

Para el cálculo de ancho de fisura se observa lo siguiente:

1. Se obtiene como ancho de fisura en el paño $N1$ (ver figura 3.11) lo siguiente: Con las ecuaciones del código ACI-224 $e=0.35\text{mm}$, mientras que con el Eurocódigo EC2-2004 se obtiene ancho de fisura $e=0.17\text{mm}$.
2. Se obtiene como ancho de fisura en el paño $N2$ (ver figura 3.11) lo siguiente: Con las ecuaciones del comité ACI-224 $e=0.26\text{mm}$, mientras que con el Eurocódigo EC2-2004 se obtienen un ancho de $e=0.14\text{mm}$.
3. Se nota que el ancho de fisura en el paño $N1$ es menor que el paño $N2$, para ambos casos de análisis el cual se debe a que el espaciamiento de refuerzo en el paño $N1$ es mayor en comparación al espaciamiento de refuerzo del paño $N2$.
4. Se observa que hay diferencia entre los anchos de fisura obtenidos por el comité ACI-224 y el Eurocódigo EC2-2004, esto debido a la diferencia de toma de variables para ambas ecuaciones.
5. El ancho de fisura obtenido para el paño $N^{\circ}1$ usando las ecuaciones del Código ACI-224, se encuentra dentro del rango permitido siempre y cuando el proyecto se ejecute en una zona donde el clima sea seco, en caso de ejecutarse en zonas húmedas se podría disminuir el espaciamiento de la malla de refuerzo para obtener menor espesor de ancho de fisura, tal como se observa para el Paño $N2$.

4.3. Resultados de Diseño de Losa Plana de Concreto Presforzado(Postensado)

Para el diseño de losa plana de concreto presforzado se observa lo siguiente:

1. Se obtiene como espesor de losa $e=0.15\text{m}$, el cual es menor en comparación del espesor de losa de concreto presforzado.

4.3. Resultados de Diseño de Losa Plana de Concreto Presforzado(Postensado)

2. Se elimina el uso de ábacos, ya que el uso de tendones de presforzado con el peralte dado resiste los momentos demandados por las cargas actuantes.
3. Se observa que el espesor de 0.15m resiste los esfuerzos de corte demandados por las cargas actuantes sobre la losa.
4. Se decide mantener la losa de rampa de concreto presforzado, ya que no hay ninguna necesidad de bajar el espesor de losa de rampa.

CAPÍTULO 5

CONTRASTACIÓN DE HIPÓTESIS

1. Para la Hipótesis General:” Si elaboramos una guía de diseño de losas planas sin vigas, determinando el posible ancho de fisuras, por esfuerzos de flexión, entonces se podrá comparar el posible ancho de fisura obtenido si se encuentra dentro de los máximos recomendados por el comité ACI 224 ”. En el capítulo 3, se muestra el diseño de losas planas de concreto presforzado, obteniendo el área de refuerzo a usar, consiguientemente se procede a calcular el ancho de fisura en dos zonas críticas, tal como se observa en las figura 3.16.

Por lo anterior descrito se valida la Hipótesis General.

2. Para la 1^{era} Hipótesis específica:” Controlar daños a la durabilidad de la estructura (corrosión del refuerzo de losas planas sin vigas), debido a fisuras que excedan los anchos máximos recomendados ”. En la sección 3.1.6.5 se realiza el cálculo del ancho de fisuras para el refuerzo a usar en la losa reforzada, previamente diseñada; Estos anchos son comparados con el cuadro 2.13, con la cual se determina si los anchos obtenidos se encuentran dentro de los máximos obtenidos.

Por lo anterior descrito se valida la 1^{era} Hipótesis específica.

3. Para la 2^{da} Hipótesis específica: ”Dar complementos a las recomendaciones de la NTE E-060 respecto al tema de control de ancho de fisuras en losas por flexión”. En la sección 2.5.3 se muestra los anchos máximos de fisura recomendados por

CAPÍTULO 5. CONTRASTACIÓN DE HIPÓTESIS

el comité ACI 224, actualmente la NTE E-060 no limita ancho de fisuras en elementos de concreto.

Por lo anterior descrito se valida la 2^{da} Hipótesis específica.

4. Para Para la 3^{era} Hipótesis específica: "Verificar el diseño de losas planas sin vigas a cargas de servicio". En la sección 3.1.6.5, al realizar el cálculo de ancho de fisura, se está realizando la verificación la losa a cargas de servicio, ya que el momento flexionante usado son los producidos por las cargas en estado de servicio, ver figura 3.17.

Por lo anterior descrito se valida la 3^{era} Hipótesis específica

CAPÍTULO 6

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1. Conclusiones

Luego de finalizado el presente trabajo de Tesis, se puede concluir lo siguiente:

6.1.1. Diseño de Losa Plana de Concreto Reforzado

Del diseño de losa plana de concreto reforzado se puede concluir lo siguiente:

1. Se cumple con el objetivo General de la presente Tesis, que es generar una guía de diseño de losas planas de concreto reforzado.
2. Que se puede usar espesores de losa de 0.17m para una luz de libre entre caras de columna de 7.00m siempre y cuando se dé el uso de ábacos, ya que los ábacos evitan mayores deflexiones de la losa y por consiguiente evitan mayores esfuerzos de flexión.

6.1.2. Cálculo de Ancho de Fisura

De los cálculos de anchos de fisuras para losa plana se concluye lo siguiente:

1. Que los resultados de anchos de fisura dependen directamente del espaciamiento de las varillas de refuerzo, tal conclusión se ve reflejada en los resultados obtenidos

para los paños 1 y 2 (ver figura 3.11), donde se observa que se obtiene mayor ancho de fisura en el paño 1, esto debido que el paño 1 tiene un espaciamiento de refuerzo mayor al del paño 2.

2. Que la NTE E-060 debería establecer límites de anchos de fisuras, ya que los valores con que se comparan los anchos de fisura son tomados del comité del código ACI-224.
3. Que los valores máximos de anchos de fisuras establecidos por el comité ACI-224 son ligeramente mayores a lo establecido por el Eurocódigo EC2-2004.
4. Que es necesario controlar el ancho de fisuras para poder evitar así posibles daños a la durabilidad a la estructura.

6.1.3. Diseño de Losa Plana de Concreto Presforzado

1. Se cumple con el objetivo General de la presente Tesis que es generar una guía de diseño de losas planas de concreto Presforzado.
2. Se puede reducir el espesor de losas planas y eliminar el uso de ábacos gracias al aporte de las fuerzas postensoras en las losas de concreto.

6.2. Recomendaciones

Luego de finalizado el presente trabajo de Tesis, se puede recomendar lo siguiente:

1. Se recomienda siempre realizar la verificación de ancho de fisura, ya que este nos puede guiar al momento de elección de las varillas de refuerzo de la losa de concreto reforzado.
2. Se recomienda el uso de losas planas en sótanos debido que no se requiere realizarse ninguna verificación sísmica, ya que los muros de los sótanos actúan como rigidizadores de la estructura, impidiendo desplazamientos relativos entre un piso y otro.

3. Se recomienda que para el diseño de losas planas, al margen del uso de software de apoyo, siempre debe primar el criterio de sentido común del encargado de diseño.

6.3. Lineas Futuras de Investigación

1. Realizar Investigaciones de diseño de losas planas postensadas, donde se vea la influencia de efectos sísmicos.
2. Realizar investigaciones de Formas de reparación de Fisuras en elementos de concreto, siguiendo las recomendaciones del comité ACI 224.
3. Realizar Investigaciones de Comparación de costos de Entre losas planas de concreto reforzado y losas planas de Concreto Postensado, Aplicado a la ciudad de Ayacucho.

REFERENCIA BIBLIOGRÁFICA

- [1] McCormac J. y Brown R. *Diseño de Concreto Reforzado*. Alfaomega grupo editor, 2011. 9, 10, 12, 18, 19, 20, 28, 34
- [2] *Norma Tecnica de Edificacion E-060 Concreto Armado*. 2009. 10, 11, 23, 24, 25, 26, 35, 36, 40, 50, 51, 54, 70
- [3] Ottazzi P. *Material de Apoyo para la Enseñanza de los Cursos de Diseño y Comportamiento del Concreto Armado*, 2004. 11, 13, 14, 15, 27
- [4] *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural ACI 318S-14*, 2014. 11, 25, 39
- [5] Park R. y Paulay T. *Estructuras de Concreto Reforzado*. Editorial LIMUSA, 1988. 13, 26
- [6] Nilson A. *Diseño de Estructuras de Concreto Presforzado*. Editorial LIMUSA, 1990. 16, 17, 18, 21, 22, 23, 37, 38, 39, 47, 65
- [7] Lin T. Y. *Diseño de estructuras de Concreto Presforzado*. C.E.G.S.A, 1963. 21
- [8] Nawy E. *Prestress Concrete*. Prentice Hall-PEARSON, 2010. 22, 37
- [9] Reported by ACI Committee 224. Control of cracking in concrete structures. *ACI 224R-01*, 2001. 28, 30, 31, 33, 34, 60

REFERENCIA BIBLIOGRÁFICA

- [10] Nawy E. *Concrete Construction Engineering Handbook*. CRC Press. Taylor & Francis Group, 2008. 30
- [11] *Eurocode EC2-2004: Design of concrete structures*. 31, 32, 33, 61
- [12] Sistema de losas postensadas, freyssinet. 37, 47
- [13] Sistemas dywidag de postesado de cable adherente. 42, 43, 44
- [14] Sanchez M. Analisis y diseño de edificio habitacional a base de losas postensadas. Tesis para optar el título, Instituto Politecnico Nacional, 2009. 42, 43
- [15] El pretensado freyssinet. 43, 45
- [16] Guerra E. *Prefabricados de Concreto en la Industria de la Construcción*, 2004. 45
- [17] Blanco A. Diseño sismico de edificios con losas postensadas. In *Conceptos de Diseño de Estructuras Sismorresistentes con Elementos Postensados en el Perú*, 2016. 47
- [18] *Post-Tensioning Manual*. 2004. 64

Anexos

Planos

Arquitectura

Estructuras